

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercaffel
(Stegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereines
Berlin W9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1.

erscheint zweimal monatlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 6,— Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 1,25 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereines, des Deutschen Beton-Vereines, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 150 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,15 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei $\frac{12}{10}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Bei $\frac{24}{10}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-59.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

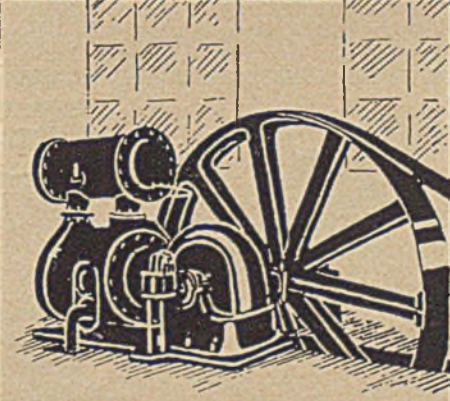
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

| | Seite | | Seite |
|--|-------|---|-------|
| Die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Vom 23. bis 25. Februar in Berlin. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden | 199 | Kurze technische Berichte | 228* |
| Spannungsmessungen an trägerlosen (Pilz-) Deckenkonstruktionen. Von E. Probst, Karlsruhe, und H. Butzer, Dortmund | 202* | Zuschrift zu der Berechnung der Pilzdecken nach der Theorie und den Tabellen von Dr. Lewe. — Vom Oberbau der französischen Nordbahn. — Zuschrift zu Probst: Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten auf einer Studienreise. — Die Behandlung von Preßluftbohrwerkzeugen. — Die Ursachen des Einsturzes in Benton Harbor. | 231* |
| Über die neuen deutschen Eisenbeton-Bestimmungen 1925. Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1925 in Berlin. Von Professor B. Lösser, Dresden | 217* | Wirtschaftliche Mitteilungen | 231 |
| Die Berechnung von Stockwerkrahmen. Von Paul P.-Santo Rini, Direktor der „Société Anonyme d'Etudes et d'Entreprises“, Athen | 223* | Auswüchse bei der Vergebung öffentlicher Bauarbeiten. — Kölner Messe. | 233 |
| Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 232. | | Patentbericht | 231 |
| | | Bücherbesprechungen | 233 |
| | | Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen | 233 |

DEM LANG



**Pressluft-Anlagen
und
Werkzeuge
für Hoch- und Tiefbau -
Normal Dampfkranne
ab Lager lieferbar !!**

DEUTSCHBURG

Beton- und Mörtelmischer D. R. P.

O R I G I N A L

ABC

Hochleistungs- Baumaschinen

W I E M A R K E N G E S C H Ü T Z T

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft
m. b. H., Maschinenfabrik, Leipzig 86/3

TEL. "ABC" BAUMASCHINE LEIPZIG: FERNRUUF: 24296, 12007, 20021

die führende Marke!

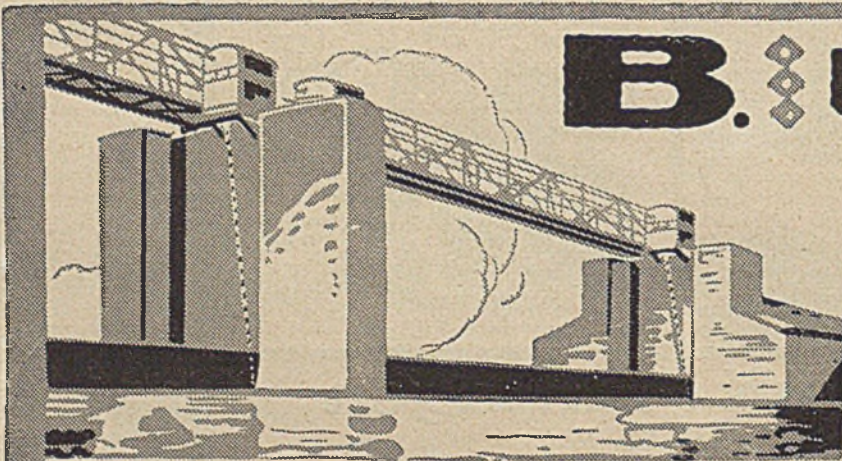
DYWIDAG

Dyckerhoff & Widmann A.G.
Biebrich a. Rh.
gegr. 1865

Wasser- Bauten
 Ramm- Arbeiten
 Nass- u. Trocken-
 Bagger- ungen



Niederlassungen bezw. Vertretungen
an den wichtigsten Plätzen im In- u.
Ausland



B. U. Co.

EISEN-
 KONSTRUKTIONEN
 BETONBAUTEN
 FÜR DEN
 WASSERBAU

SEGMENTSCHÜTZE ♦ EINLASZSCHLEUSE RIEBNIG ♦ 1922 ♦

BEUCHELT u. Co., GRÜNBERG i. SCHL.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

25. März 1925

Heft 6

DIE 28. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS. *)

Vom 23. bis 25. Februar in Berlin.

In herkömmlicher Weise hatte der deutsche Beton-Verein seine Mitglieder auch zu seiner diesjährigen Hauptversammlung nach der Reichshauptstadt gebeten. Und es kann nicht hoch genug eingeschätzt werden und darf dem Verein zu stolzer Freude Veranlassung geben, daß sich nach den vergangenen, wirtschaftlich besonders schweren Zeiten wieder eine friedensstarke Versammlung eingefunden hatte. Möge diese große Beteiligung ein gutes Zeichen sein für die wirtschaftliche Erstarbung der Betonindustrie, die zu ihrem Teile auch berufen ist, den Wohlstand unseres Vaterlandes zu fördern. Von weit her und aus allen deutschen Gauen waren Vertreter der Praxis, der Wissenschaft und Materialforschung herbeigeeilt, um in gemeinsamer, ernster Arbeit persönlich Fühlung zu nehmen, Erfahrungen auszutauschen, sich gegenseitig Anregungen zu geben und im Sinne technisch-wirtschaftlicher und wissenschaftlicher Fortentwicklung die großen schwebenden Fragen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues zu behandeln. Von den ausländischen Vertretern sei an dieser Stelle besonders der derzeitige Rektor magnificus, Herr Hofrat Prof. Dr.-Ing. R. Saliger genannt, der es sich als Führer und Vertreter zugleich der Technischen Hochschule Wien nicht hatte nehmen lassen, das geistige Band zwischen den stammesverwandten Fachgenossen fester zu knüpfen. Nachdem sich der Verein am Montag, dem 23. Februar vormittags in geschäftlicher Sitzung zur Behandlung innerer Angelegenheiten zusammengefunden hatte, eröffnete der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. e. h. Hüser am zeitigen Nachmittag die eigentliche Hauptversammlung, zu deren Beginn er Gelegenheit nahm, in persönlicher, ehrender Weise der im vergangenen Jahre aus dem Leben geschiedenen Mitglieder zu gedenken. Besondere Worte dankbarer Anerkennung für die hohen um die Entwicklung und Förderung des deutschen Beton-Vereins erworbenen Verdienste widmete der Vorsitzende dem verstorbenen Ehrevorsitzenden, Herrn Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Eugen Dyckerhoff, sowie dem ehemaligen Generaldirektor der Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Herrn Dr.-Ing. e. h. Koenen. Nach herzlichster Begrüßung der anwesenden Versammlung, insbesondere der Vertreter staatlicher und städtischer Behörden, der Technischen Hochschulen, Materialprüfungsämter, der befreundeten Vereine und Verbände wurde Herrn Oberingenieur Dipl.-Ing. Burkas das Wort erteilt, der in Vertretung des an der Teilnahme behinderten Herrn Heinrich Butzer, Dortmund, mit der Behandlung des Themas „Spannungsmessungen an Pilzdecken“ die Reihe der Vorträge eröffnete. — Die Ausführungen des Vortragenden fanden, ebenso wie die dann folgenden Vorträge, gute Unterstützung in zahlreichen Lichtbildern.

Nach der Beschreibung eines im Jahre 1922 fertiggestellten Lagerhauses Thomsen in Rotterdam, dessen Berechnung nach Lewe unter Benutzung von Fourierschen Reihen durchgeführt worden war, ging der Vortragende in ausführlicher Weise auf die an den fertigen Pilzdeckenkonstruktionen vorgenommenen Feinmessungen ein. Letztere sind im Auftrage der Firma Heinr. Butzer, Dortmund, von Herrn Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, durchgeführt und ausgewertet worden, zu dem Ende, einen Einblick in das statische Verhalten der Pilzdecken zu gewinnen, ferner eine Nachprüfung der auf theoretischem Wege

*) In den nächstfolgenden Heften dieser Zeitschrift werden die meisten der auf der Hauptversammlung gehaltenen Vorträge zum Abdruck gelangen.

Schriftleitung.

gefundenen Rechnungsergebnisse zu ermöglichen und gegebenenfalls brauchbare Näherungsverfahren für die Berechnung aufzustellen. Im wesentlichen sei aus der eingehenden Versuchsbeschreibung wiedergegeben, daß in den wichtigsten Punkten bei verschiedenen Belastungsstufen die Dehnung gemessen und hieraus die Spannungen und die Biegemomente unmittelbar abgeleitet wurden. Wenn als Ergebnis die versuchsmäßig ermittelten Biegemomente und die nach Marcus und Lewe errechneten nur in den M_g -Werten eine gute Übereinstimmung aufwiesen, nicht aber in den M_p -Werten, die rechnerisch höher waren als die Versuchswerte, so war dieser Umstand auf die Vernachlässigung der 15 cm starken, den Stützenkopf versteifenden und ähnlich den Vouten eines durchlaufenden Trägers die Feldmomente vermindernenden Unterlagsplatte bei der Berechnung zurückzuführen.

Im folgenden Vortrage berichtete Herr Rgsbmstr. Dr.-Ing. Hielmann über die Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzementes und zeigte an Hand einiger von seiner Firma, der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W., ausgeführten Eisenbetonbauwerke, die bei Verwendung von hochwertigen Zementen (Spezialzement „Wicking“) erstaunlich kurze Bauzeit, wobei er gleichzeitig der Normalisierung und Typisierung, im besonderen der wiederholten Verwendung des Schalungsmaterials nachdrücklich das Wort redete. In der sich anschließenden Aussprache wurde von den Herren Dr.-Ing. Petry und Dr.-Ing. e. h. Hüser gerade hinsichtlich der letzteren Forderungen die Durchführbarkeit unter Hinweis auf die bei jeder Bauausführung grundsätzlich verschiedenen Voraussetzungen in Frage gezogen, andererseits die hohe wirtschaftliche Bedeutung hochwertiger Zemente anerkannt und zugleich die Qualitätslieferung bzw. Normalisierung hochwertiger Zemente befürwortet.

Den dritten Vortrag über die Fortschritte im Bau von Massivkuppeln hatte Herr Oberingenieur Dischinger in Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich, übernommen. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung des Massivkuppelbaues wurde die Bauausführung einer auf dem Fabrikgebäude der Firma Carl Zeiß, Jena, errichteten, 16 m weit gespannten Kuppel von der Form einer Halbkugel beschrieben. Bei der verwendeten Konstruktion handelt es sich im wesentlichen um ein im Wege des Spritzbetonverfahrens einbetoniertes, leichtes Eisenstahlwerk, dessen Stäbe in Dreieckssystem vom Scheitel her nach unten zu durch einfache Schlösser aneinander angeschlossen werden. Um der erstaunlich dünnen Spritzbetonschicht einen guten Halt zu geben, wurde das Netzwerk mit einem starken Drahtgewebe überzogen. Das Anspritzen des Betons erfolgte stufenweise in einzelnen Ringen und zwei Schichten von unten und außen, von denen die letztere gleichzeitig die erste Schicht des Nachbarringes war. Der Hauptvorteil liegt in der Leichtigkeit der Konstruktion, sowie in der einfachen schnellen Ausführung. Bei diesem Bau trat die Verwendung beweglicher innerer Schalungstafeln als besonderer Vorzug hinzu, der in der Verzichtsmöglichkeit auf ein festes Lehrgerüst mit darauf liegender Schalung begründet ist. Einen besonderen Hinweis verdient andererseits die an Feinmessung heranreichende genaue Ausführung der einzelnen Eisenstäbe. Als weiteres Ausführungsbeispiel wurde die 40 m weit gespannte Kuppel der Fa. Schott

u. Genossen, Jena, angeführt; sie ist nur in ihrem oberen Teil nach einer Kugel geformt und fällt durch ihren geringen Stich auf. Auch hier Verwendung eines Netzwerkes von sehr geringem Gewicht. Als Ersatz des oben angeführten Drahtgewebes kamen hier sich kreuzende Eisen zur Verwendung, die das Netzwerk oben und unten verstärkten und somit einen besonders guten Zusammenhang im Beton gewährleisteten, ferner auch zur Aufnahme der Temperaturspannungen infolge einseitiger Erwärmung der Schale dienten. Nach Wiedergabe eines dritten ausgeführten Kugelbaues im Lichtbilde und dessen kurzer Erläuterung gab der Vortragende eine Zusammenstellung der Gewichte der bisher ausgeführten besonders beachtenswerten Kuppelbauten, aus der hervorging, wieviel leichter sich Massivkuppeln nach der Zeiß-Bauweise hätten herstellen lassen.

Den zweiten Tag leitete Herr Privatdozent Direktor Dr.-Ing. Mautner mit dem Thema: Über einige Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiete ein. Der Vortragende erörterte unter Bezugnahme auf seine früheren Ausführungen gelegentlich der 14., 17. und 25. Hauptversammlung zunächst den Vorgang beim Schachtabteufen in stark wasserführendem Deckgebirge und behandelte im Zusammenhang damit die Sicherheit des Schachtausbaues mit Rücksicht auf die Abbauvorgänge. Nach kurzem Eingehen auf die Anwendung des Gefrierverfahrens, dessen Vorzüge und unvermeidliche Nachteile, leitete der Vortragende sodann auf die Schwierigkeiten des Ausbaues über. Er behandelte zunächst den Tübbingausbau (von den verschiedenen, deutschen, Kreuz- und Eckenberg-Tübbing werden vorzugsweise die ersteren verwendet) allein, hinsichtlich der Standfestigkeit gegen gleichmäßigen Wasser- und Gebirgsdruck, ungleichförmigen Druck und Einwirkungen durch den Abbau, ferner die konstruktiven Maßnahmen zur Erzielung der Wasserdichtigkeit des gußeisernen Ausbaues und der Sicherheit gegen Durchbrüche von scharfem Sand; im besonderen wurde auf die durch Anhäufung von Gefrierlöchern drückenden Schichten, Abbauwirkungen usw. eintretenden Biegungen in horizontalem und vertikalem Sinne, auf die Knick- und Torsionsbeanspruchungen und im Zusammenhang mit dem Tübbingausbau auf die Schraubenscherfestigkeit in den Fugen näher eingegangen.

In seiner Begründung für die dem Beton bzw. Eisenbeton gerade bei Verstärkung gußeiserner Schachtauskleidungen zufallende wichtige Aufgabe sowie der an den Beton zu stellenden Qualitätsforderungen untersuchte der Vortragende den Einfluß des Schwindens, der Wasserdurchlässigkeit und der Temperaturspannungen beim Auftauen und möglicherweise notwendigen Wiederfrieren und ging anschließend auf die von der Wayß u. Freytag A.-G. zu diesem Zwecke in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführten Versuche näher ein. Endlich wurde die Durchführung der Verstärkung der Auskleidung der tiefsten in Deutschland bisher niedergebrachten Gefrierschächte im Lichtbilde vorgeführt.

Der zweite Teil des Vortrages galt der Sicherung gegen die Einwirkungen des Bergbaues bei einem der größten Gasmaschinendamente und bei einem Fundament der größten Ilgnerumformer, von denen letzteres bei verhältnismäßig geringer Breite und einer Länge von nahezu 60 m einen Eisenbetonbalken darstellt, der auf zwei Flächenlagern aufruht und für alle möglichen Lagen der Schnittlinien der Bruchebenen mit dem Gelände biegungs- und verdrehungsfest konstruiert ist. Besondere Beachtung fand die bei diesem Fundament zur Durchführung gelangte Bewehrung zur Erhöhung der Verdrehungsfestigkeit im Falle schrägen Anschnittes der Bruchfuge. Schließlich wurde die gegen Bergschäden sichere Fundierung eines der größten Kohlentürme, insbesondere die in konstruktiver Hinsicht bemerkenswerten Einzelheiten besprochen.

Herr Strombaudirektor Konz, Stuttgart, führte anschließend die Zuhörerschaft zu den Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen, um ihr im Zusammenhang mit der hohen wirtschaftlichen Bedeutung des erweiterten Wasserstraßen-

ausbaues das weite und wertvolle Anwendungsbereich des Beton- und Eisenbetonbaues in diesem Teilgebiet des Wasserbaues vor Augen zu führen. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Schifffahrt auf den süd-deutschen Wasserstraßen, besonders auch im Anschluß an die Rheinschifffahrt, sowie nach einem Hinweis auf den Einfluß des verlorenen Krieges, gab der Vortragende die Grundzüge des Bauprojektes und das Bauprogramm des teils durchgeführten, teils noch fertigzustellenden, in 26 Staustufen vorgesehenen sowie der intensivsten Wasserkraftgewinnung zugleich dienenden Ausbaues und der Kanalisierung des Neckars in großen Zügen wieder, um anschließend an den bereits durchgeführten Bauten der Staustufen Ladenburg, Wieblingen b. Heidelberg, Neckarsulm sowie Ober- und Untertürkheim auf die konstruktive Durchbildung einzelner Anlagen — auf die Ausführung der Betonsohle und -böschungen, die Wehranlagen, Krafthäuser, Schleusenmauern usw. näher einzugehen.

Der sechste Vortrag wurde von Herrn Professor Dr. Mohr bestritten, der die Ergebnisse der von der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen, durchgeführten Versuche über die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton zur Kenntnis gab. Bei den Versuchen sind einmal Normenwürfel aus verschiedenen Portland- und Hochofenzementen mit verschiedenem Mischungsverhältnis zur Verwendung gekommen, die im Laboratorium in reinen Salzlösungen bzw. Säurelösungen gelagert worden sind; und ferner wurden Betonkörper aus Dyckerhoff-Zement mit verschiedenen Zuschlagstoffen im Hauptabwasserkanal des Werkes dem Einfluß von Säuren unterstellt. Es hat sich dabei schon nach kurzer Zeit ergeben, daß die Ammonsalze, deren Säuren mit Kalk lösliche Salze bilden, stark entkalkend und damit zerstörend auf sämtliche Zementmischungen wirken, gleichgültig, ob Traß zugesetzt worden war oder nicht. Periodische Einwirkungen von Salzlösungen haben sich als besonders schädlich erwiesen. Die wesentlichste Ursache der Angriffe auf Portland-Hochofenzement durch Ammonsalze liegt im Kalkgehalt dieser Stoffe, so daß alle Maßnahmen, die auf Verdichtung des Gefüges hinzielen, auch der Zusatz von Traß und Schutzanstrichen, nur verzögernd, nicht aber verhindernd auf die Angriffe wirken können.

Im folgenden Vortrag des Herrn Obergeringenieur Goebel der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen über die Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen knüpfte der Vortragende an die von dem Vorredner als Ergebnis mitgeteilte Erkenntnis von der Unzulänglichkeit der den Zementen beigefügten Zusätze bzw. Anstriche an und gab Beispiele konstruktiver Abwehrmaßnahmen wieder, welche die sorgfältigste Abhaltung aller derjenigen Agenzien von der Betonkonstruktion zum Ziele haben, die durch chemische Umsetzungen irgendwelche Zerstörungen hervorrufen können, um somit die sonst eintretenden Schäden auf ein Minimum herabzudrücken. Zum Schluß kam der Vortragende noch auf den in neuerer Zeit vielgenannten Schmelzzement zu sprechen, von dem er sich, namentlich hinsichtlich des Angriffs sulfathaltiger Flüssigkeiten, viel verspricht.

Mit dem Vortrage des Herrn Direktor Dr.-Ing. Arndt der Philipp Holzmann A.-G. über den Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen wurde die Zuhörerschaft wieder auf eine der großen augenblicklich in Betrieb stehenden Baustellen zurückgeführt.

Nach einer einführenden Übersicht über die an der Baustelle vorherrschenden geographischen, geologischen und klimatischen Verhältnisse, sowie des gesamten Talsperrenprojektes, behandelte der Vortragende, unterstützt durch vorzügliche Lichtbilder, die zur Anfuhr, Lagerung und Verarbeitung des Materials errichteten Installationsbauten und Förderanlagen; es wurden nacheinander der Traß- und Zementsilo, das Sandlager und der Kalksilo, das Kalk- und Mörtelwerk, ihre Konstruktionen, Anlagen und Betriebsweisen beschrieben und dabei besonderes Augenmerk auf die verschiedenen Arten

automatischer Abzapfungsstrukturen, im Zusammenhang mit der automatischen Abmessung der erforderlichen Mengen der einzelnen Zuschlagstoffe, gerichtet. Die Höhenlage des für die Installationsbauten zur Verfügung stehenden Geländes sowie die Lage und die unmittelbare Nähe zur Eisenbahn haben Veranlassung gegeben, der Gesamtinstallationsanlage im allgemeinen den Charakter horizontaler Betriebsweise zu verleihen. — Um den Verkehr an den Mörtelmaschinengruppen auf ein Mindestmaß zu beschränken, wird jeder Muldenkipper mit einer vollen Mörtelmischung zur Maschine gefahren, nachdem er der Reihe nach an jedem Silo die für eine Mörtelmischung erforderliche Menge des betreffenden Zuschlagstoffes geladen hat. Es werden am Schluß der Ausführungen die erzielten Betriebsergebnisse im einzelnen erörtert und der Beweis für den richtigen Konstruktionsgedanken der gesamten sich bewährenden Anlage erbracht.

Am Aschermittwoch eröffnete Herr Dr.-Ing. Enzweiler der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Berlin, an neunter Stelle der Vortragenden den letzten Versammlungstag mit dem Thema Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Nach einleitenden Angaben über die Entwicklung der Ausbaustufen an der Murg für das Badenwerk, bei welchem die Schwarzenbachtalsperre das bedeutendste Bauwerk darstellt, ging der Vortragende auf die bei dieser Talsperre zum ersten Male in Deutschland zur Anwendung kommende Gußbetonbauweise ausführlich ein. Nach den bisherigen Leistungen des noch in der Ausführung begriffenen Bauwerkes kann bei aller Vorsicht in der Berechnung schon jetzt von einer Gesamtbauzeit von etwa zwei Jahren gesprochen werden; außer dieser im Verhältnis zu der zuerst geplanten vierjährigen Herstellungsdauer bei Bruchsteinmauerwerk erstaunlichen Zeitersparnis und der damit verbundenen Verringerung an Kosten nimmt diese Bauweise den weiteren Vorteil für sich in Anspruch, unabhängig zu sein von gelernten Maurern, die bei Errichtung der Mauer in Bruchsteinmauerwerk in großer Anzahl erforderlich, aber schwerlich zu haben gewesen wären. Die 65 m hohe Talsperre mit einer Kronenlänge von 400 m ist als Schwergewichtsmauer projektiert und erfordert eine gesamte Betonmenge von 290000 m³, von denen bereits die Hälfte eingebaut ist, so daß das Werk zur Zeit bereits teilweise in Betrieb ist. Wie fast auf allen großen, sich weit ausdehnenden Baustellen sind auch hier die zur Bewältigung großer Massen erforderlichen Fördereinrichtungen von besonderer Bedeutung. Sie erfuhren daher auch seitens des Vortragenden eine eingehende Würdigung.

Die mit der Eisenbahn bis zum nächstliegenden Bahnhof Raumünzach antransportierten Bindemittelmengen werden unter Überwindung eines Höhenunterschiedes von 300 m mittels Schrägaufzug hochgezogen, um anschließend auf einer 2 km langen elektrischen Bahn das Talsperren-gelände zu erreichen. Innerhalb dieser Strecke liegt der Steinbruch, der sich durch eine besonders starke, maschinelle Ausrüstung, große Brechanlagen, Reinigungsanlagen und Baggermaschinen auszeichnet; besondere Erwähnung fand die Sprengung mit flüssiger Luft, für deren Verwendung nicht nur ihre Wirkung, sondern auch ihre erschwerte und zwecklose Entwendung maßgebend war. Die Felsblöcke, die zu etwa 17,5 vH als Blocksteineinlage Verwendung finden, werden unmittelbar an die Kabelkräne herangefahren, von denen aus die Steine in die Mauer verlegt werden. Gleichzeitig dienen die 450 m weit gespannten Kabelkräne der Beförderung des Gußbetons. Wenn alle diese Vorgänge durch Filmvorführungen von Aufnahmen auf der Baustelle in ausgezeichnete Weise die Ausführungen des Vortragenden unterstützten, so trat diese Hilfe in besonders starkem Maße bei der Vorführung eines Trickfilms zutage, der den Aufbau und Betrieb der Brech- und Mahlanlage darstellte, in der sich gleichzeitig die Bindemittelsilos mit den erforderlichen Fördereinrichtungen für den An- und Abtransport der Bindemittel befinden; in diesem Gebäude sind alle Arbeitsprozesse in vertikalem Sinne vereinigt, die letzten Endes zur Herstellung des Gußbetons dienen. Am Ende des Vortrages stand die Beschreibung der Herstellung

des Verblendmauerwerks im Zusammenhang mit den dazu zur Verfügung stehenden Turmdrehkränen, die auf einer besonderen, sich an die Mauer anlehrenden Gerüstbahn errichtet sind.

Mit Abschluß dieser bemerkenswerten Ausführungen wurde in den dritten Teil der Hauptversammlung eingetreten und mit den Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art begonnen. Als erster machte Herr Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Möller, Braunschweig, Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall. Zunächst wurde der Einsturz der Dreigelenkbogenbrücke im Zuge der Schleswiger Straße bei Flensburg besprochen, über den bereits im Jahre 1924 in verschiedenen Fachzeitschriften berichtet worden ist; der Vortragende wies nochmals auf den die inneren statischen Vorgänge bei der Ausschalung völlig verkennenden Ausrüstungsvorgang hin, der die nicht auf Biegung berechneten beiden Bogenscheiben je als Träger auf zwei Stützen wirken und einstürzen ließ, bevor überhaupt eine Gewölbewirkung eingetreten war. Ferner wurde der Unfall, der die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Kymen bei Korja in Finnland im Oktober 1923 betroffen hat, kurz besprochen. Aus dem Vergleich der Folgen beider Unfälle im Zusammenhang mit dem Umstand, daß die letztgenannte Eisenbetongewölbebrücke nicht eingestürzt ist und deren Erhaltung möglich war, suchte der Vortragende den Nachweis für die bedeutende Überlegenheit der Eisenbetonbauweise gegenüber einer Ausführung in Stampfbeton zu erbringen. In der sich anschließenden, lebhaften Diskussion bestritt zunächst Herr Professor Colberg, Hamburg, die Richtigkeit der vom Vortragenden zur Erklärung des Einsturzes der Dreigelenkbogenbrücke angeführten statischen Begründung, betrachtete vielmehr die beiden Bogenscheiben als einzelne eingespannte Gewölbe, so daß ein Verschulden durch die ausgeführte Ausrüstung nicht vorläge, der Einsturz sei seiner Ansicht nach durch eine mangelhafte Herstellung des Lehrgerüsts verursacht worden.

Von verschiedener Seite, im besonderen von Herrn Professor Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart, wurde nachdrücklichst noch einmal auf die Notwendigkeit der Ausrüstung vom Scheiteltgelenk her betont, damit die Anspannung allmählich im Bogen erwachen kann; ein künstliches Festhalten des Scheiteltgelenkes müsse aus gleichem Grunde unbedingt vermieden werden. Andererseits wird die vom Vortragenden entwickelte, unzulänglich begründete und auch nicht gemeinhin feststellbare Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber dem Stampfbeton als unzutreffend abgelehnt und auf die bisher mit letzterem gemachten unzähligen guten Erfolge hingewiesen.

Herr Professor Löser, Dresden, gab anschließend einen Bericht über die wesentlichen Änderungen der vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen, die er einmal vom Standpunkt des Wissenschaftlers, dann des Praktikers und schließlich der Baupolizei beleuchtete. Die neuen Eisenbetonbestimmungen enthalten eine wesentliche Neuregelung in folgenden Punkten: Der Geltungsbereich der Bestimmungen ist schärfer als bisher abgegrenzt und umfaßt gleichzeitig fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonbauteile und Hohlsteindecken. Die erforderlichen Festigkeiten bei Anwendung hochwertiger Zemente und Baustahl 48 werden im Zusammenhang mit dem Verfahren der Betonprüfung neu festgelegt; gleichzeitig ändern sich unter Voraussetzung hochwertiger Zemente die einzelnen Schalungsfristen der verschiedenen Bauteile. Neu sind ferner die Vorschriften für die konstruktive Ausbildung des Stoßes gezogener Eisen, die Knickberechnung von Säulen, die Minderung der Feldmomente, wenn durchlaufende Platten Auflagerverstärkungen erhalten. Kreuzweise bewehrte Platten und Pilzdecken dürfen nach den Näherungsformeln und Vorschlägen von Dr. Marcus (Heft 20 und 21 des Bauingenieurs, Jahrg. 1924) berechnet werden. Die Bestimmung über die zulässige Druckplattenbreite bei Plattenbalken erfährt für die ein- und beiderseitige Platte ver-

schiedene Abänderungen. Und schließlich wird die Erhöhung der zulässigen Beanspruchung für Biegung von einer wissenschaftlich einwandfreien Berechnung und der Verwendung hochwertiger Zementes abhängig gemacht. Auch die Bestimmungen über die Berechnung und Verwendung von Steineisendecken treten verändert hinzu. Der Vortragende gab am Schluß seiner Ausführungen der Hoffnung Ausdruck, daß die neuen Bestimmungen einen Anreiz geben mögen zur Behandlung mehrgeschossiger Hochbauten als Stockwerkrahmen, zur ausgedehnteren Verwendung von kreuzweise bewehrten Platten sowie zur Verwendung hochwertiger Baustoffe.

Herr Prof. Rüth, Biebrich-Rhein, beschrieb ergänzend die in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt vorgenommenen Versuche mit hochwertigen Zementen unter Verwendung von Normen- und Rheinsand und teilte kurz die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge und an Kontrollbalken erzielten hohen Festigkeitsergebnisse mit.

Der vorgeschrittenen Zeit wegen wurde zunächst Herr Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, an das Rednerpult gebeten, der den zweiten Teil des Berichtes über den Betonstraßenbau im In- und Ausland behandelte und über seine Reiseindrücke auf diesem Gebiete in den Vereinigten Staaten von Nordamerika sprach. Der Vortragende brachte eine Anzahl von in Amerika üblichen Querschnitten zur Darstellung, die sämtlich erhebliche Randverstärkungen aufwiesen. An Hand einer Reihe von Lichtbildern betonte der Vortragende namentlich die große Sorgfalt, welche die Amerikaner der Herstellung und der Nachbehandlung des Betons angedeihen lassen. Auch in der Wahl des Betons und dessen Herstellung tragen die Amerikaner der gewaltigen Verkehrsbeanspruchung Rechnung und scheuen keine Kosten, ein in jeder Hinsicht widerstandsfähiges Material zu verlegen.

Als „Schließender“ erstattete Herr Dr.-Ing. Petry, Obercassel, seinen Bericht über den Betonstraßenbau in Deutschland und anderen europäischen Ländern, wobei er zunächst auf die geschichtliche Entwicklung des Betonstraßenbaues einging und die mit den einzelnen Straßenkonstruktionen seither gemachten Erfahrungen aufzählte. Den Abschluß des Rückblicks, soweit er sich auf deutsche Ausführungen bezog, bildete die Behandlung der vor vier Jahren erbauten einzigen deutschen Automobilstraße im Grunewald. In der Hauptsache machte der Vortragende bemerkenswerte Mitteilungen über eine Reise der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau im Oktober 1924 nach London. Aus den Ergebnissen dieser Reise darf entnommen werden, daß der Betonstraßenbau für Automobilstraßen in England neuerdings mit

Erfolg angewendet wird, und daß man bestrebt ist, auch in der Innenstadt von London das teure Holzpflaster nach und nach durch Betonstraßen zu ersetzen, trotz des dort noch vorhandenen Pferdefuhrwerks. Im Anschluß an die Behandlung des englischen Betonstraßenbaues wurden die in England gültigen Vorschriften für den Bau von Betonstraßen besprochen; diese sind von den Ausführenden selbst aufgestellt und befassen sich mit allen wesentlichen Ausführungsfragen, vor allem auch mit denen der Fugenausbildung.

Zum Schluß gab der Vortragende seinem Bedauern Ausdruck über die in Deutschland zur Zeit noch vielseitig herrschende Zersplitterung der Kräfte, die sich in einem Mangel an einheitlicher Führung geltend machte, und weist mit Nachdruck auf die Bestrebungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau hin, die sich die Zusammenfassung aller dieser Kräfte zum Ziele gemacht hat.

Herr Dr.-Ing. e. h. Hüser schloß darauf die Hauptversammlung und gab namens des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins dem Dank und der Anerkennung in herzlichen Worten Ausdruck, die allen Vortragenden in hohem Maße für ihre hochinteressanten und ausnahmslos auf hoher Warte stehenden Ausführungen gebührte; er dankte nochmals den Mitgliedern und Gästen für ihr zahlreiches Erscheinen und endete mit dem Ausdrucke der besten Wünsche und Hoffnungen für das Wohlergehen des Deutschen Beton-Vereins im kommenden Geschäftsjahr.

Am Dienstagabend hatten sich im Kaiserhof die Mitglieder und Gäste des Deutschen Beton-Vereins mit ihren Damen an prachtvoll geschmückter Tafel zusammengefunden, um neben ernster Berufsarbeit Stunden frohen geselligen Beisammenseins zu erleben. Manches herzliche Wiedersehen konnte nach langer Zeit gefeiert werden, manch alte Beziehung wieder angeknüpft und neue erworben werden.

Und so werden allen Teilnehmern die nur zu rasch vergangenen drei Versammlungstage in jeder Hinsicht in bester Erinnerung stehen.

Erfüllt von den vielseitigen und hohen Eindrücken von dem wissenschaftlichen Streben, den lebendigen Kräften wiedererwachenden Wirtschaftslebens und nicht zuletzt von den bedeutenden Leistungen deutscher Ingenieure, die dem Ansehen des Vaterlandes in ernster Pflichterfüllung zu alter Höhe verhelfen, wird ein jeder all denen herzlichen Dank und Anerkennung wissen, die sich um das Zustandekommen und das gute Gelingen der Zusammenkunft zu ihrem Teile verdient gemacht haben.

Rgbmst. Ehnert.

SPANNUNGSMESSUNGEN AN TRÄGERLOSEN (PILZ-) DECKENKONSTRUKTIONEN *).

Von E. Probst, Karlsruhe und H. Butzer, Dortmund.

Die Konstruktion der trägerlosen Decken (Pilzdecken) ist bekanntlich nicht nur in Nordamerika, sondern auch bei uns der Berechnung vorgeeilt. Erst nachdem die Konstruktion sich bewährt hat, ist man daran gegangen, eine Theorie der Berechnungen zu schaffen. In dieser Richtung seien hier die Arbeiten von Lewe¹⁾ und Marcus²⁾ erwähnt.

Es liegt indessen klar, daß eine theoretische Behandlung des Problems große Schwierigkeiten bietet. Die grundlegenden Annahmen sind kaum den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend zu erfassen: Man denke an die unklaren Auflagerverhältnisse, die Einwirkung der Stützenkopferbreiterung, ferner die Unsicherheiten, die in der Eigentümlichkeit des Baustoffes begründet sind, und die sich durch das verschiedene Zusammenwirken von Beton und Eisen bei verschiedenen

Belastungen ergeben. Es lag daher nahe, an das Problem mit Hilfe der Versuchsforschung heranzutreten. In Amerika und in Holland sind in den letzten Jahren schon Probelastungen von Pilzdecken mit Feinmessungen ausgeführt worden. Auf eine holländische Versuchsanordnung wird nachher kurz eingegangen.

Weiterhin sind Untersuchungen ins Auge zu fassen, die bis zum Bruch durchgeführt werden müßten, um die innerhalb der Gebrauchslasten an größeren Bauwerken angestellten Beobachtungen zu vervollständigen.

Der bei allen Untersuchungen einzuschlagende Weg kann nur zu einem Ziele führen, wenn man die Angriffsmomente — Querkräfte und Normalkräfte treten in ihrer Bedeutung gegen die Momente zurück — aus den Messungen direkt abzuleiten sucht. Die gefundenen Werte sollen zu Vergleichen mit den auf Grund verschiedener Theorien vorgeschlagenen Berechnungsverfahren dienen und Wege weisen zur Aufstellung von brauchbaren Näherungsmethoden für die statische Berechnung.

*) In der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 23. II. 25 hat Obering. Burkas im Einverständnis mit den Verfassern einen Auszug aus vorstehendem Bericht vorgetragen.

¹⁾ Lewe, Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems, Bauingenieur 1924.

²⁾ Marcus, Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, Verlag J. Springer, Berlin 1924.

Es werden also die Formänderungen, d. s. Längenänderungen, Verdrehungen und Durchbiegungen experimentell durch Messungen bestimmt, die bei der theoretischen Behandlung des Problems mittels der Elastizitätslehre gefunden werden.

Einen Beitrag zu dieser Aufgabe bilden die Untersuchungen an einem von der Firma H. Butzer an einer im

freigemachte Deckenteil ist durch die beiden Diagonalen gekennzeichnet, die beiden Streifen, auf die die Belastung aufgebracht wurde, sind schraffiert.

1. Belastung:

Als Belastungsmaterial wurde das im Lagerhaus in Säcken vorhandene Ammonsulfat verwendet. Das Gewicht wurde aus

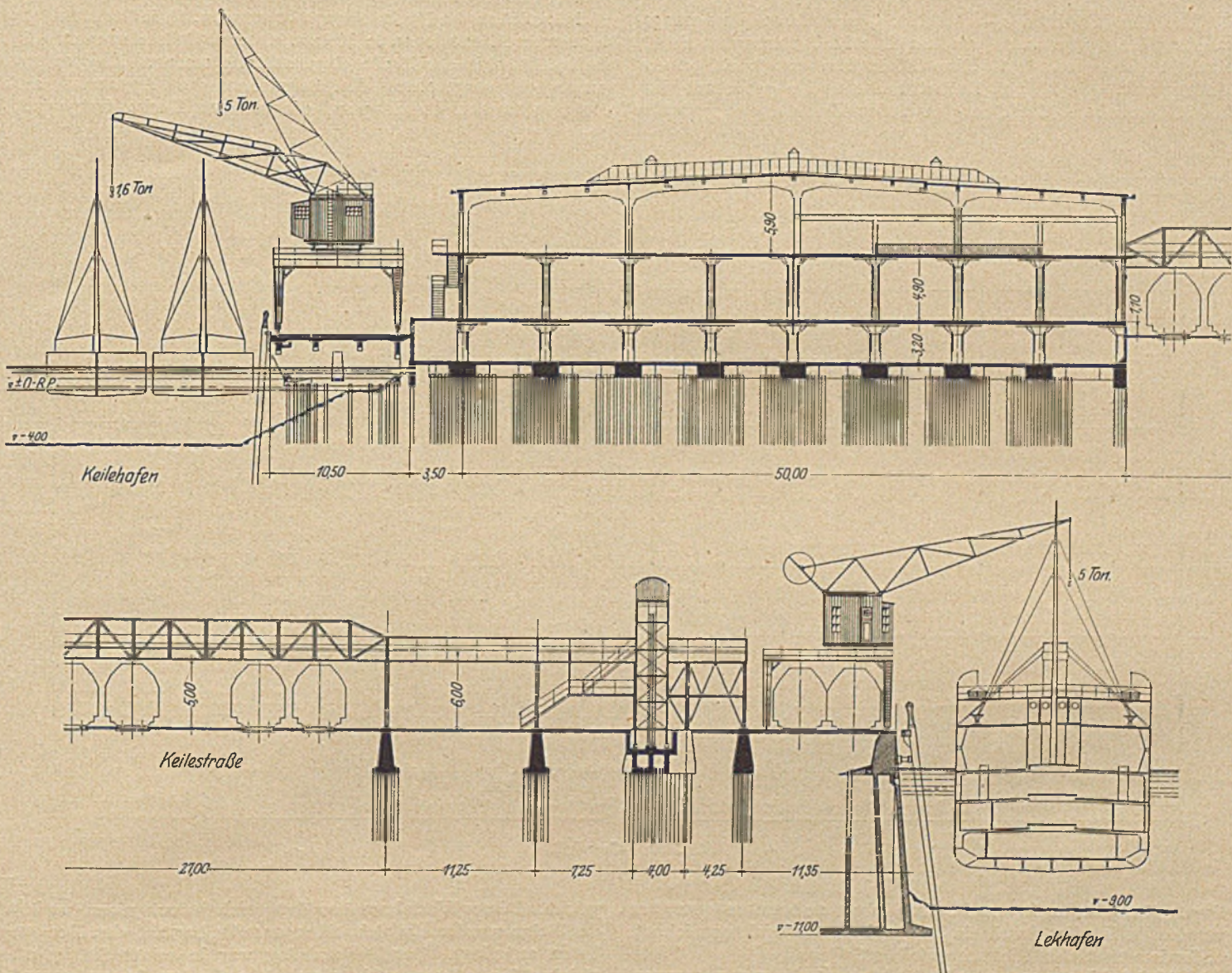


Abb. 1a. Querschnitt durch das Lagerhaus.

Jahre 1922 in Rotterdam errichteten Pilzdeckenkonstruktion, über die in Heft 4, 1924 des „Bauingenieur“ berichtet wurde.

Nach den vorbereitenden Besprechungen über die durchzuführenden Messungen sind die beiden Verfasser übereingekommen, die Untersuchungen so auszuführen, wie sie mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse möglich waren. Im Oktober 1924 wurden die Arbeiten ausgeführt, über die im folgenden berichtet werden soll³⁾.

Der in Abb. 1a u. 1b dargestellte Bau war wie folgt belastet:

Der Kellerboden war zu $\frac{3}{4}$ seiner Grundrißfläche mit etwa $0,8 \text{ t/m}^2$, der Erdgeschoßboden ganz mit etwa 2 t/m^2 , der Obergeschoßboden bis auf die für die Messung freigemachten Felder ebenfalls mit etwa 2 t/m^2 belastet. Der für die Messung

3 Proben von je 30 Sack an 3 verschiedenen Tagen festgestellt und ergab

- am 1. X. für 10 Sack im Mittel $1023,5 \text{ kg}$,
- am 2. X. für 10 Sack im Mittel $1021,8 \text{ kg}$ und
- am 3. X. für 10 Sack im Mittel $1022,2 \text{ kg}$.

Das Mittel aus den 3 Reihen beträgt für 10 Sack $1022,5 \text{ kg}$, und sonach betrug die größte Abweichung vom Mittel $+0,22 \text{ vH}$, $-0,23 \text{ vH}$.

Das Belastungsmaterial war also in seinem Gewicht außerordentlich gleichmäßig. Es wurde darauf geachtet, daß durch kleine Zwischenräume eine gleichmäßige Verteilung der Belastung gesichert und nicht durch eine etwa auftretende Gewölbewirkung gestört wurde.

Die Abgrenzung der Belastungsflächen geht aus der Abb. 2a hervor. Über dem Gurt ist ein Streifen von etwa 1 m unbelastet geblieben, um dort Platz für Meßinstrumente zu lassen. Der

³⁾ An den Messungen und der Ausarbeitung der Beobachtungen hatte der Assistent des Lehrstuhls für Eisenbetonbau a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe, Herr Dipl.-Ing. Mehmehl hervorragenden Anteil. Es sei ihm an dieser Stelle der Dank ausgesprochen.

Einfluß dieser Belastungslücke ist indes besonders untersucht worden.

Die Last wurde schichtenweise aufgebracht. Die Stärke der Schichten wechselte von 2 zu 3 zu 5 zu 10 Sack und soll jeweils bei Besprechung der einzelnen Lastfälle angegeben werden. Eine Schicht entsprach einer Belastung von 0,226 t/m².

2. Messungen:

An den Punkten 1-6 (Abb. 2a) sind Längenänderungsmessungen vorgenommen worden. Die Meßrichtung ist durch einen Pfeil angedeutet. Eine Pfeilspitze entspricht einem Meßapparat. Die kleinen Buchstaben o und u geben an, daß die Meßstelle auf der Ober- bzw. der Unterseite der Decke

Im Laufe der Untersuchungen mußten die Okhuizen 10 und 30 entfernt werden, weil der Gurtstreifen mitbelastet wurde. Sie wurden an den Punkten 50 und 60 angebracht. Dies ist jedoch in der Zeichnung nicht vermerkt.

Die Befestigung der Apparate geht aus der Zeichnung hervor und soll daher nur kurz beschrieben werden.

Die Anbringung der Dehnungsmesser geschah in der Weise, daß die Apparate durch den Federdruck einer starken Stricknadel an die Decke angepreßt wurden. Die Stricknadeln fanden ihre Reaktionen in kleinen eisernen Spitzklammern, die in Holzdübel in der Decke eingeschlagen waren. Es war ursprünglich vorgesehen, die Schneiden des Apparates auf Kupferplättchen aufzulagern, die an der Decke festgegipt

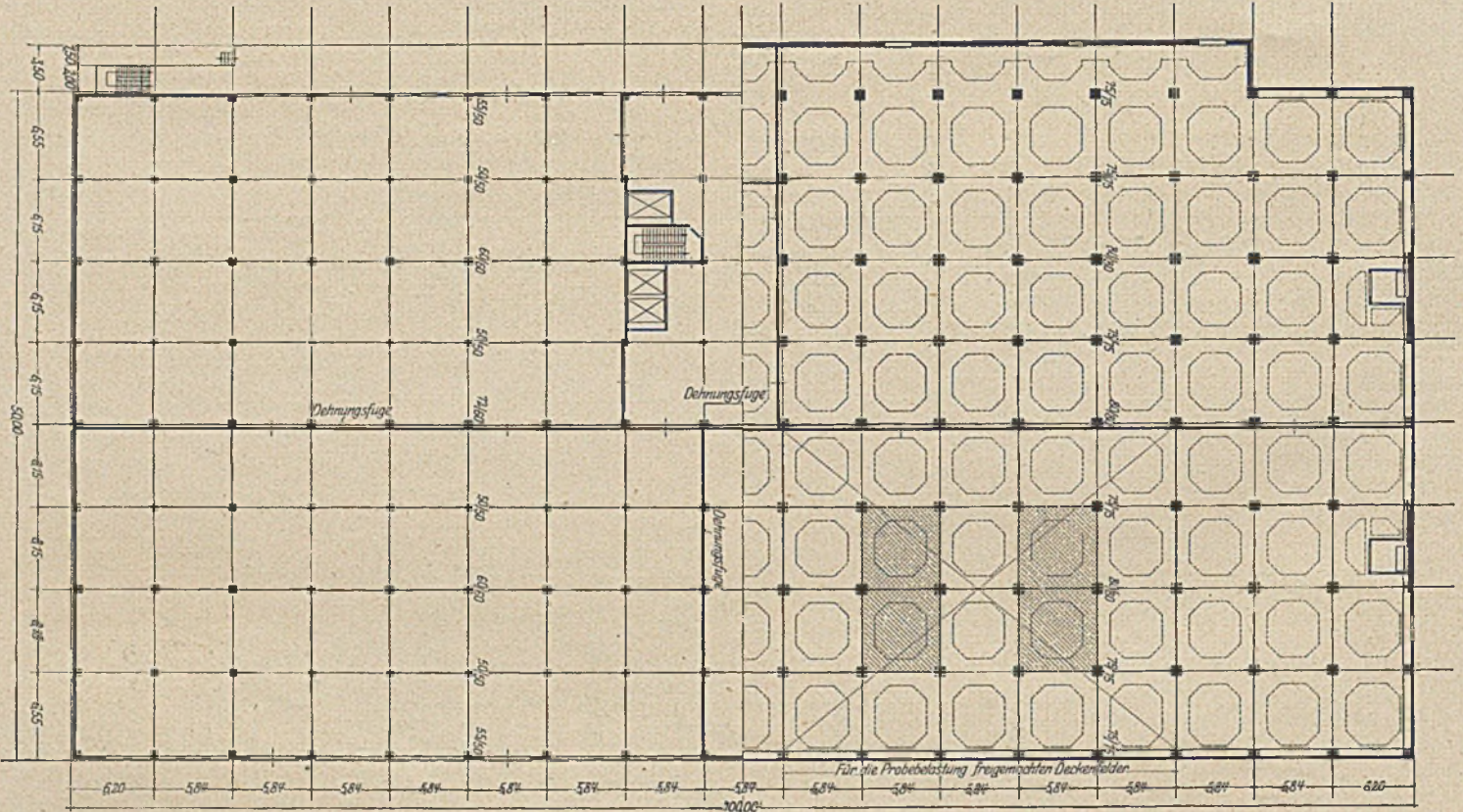


Abb. 1 b. Grundriß.

liegt. (Ist also z. B. an Punkt 3 oben und unten gemessen worden, so ist dies durch ein „o“ und ein „u“ gekennzeichnet, außerdem hat der Richtungspfeil 2 Spitzen.)

Als Meßinstrumente für die Längenänderungsmessungen an Deckenkonstruktionen kommen wegen praktischer Schwierigkeiten Spiegelapparate weniger in Betracht. In der holländischen Zeitschrift „De Ingenieur“ 1922 S. 313 ff. wird über Messungen an einer probelasteten Pilzdecke eines Lagerhausbaues der Niederländischen Dampfschiffahrtsgesellschaft berichtet. Die Längenänderungen wurden dort mit einem Berryschen Apparat gemessen. Man verfuhr so, daß man vor der Belastung an den Meßpunkten Meßstrecken von bestimmter Länge l und nach der Belastung die Strecken l + Δl abstach. Auf diese Weise konnte man mit einem Apparat an beliebig vielen Punkten Dehnungsmessungen vornehmen. Es liegt aber auf der Hand, daß die Meßfehler hierbei größer sein müssen, als wenn mit Apparaten gearbeitet wird, die auf dem betr. Bauwerksteil unverrückbar fest angebracht sind.

Bei den vorliegenden Untersuchungen wurde mit den Okhuizenschen Apparaten (Abb. 2e) gemessen, die sich schon bei früheren Gelegenheiten gut bewährt haben. Die Meßstrecke wurde mit 10 cm angenommen. Die Veränderung der Meßstrecke Δl wird durch Hebelübersetzungen auf eine Skala übertragen (siehe Abb. 2b).

waren. Dieses Verfahren bewährte sich jedoch nicht, und in der Folge wurden die Schneiden unmittelbar auf den Deckenbeton aufgelegt. Der Deckenbelag war in seiner Stärke ungleichmäßig — von 2 bis 5 cm —, außerdem lag er an verschiedenen Stellen auf der Decke hohl auf, was sich durch Beklopfen feststellen ließ. Die beiden Apparate auf der Oberseite Punkt 1 und 3 wurden deshalb auf dem Deckenbeton angebracht. (Abb. 2e zeigt die Befestigung eines „Okhuizen“ an einem Balken.)

Da vielen Lesern der Okhuizen-Dehnungsmesser nicht bekannt sein wird, möge im folgenden kurz über vergleichende Messungen berichtet werden, die kürzlich an einem neuen Okhuizen-Apparat und an einem Martensschen Spiegelapparat in der Bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule zu Karlsruhe durchgeführt wurden. Die Prüfung hatte den Zweck, einmal das Übersetzungsmaß zu kontrollieren, das bei der Lieferung angegeben worden war, sodann festzustellen, innerhalb welcher Grenzen sich die Meßgenauigkeit bewegt. Es wurde hierbei angenommen, daß die Anzeigen des Martensschen Apparates fehlerfrei seien. Dies ist eine Annahme, die bei optischen Instrumenten im Vergleich zu mechanisch anzeigenden Meßinstrumenten mit genügender Genauigkeit gemacht werden kann.

Die Prüfung erfolgte mit einer Meßstrecke von 10 cm, also mit Einschalten eines Verlängerungsstückes. Als Probekörper wurde ein Stahlprisma verwendet. Der Okhuizen wurde mittels einer Klammer an den Probekörper angepreßt.

Bei Dehnungsmessungen an Deckenplatten läßt sich diese Klammer ohne Durchbohrung der Decke, also ohne empfindliche Beschädigung der Konstruktion, nicht anbringen. In diesem Fall haben wir bei den Messungen in Rotterdam mit der in Abb. 2 dargestellten und vorher beschriebenen Anbringungsweise gute Erfahrungen gemacht.

Als Kontrollapparat wurde ein Martensscher Apparat benutzt. Der Okhuizen und der Martens waren je mit einer Meßlänge von 10 cm untereinander angebracht, so daß ihre Meßstrecken in der gleichen Faser des Prismas lagen. Die Schneidenbreite betrug $r = 4,518$ mm, die Entfernung vom Spiegel zur Meßplatte $A = 1129,5$ mm, so daß die Vergrößerung $\lambda = \frac{2A}{r} = 500$ wurde. Die Schneidenbreite des Spiegelapparates war von uns kontrolliert und als richtig befunden worden.

Der Druck der Probekörper wurde jeweils so bemessen, daß der Spiegelapparat von 2 zu 2 mm auf dem Meßlineal anzeigte. Ein Intervall von 2 mm auf der Martensschen Meßskala entspricht bei der oben angegebenen Vergrößerung von $\lambda = 500$ einem $\Delta l = \frac{1}{1000}$ mm. Gleichzeitig wurden die entsprechenden Anzeigen des Okhuizen-Apparates registriert.

Eine Serie von 5 Messungen sah also z. B. folgendermaßen aus:

Anzeigen des Martens-Apparates.

| | | | |
|------|---|--|--|
| 10mm | } | 8,00 8,20 8,40 8,60 8,80 9,00 | } 2 mm Anzeige = $\frac{1}{1000}$ mm Längenänderung der Meßstrecke von 10 cm |
|------|---|--|--|

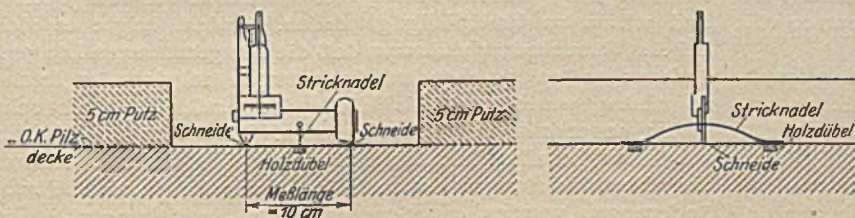


Abb. 2 b. Befestigung des Okhuizenschen Apparates.

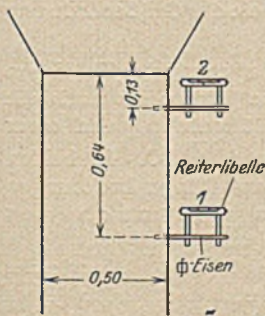


Abb. 2 c. Libellen an der Säule.

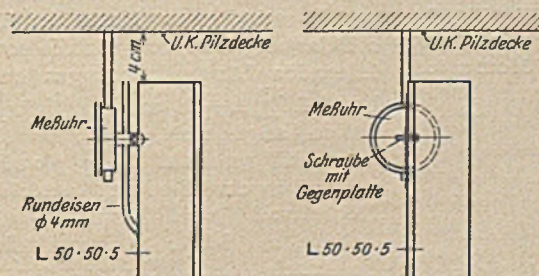


Abb. 2 d. Durchbiegungsmesser.

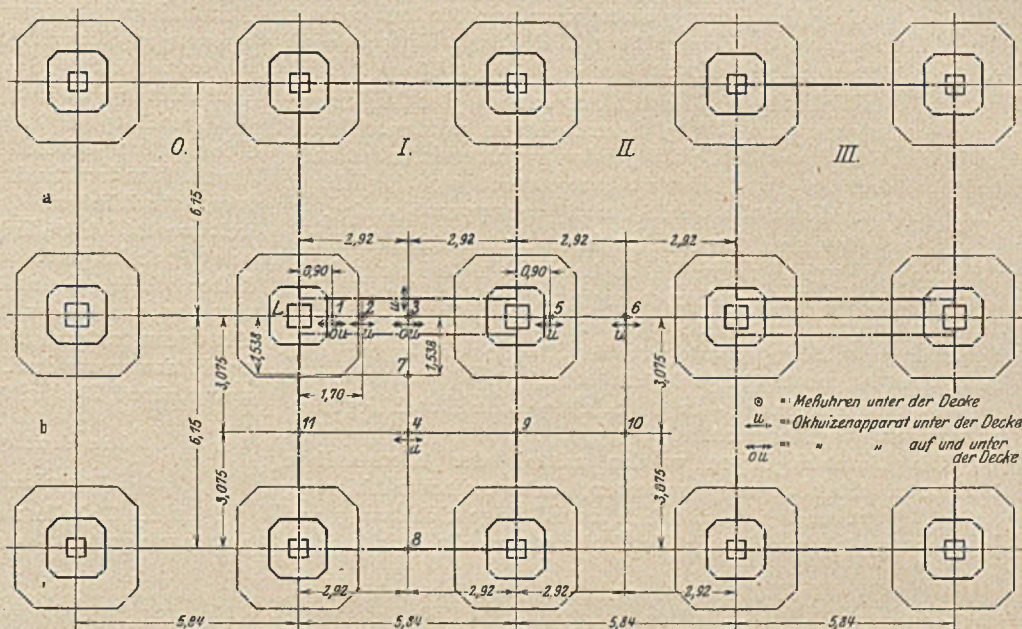


Abb. 2 a. Anordnung der Meßstellen und der Belastung.

Anzeigen des Okhuizen-Apparates.

| | |
|----------------|-----------------|
| 2,2 | |
| 6,5 | 4,3 Teilstriche |
| 10,8 | 4,3 " |
| 15,8 | 5,0 " |
| 20,4 | 4,6 " |
| 25,2 | 4,8 " |

Es ergab sich als Mittelwert von 25 Messungen als Übersetzungszahl:

$$1 \text{ Teilstrich} = \frac{50}{500 \cdot 116} = \frac{1}{1150} \text{ mm} = 0,870 \cdot 10^{-3} \text{ mm.}$$

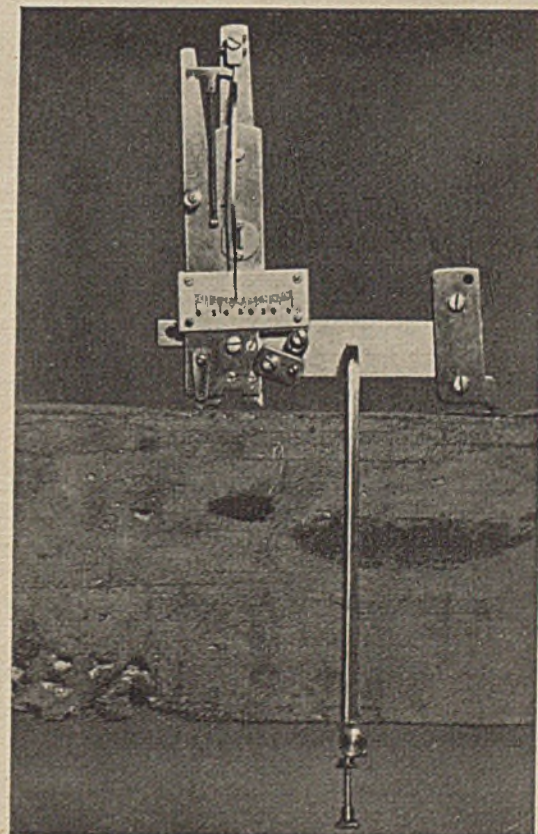


Abb. 2 e. Okhuizen an einem Balken.

Die größte Abweichung eines einzelnen Meßwertes von dem Mittelwert ergab den größten Meßfehler. Er wurde zu $\pm 0,8$ Teilstrichen bestimmt.

Bei den Versuchen in Rotterdam war aus den Messungen eine Genauigkeit von $\pm 0,5'$ herausgelesen worden. Dieses Ergebnis stimmt mit dem vorliegenden gut überein, wenn man bedenkt, daß bei dem Laboratoriumsversuch die Möglichkeit einer scharfen Kontrolle durch den Spiegelapparat vorlag.

Legen wir einmal für Messungen an Beton einen E-Modul von $200\,000\text{ kg/cm}^2$ zugrunde, so bedeutet r' bei einer Meßlänge von 10 cm für ein Übersetzungsverhältnis $\mu = 0,862 \cdot 10^{-3}$ eine Spannung von $1,724\text{ kg/cm}^2$. Die Genauigkeit der Spannungsermittlung würde also für $E = 200\,000\text{ kg/cm}^2$ und für diesen Apparat $\pm 1,38\text{ kg/cm}^2$ sein.

An den Punkten 1–11 (Abb. 2) werden Durchbiegungsmessungen vorgenommen.

Die Durchbiegungen werden mittels der Kienzleschen Meßuhren (s. Abb. 2 u. 3) gemessen, die eine direkte Ablesung auf $\frac{1}{100}\text{ mm}$ und eine ziemlich zuverlässige Schätzung auf $\frac{1}{1000}\text{ mm}$ gestatten. Da die Durchbiegungen sehr kleine Werte

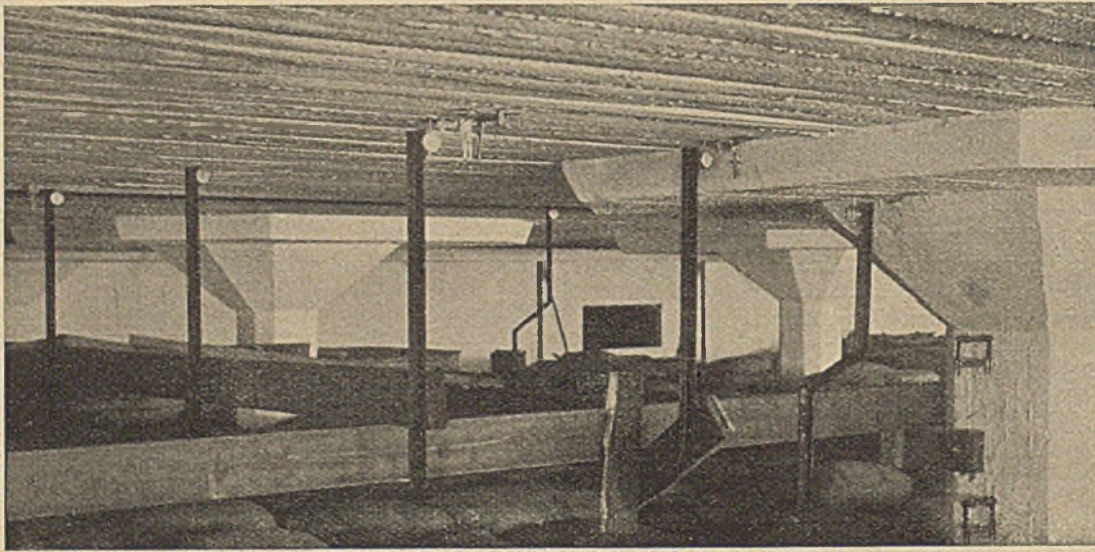


Abb. 3a. Gesamtanordnung der Versuchseinrichtung.

sind, ist es von großer Wichtigkeit, unbedingt sichere Fixpunkte zu schaffen. Geringe, für das Auge kaum wahrnehmbare Verschiebungen der Fixpunkte können leicht Meßfehler von 100 vH und mehr hervorrufen.

Die Fixpunkte für die Durchbiegungsmesser wurden durch eine Holzträgerkonstruktion geschaffen, die aus Abb. 3a ersichtlich ist. An die Träger wurden Winkel 5×5 genagelt, die oben mit einem Schlitz versehen waren. Dieser ermöglichte die Feineinstellung der Meßuhr. Ihre Befestigung erfolgte durch Schraube und Mutter. (Vgl. 2 und Einzelheiten in Abb. 3a–c.)

Die Verdrehungen werden sowohl unmittelbar wie mittelbar gemessen, und zwar unmittelbar durch Libellen, mittelbar durch Konstruktion der Biegefläche aus den Durchbiegungen.

Der Wert der Verdrehungs- und Durchbiegungsmessungen als Mittel, auf die inneren Kräfte rückzuschließen, ist nur beschränkt. Der Zusammenhang zwischen den Momenten und Krümmungen ist durch die Gleichungen

$$M_x = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

gegeben. Ihrer Auswertung steht aber entgegen, daß sowohl m wie $E J$ bei Eisenbeton nicht scharf bestimmbar sind. Die

Durchbiegungsmessungen sollten daher nur als Kontrollmessungen dienen. Sie bieten beispielsweise ein gutes Mittel, das erste Auftreten von Rissen zu erkennen und den Grad der Einspannung an den Stützen zu kontrollieren.

Der Hauptwert ist auf Längenänderungsmessungen zu legen. Diese liefern mit Hilfe von Elastizitätsmessungen Spannungswerte. Von den Randspannungen läßt sich dann auf das Angriffsmoment schließen. Die Genauigkeit ist neben der Meßgenauigkeit wesentlich bedingt durch gute Elastizitätsmessungen. Das setzt Probekörper voraus, die die gleichen Materialeigenschaften haben wie der Beton des untersuchten Bauwerks, d. h. die Zusammensetzung des Betons, die Lagerungsbedingungen, das Alter usw. müssen übereinstimmen. Zu diesem Zwecke wurden zwei Prismen aus der Decke herausgestemmt, die zu den nachher mitgeteilten Elastizitätsmessungen dienten.

Die Auswertungen der Messungen.

a) Längenänderungen, Spannungen, Momente.

In der Tabelle 1 sind die Längenänderungen in der Weise zusammengestellt, daß die einer bestimmten Belastungsänderung entsprechende Längenänderung in der betreffenden Spalte eingetragen ist. Beispielsweise geben die Zahlen in der Reihe „G“ die Längenänderungen an, die durch Hinzutreten der Belastung des Feldes Ib (siehe Abb. 1a) gegenüber dem vorangehenden Zustand „F“ mit $1,13\text{ t/m}^2$ hervorgerufen wurden. Durch Superposition läßt sich die Längenänderung für jeden Lastfall zusammenstellen. Hierzu ist zu bemerken, daß die federnden Längenänderungen der Spannungsermittlung zugrunde gelegt werden. Es wäre also nötig gewesen, bei der Probelastung jeden Lastfall gesondert für sich zu betrachten, d. h. jeweils für einen Lastfall gesondert zu belasten und wieder zu

entlasten. Das war aus praktischen Gründen nicht durchführbar. Die Versuche hätten sich zeitlich zu sehr ausgedehnt und wären zu kostspielig geworden. Zudem zeigte es sich bei der Versuchsdurchführung, daß die den gemessenen Längenänderungen entsprechenden Spannungen in der Druckzone so niedrig waren, daß die bleibenden Änderungen als sehr gering angenommen werden konnten. Es wurde also darauf verzichtet, bei allen Belastungsfällen durch Entlasten die federnden Formänderungen festzustellen, und die totalen Formänderungen wurden zur Spannungsermittlung benutzt. Wie die Zusammenstellung zeigt, war dies zweifellos berechtigt. Falls bleibende Längenänderungen eingetreten sein sollten – was als sicher anzunehmen ist –, so liegen sie der Größenordnung nach innerhalb der Meßgenauigkeit.

Es sei dies an Hand der Tabelle 1 erörtert. Es liegen 2 Belastungsfälle vor, für die sowohl die totalen als auch die federnden Längenänderungen festgestellt wurden, und zwar Lastfall $\sum A \div B$ und Lastfall $\sum C J$ und $\sum J O$. In beiden Fällen zeigt sich, daß die bleibenden Längenänderungen sowohl nach der positiven wie nach der negativen Seite ausschlagen, und zwar mit dem Höchstmaß von etwa $\pm 0,5$ Teilstrichen (vergleiche Tabelle 2, letzte Spalte, Punkt 4 u und 6 u), also etwa (je nach dem Übersetzungsverhältnis des betreffenden Apparates) $\pm 0,5 \cdot 10^{-4}\text{ cm}$, was bei einer Meßlänge von

Tabelle 1.
Messungsergebnisse für die Längenänderungen (Ablesung in Teilstrichen am „Okhuizen“).

| Belastungsfälle: | Ablesung in Teilstrichen am „Okhuizen“ | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | K | L | M | N | O |
| 1,13 t/m ² | | | | | | | | | | | | | | |
| 2,26 t/m ² | | | | | | | | | | | | | | |
| Punkt 1 oben | + 0,5 | - 0,2 | - 0,3 | - | 1,2 | 0,8 | 1,4 | 1,4 | - | - 0,3 | - | - | - | - |
| " 1 unten | - | - | - | - | - 1,2 | - 0,9 | - 1,2 | - 1,3 | - | - | - | + 2,1 | + 1,3 | - |
| " 2 unten | + 0,4 | - 0,4 | - | + 0,5 | + 0,5 | + 0,5 | + 0,6 | + 0,6 | + 0,5 | - | - | - 1,4 | - 0,3 | + 2,4 |
| " 3 oben | - 0,1 | + 0,2 | - 0,2 | - | - 3,0 | - 2,5 | - 2,5 | - 3,1 | - | - | - | - | - | - 0,8 |
| " 3 unten | + 0,7 | - 0,5 | - | + 0,4 | + 1,9 | + 2,1 | + 2,5 | + 2,0 | + 3,1 | - | - | - 4,5 | - 2,7 | - 5,1 |
| " 3 q | - | - | - 0,1 | - | - 0,9 | - 0,8 | - 0,7 | - 1,0 | + 0,3 | - | - | + 1,3 | - 0,3 | + 2,0 |
| " 4 unten | + 0,1 | - 0,4 | + 0,2 | - | + 0,2 | + 0,3 | + 2,7 | + 3,1 | + 0,5 | - | - | - 0,6 | - 0,9 | - 6,0 |
| " 5 unten | - 0,2 | + 0,1 | - | - 0,3 | - | - 0,2 | - 0,3 | - 0,2 | - 0,3 | - | - | + 0,2 | + 0,2 | + 0,6 |
| " 5 oben | - | - | - | - | - | - | - | - | + 0,4 | - | - | - 0,4 | - 0,2 | - 0,3 |
| " 6 unten | - 0,6 | + 0,5 | - 0,8 | - 0,4 | - 0,3 | - 0,4 | - 0,5 | - 0,4 | - 0,4 | + 0,4 | + 0,5 | + 0,6 | + 0,3 | + 0,5 |
| " 6 oben | - | - | - | - | - | - | - | - | + 0,3 | - | - | - 1,0 | - 0,5 | - 0,5 |

Tabelle 2.
Differenzen entsprechender Belastungszustände.

| Punkt | $\sum C+D - \sum K+L$ | | $\sum E+F - N$ | | $\sum G+H - O$ | | Gurt belastet | | Beide Streifen belastet | |
|-----------|-----------------------|-------|-----------------------|--------|----------------|-------|---------------|-------|-------------------------|-------|
| | | | | | | | | | | |
| 1 oben | - 0,3 | - 0,3 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| " 1 unten | - | + 2,1 | + 2,1 | 0 | - 2,5 | + 2,4 | - 0,1 | - 1,2 | + 1,3 | + 0,1 |
| " 2 unten | + 0,5 | - 0 | + 1,0 | - 1,4 | + 1,2 | - 0,8 | + 0,4 | + 0,5 | - 0,3 | + 0,2 |
| " 3 oben | - 0,2 | - 0 | - 5,5 | - | - | - | - | - | - | - |
| " 3 unten | + 0,4 | - 0 | + 4,0 | - 4,5 | + 4,5 | - 5,1 | - 0,6 | + 3,1 | - 2,7 | + 0,4 |
| " 3 q | - 0,1 | - 0 | - 1,7 | + 1,3 | - 1,7 | + 2,0 | + 0,3 | + 0,3 | - 0,3 | 0 |
| " 4 unten | + 0,2 | - 0 | + 0,5 | - 0,6 | + 5,8 | - 6,0 | - 0,2 | + 0,5 | - 0,9 | - 0,4 |
| " 5 oben | - | - | - | - | - | - | - | + 0,4 | - 0,2 | + 0,2 |
| " 5 unten | - 0,3 | + 0 | - 0,2 | - 0 | - 0,5 | + 0,6 | + 0,1 | - 0,3 | + 0,2 | - 0,1 |
| " 6 | - | - | - | - | - | - | - | + 0,3 | - 0,5 | - 0,2 |
| " 6 unten | - 1,2 | + 0,9 | - 0,7 | + 0,6 | - 0,9 | + 0,5 | - 0,4 | - 0,4 | + 0,3 | - 0,1 |
| | | | $\sum A+J - \sum K+O$ | | | | | | | |
| | | | - 5,8 | + 5,8 | 0 | | | | | |
| | | | + 3,2 | - 2,5 | + 0,7 | | | | | |
| | | | + 12,2 | - 12,3 | - 0,1 | | | | | |
| | | | - 3,2 | + 3,0 | - 0,2 | | | | | |
| | | | + 6,7 | - 7,5 | - 0,8 | | | | | |
| | | | - 1,4 | + 0,8 | - 0,6 | | | | | |
| | | | - 3,3 | + 2,3 | - 1,0 | | | | | |

$l = 10 \text{ cm}$ einem $\Delta \epsilon = \pm 0,5 \cdot 10^{-5}$ gleichkommt. Wie sich dieser Fehler prozentual auswirkt, zeigt folgende Zusammenstellung, die sich auf Grund der später noch näher erläuterten

Modul von $240\,000 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet. Der E-Modul des Eisens wurde zu $2,1 \cdot 10^7 \text{ kg/cm}^2$ angenommen.

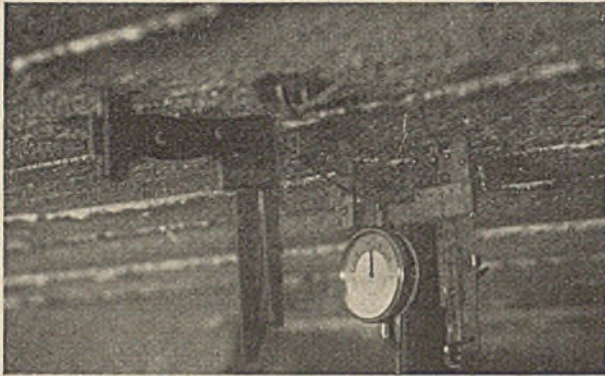


Abb. 3b. Punkt 3 unten.

Auswertung an den einzelnen Meßstellen für die Änderung der Momente ergibt:

- Punkt 1: für M_p^{\min} und $M_g = \pm 7,4 \text{ vH} = \pm 0,35 \text{ mt}$
- „ 2: „ $M_p^{\max} \dots = \pm 17,6 \text{ „} = \pm 0,14 \text{ „}$
- „ 3: „ $M_p^{\max} \dots = \pm 4,05 \text{ „} = \pm 0,165 \text{ „}$
 $M_p^{\min} \dots = \pm 15,9 \text{ „} = \pm 0,156 \text{ „}$
- „ 4: „ $M_p^{\max} \dots = \pm 7,03 \text{ „} = \pm 0,133 \text{ „}$

Für die Errechnung der Spannungen und Angriffsmomente sind dann jeweils die Mittelwerte entsprechender Belastungs-

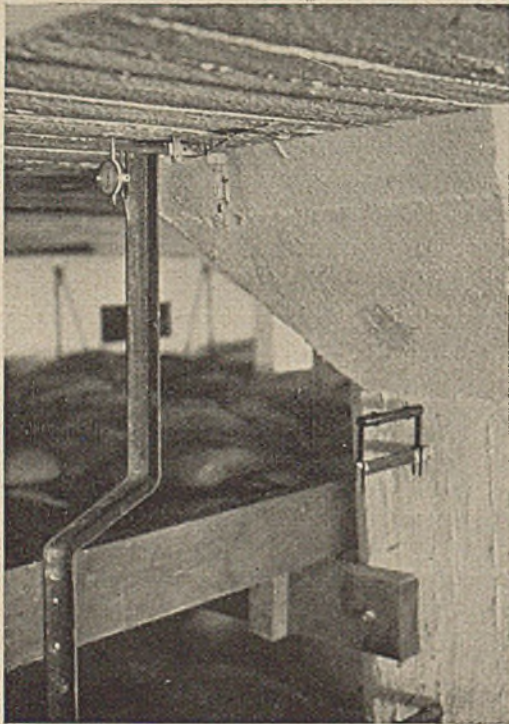


Abb. 3c. Punkt 1 unten, Libellen an der Säule.

zustände eingesetzt worden. Es wird dies im einzelnen jeweils unten näher ausgeführt werden.

Zur Bestimmung des E-Moduls wurde aus der Decke ein Betonklotz ausgemessen, der 2 Prismen von etwa $5,5 \cdot 6,5 \text{ cm}^2$ Querschnittsfläche und 15 cm Höhe lieferte. Das Ergebnis der Elastizitätsmessungen ist in Abb. 4a und Tabelle 3 zusammengestellt. Es wurde danach mit einem mittleren Ebd-

Tabelle 3.

| Spannung in kg/cm^2 | Prisma I doppelte Längenänderung | | | Prisma II doppelte Längenänderung | | | Mittel der federnden Längenänderungen | E-Modul |
|------------------------------|----------------------------------|-----------|----------|-----------------------------------|-----------|----------|---------------------------------------|---------|
| | totale | bleibende | federnde | totale | bleibende | federnde | | |
| 20,5 | 1,06 | 0,10 | 0,96 | 0,80 | 0,12 | 0,68 | 0,41 | 250 000 |
| 34 | 1,85 | 0,22 | 1,63 | 1,32 | 0,20 | 1,12 | 0,69 | 246 000 |
| 48 | 2,74 | 0,40 | 2,34 | 1,86 | 0,24 | 1,62 | 0,99 | 242 000 |
| 60 | 3,72 | 0,57 | 3,15 | 2,37 | 0,29 | 2,08 | 1,31 | 229 000 |
| 70 | 4,67 | 0,86 | 3,81 | 2,97 | 0,36 | 2,61 | 1,61 | 217 000 |
| 75 | 5,32 | 1,11 | 4,21 | 3,62 | 0,50 | 3,12 | 1,84 | 204 000 |

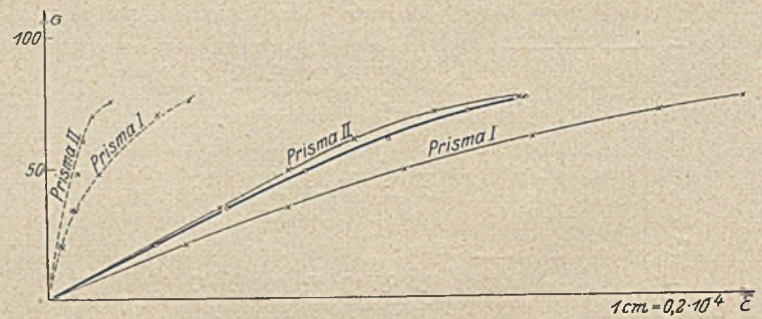


Abb. 4a. Druckelastizitätsmessungen.

Wie bereits bemerkt, war die Stärke der Putzschicht unregelmäßig, ihr Zusammenhang mit dem Deckenbeton an manchen Stellen ungenügend, so daß eine genaue Angabe unmöglich ist, in welcher Stärke der Putz an der Kraftübertragung beteiligt ist. Aus der unten durchgeführten Rechnung geht hervor, wie die Putzschicht bei der Auswertung der Messungen berücksichtigt wurde.

An einer besonders charakteristischen Meßstelle — Punkt 3 — soll in folgendem gezeigt werden, in welcher Weise die Messungsergebnisse ausgewertet wurden.

Wie aus Tabelle 1, Spalte A, B, C u. D ersichtlich, liegt der Einfluß des belasteten dritten Feldes auf die Längenänderungen an Punkt 3 innerhalb der Meßgenauigkeit, so daß eine Auswertung nicht möglich ist.

Die federnde Längenänderung der unteren Faser für die Belastung des Streifens I mit $2,26 \text{ t/m}^2$ betrug ($\sum M : O$) $12,3$ Teilstriche, die totale für Belastung von I + III mit $2,26 \text{ t/m}^2$ $12,2$ Teilstriche ($\sum A : J$). Es hätte genügt, für Δl_u die Lastfälle $\sum C : J$ heranzuziehen. Um jedoch einen möglichst zutreffenden Mittelwert zu erhalten, ist der Lastfall $\sum A : B$ noch einbezogen worden. Es geht auch aus diesen Werten die Tatsache hervor, daß der Einfluß des Feldes III auf die Momente des Gurtstreifens von Feld I zu vernachlässigen ist. Es ergibt sich sonach die Längenänderung:

$$\Delta l_u = \frac{\sum A + J - \sum M + O}{2} \mu \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\Delta l_u = \frac{12,2 + 12,3}{2} \cdot 1,125 \cdot 10^{-4} = 13,8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Hier ist Δl_u die Längenänderung der unteren Faser für die Meßlänge $l = 10 \text{ cm}$. Man erhält Δl_u durch Multiplikation

des Tabellenwertes mit dem dem betreffenden Okhuizen-Apparat zugeordneten μ -Wert, der auch in Tabelle 1 angegeben ist, also hier $\mu = 1,125$.

Mithin wird die Längenänderung auf die Längeneinheit ϵ_u an der Unterseite von Meßstelle 3:

$$\epsilon_u = 13,8 \cdot 10^{-5}$$

Der entsprechende Wert ϵ_o an der Oberseite konnte nicht unmittelbar aus den Messungen entnommen werden, da der Einfluß der Gurtbelastung nicht unmittelbar gemessen werden konnte. Es wurde also zunächst die Nulllinie aus den folgenden Belastungsfällen und den entsprechenden Längenänderungen ermittelt:

$$\text{für } \Delta l_o = \sum A \div H = 11,2 \cdot 10^{-1} \cdot \mu = 11,2 \cdot 0,866 \cdot 10^{-1} \text{ cm,}$$

$$\Delta l_u = (\sum A \div H - M - O) \frac{1}{2} = (-9,1 + 9,6) \frac{1}{2} = 9,35 \cdot 1,125 \cdot 10^{-1} \text{ cm.}$$

Es ergab sich unter Annahme ebenbleibender Querschnitte die Nulllinie zu

$$\frac{11,2 \cdot 0,866}{9,35 \cdot 1,125} = \frac{x}{26 - x}; \quad x = 12,5 \text{ cm}$$

Nachdem die Nulllinie gefunden ist, kann nunmehr unter der gleichen Annahme ebenbleibender Querschnitte das der Gurtbelastung entsprechende Δl_o , das ja (vgl. oben) nicht unmittelbar gemessen werden konnte, gefunden werden: $G \Delta l_u$ (durch Gurtbelastung)

$$= \mu \frac{J - N}{2} = \frac{3,1 + 2,7}{2} \cdot 10^{-1} = 2,9 \cdot 1,125 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

Durch die Gurtbelastung wird also:

$$G \Delta l_o = 2,9 \cdot 1,125 \cdot \frac{12,5}{13,5} = 3,02 \cdot 10^{-1} \approx 3 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$\Delta l_o = 9,8 + 3,0 = 12,8 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$\Delta l_u = 13,8 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

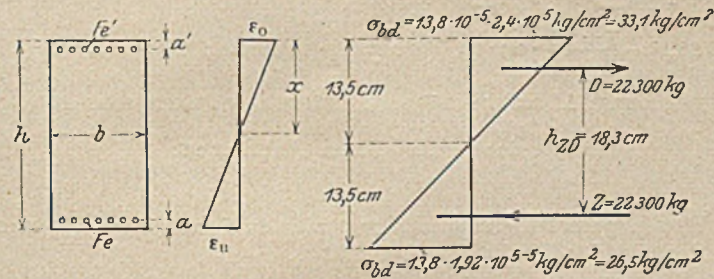


Abb. 4b.

Abb. 4c.

keine Normalspannungen den Querschnitt beanspruchten.) Es ergab sich dabei für eine mitwirkende Putzschicht

| |
|--|
| von 3 cm ein E_{bz} von 270 000 kg/cm ² |
| „ 2 „ „ „ „ 235 000 „ |
| „ 1 „ „ „ „ 195 000 „ |

Mit letzterem Wert, dem wahrscheinlichsten nach unseren bisherigen Kenntnissen über die Beziehungen von $E_{bz} : E_{bd}$, wurde gerechnet. ϵ_o wird somit zu

$$12,8 \cdot \frac{13,5}{12,5} \cdot 10^{-5} = 13,8 \cdot 10^{-5} \text{ cm.}$$

$\sum H = 0$ (nur unter Berücksichtigung von Biegungsspannungen) ergibt:

$$b \epsilon_o \frac{x}{2} E_{bd} + \epsilon_o \frac{x - a'}{x} F_e' E_e = b \epsilon_u \frac{h - x}{2} E_{bz} + \epsilon_u \frac{h - x - a}{h - x} F_e E_e$$

Die nachfolgende Berechnung ist zunächst für $m = \infty$ durchgeführt, so daß die gemessenen Längenänderungen unmittelbar den Spannungen entsprechen.

Für $b = 100 \text{ cm}$; $\epsilon_o = \epsilon_u = 13,8 \cdot 10^{-5}$; $E_e = 2 100 000 \text{ kg/cm}^2$; $E_{bd} = 240 000 \text{ kg/cm}^2$; $h = 27 \text{ cm}$; $x = h - x = 13,5 \text{ cm}$; $a = a' = 3 \text{ cm}$; $F_e' = 0$; $F_e = 19,4 \text{ cm}^2$ erhält man:

$$100 \cdot \frac{13,8 \cdot 13,5}{2} \cdot 2,4 = 100 \cdot \frac{13,8 \cdot 13,5}{2} \cdot \frac{E_{bz}}{10^5} + 19,4 \cdot 10,7 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^7$$

Daraus

$$E_{1z} = 192 000 \text{ kg/cm}^2$$

damit sind die den Querschnitt beanspruchenden Kräfte festgelegt:

$$Z = D = 22 300 \text{ kg}$$

Der innere Hebelarm bestimmt sich zu

$$h_{z1} = 18,3 \text{ cm}$$

und damit wird das Moment der inneren Kräfte unter der Einwirkung der Nutzlast:

$$M_p = 22,3 \cdot 0,183 = 4,08 \text{ mt}$$

Aus der Gleichung: $M_p = \frac{p l^2}{\alpha_p}$ erhält man, wenn $l = 6,08 \text{ m}$ und $p = 2,26 \text{ t/m}^2$ eingesetzt werden:

$$\alpha_p = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{4,08} = 20,5$$

Ermittlung des Moments durch Eigengewicht.

Der Einfluß des dritten Feldes kann, wie vorher gezeigt wurde, vernachlässigt werden, der der beiden Nachbarfelder läßt sich durch lineare Interpolation der Meßresultate aus Nutzlast finden: Da nämlich der Einfluß der Streifen I und III

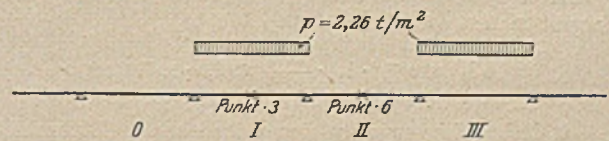


Abb. 5 a.

auf Punkt 6 in Streifen II gleich dem Einfluß der Streifen o und II auf Punkt 3 in Streifen I sein muß, wir aber das Moment in Punkt 6 aus Nutzlast $p = 2,26 \text{ t/m}^2$ auf Streifen I und III kennen, so besteht die Gleichung für den Momentenanteil in Punkt 3 aus Eigengewicht in Feld o und II (für $g = 0,625 \text{ t/m}^2$):

$$g M_3 (0 + II) = p M_6 (I + III) \cdot \frac{0,625}{2,26};$$

Weiterhin wurde jetzt die Annahme linearen Spannungsverlaufes über den Querschnitt gemacht, d. h. $E = \text{konstant}$ und unabhängig von der Spannung. Für E_{bd} wird diese Voraussetzung ziemlich der Wirklichkeit entsprechen, da die vorkommenden Druckspannungen 25 vH der Druckfestigkeit nicht überschreiten und in diesem Bereich, wie auch die Elastizitätsmessungen zeigten, lineare Proportion zwischen Spannungen und Dehnungen mit hinreichender Genauigkeit angenommen werden kann.

Da weder die genaue Stärke der in der Platte mitwirkenden Putzschicht noch E_{bz} bekannt waren, wurde so vorgegangen, daß die Putzschicht zu 1, 2 und 3 cm angenommen, dann die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ angesetzt wurde, wobei als einzige Unbekannte E_{bz} vorkam. (Die Bedingung $\sum H = 0$ wurde unter der Annahme angesetzt, daß nur Biegungs- und

Ähnlich ist die Gleichung für die Längenänderung an Deckenunterseite von Punkt 3 durch Eigengewicht in Feld o + II:

$$s^{\Delta} l_{u_{3(0+II)}} = p^{\Delta} l_{u_{6(I+III)}} \cdot \frac{0,625}{2,26}$$

$$p^{\Delta} l_{u_{6(I+III)}} = \left[J - N + (\sum A \div H - \sum K \div M + O) \cdot \frac{1}{2} \right] \mu$$

$$= \left(0,7 + \frac{4,90}{2} \right) \cdot 0,935 = 2,95 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$s^{\Delta} l_{u_{3(0+II)}} = 2,95 \cdot \frac{0,625}{2,26} \cdot 10^{-4} = 0,816 \cdot 10^{-4} \approx 0,82 \cdot 10^{-4}$$

$$s^{\Delta} l_{u_{3(I)}} = 13,8 \cdot \frac{0,625}{2,26} \cdot 10^{-4} = 3,82 \cdot 10^{-4}$$

$$s^{\Delta} l_{u_{3(0, I, II)}} = (3,82 - 0,82) \cdot 10^{-4} = 3,00 \cdot 10^{-4}$$

Einem $\Delta l_u = 13,8 \cdot 10^{-4}$ cm entsprach (siehe oben) ein Moment von 4,08 mt, also gilt die Gleichung für M_g :

$$M_g = \frac{3,00}{13,8} \cdot 4,08 = 0,886 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = \frac{0,625 \cdot 6,08^2}{0,886} = 26,2$$

Da $g = 0,22 \text{ q}$

und $p = 0,78 \text{ q}$

ist, so ergibt sich für α_q folgende Beziehung:

$$\frac{1}{\alpha_q} = \frac{0,22}{26,2} + \frac{0,78}{20,5} = 0,0084 + 0,038 = 0,0464$$

$$\alpha_q = 21,5.$$

Punkt 1:

Die ungünstigste Laststellung für das Moment an Punkt 1 ist Streifenbelastung der Streifen o und I. Durch Superposition der Meßresultate der Punkte 1 und 5 infolge Belastung von Streifen I wird das Größtmoment (M_{min}) an Punkt 1 erhalten:

$$u^{\Delta} l_{1(0+I)} = u^{\Delta} l_{1(I)} + u^{\Delta} l_{5(I)} = \left[(\sum E \div J) \mu - (\sum M \div O) \mu \right] \frac{1}{2}$$

$$u^{\Delta} l_{1(0+I)} = (5,8 \cdot 0,95 + 1,0 \cdot 0,895) = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Die Nulllinie findet sich unter den gleichen Annahmen wie oben aus den Belastungsfällen E-H, da nach H der obere Okhuizen an Punkt 1 wegen der Gurtbelastung abgenommen werden mußte, also zu:

$$\frac{4,5 \cdot 0,95}{4,8 \cdot 0,85} = \frac{x}{42 - x}; \quad x = 21,6 \text{ cm}$$

Der Einfluß der Gurtbelastung auf die Längenänderung der oberen Faser wird analog wie unter Punkt 3 ermittelt. Es ergibt sich:

$$\Delta l_0 = 10^{-5} \cdot 6,4 \cdot \frac{20,4}{21,6} = 6,1 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

Wir haben hier wieder eine mitwirkende Putzschicht von 1 cm angenommen ($h = 41 + 1 = 42$ cm). Es muß hier wieder wie oben das E_{bz} gesucht werden, das in Auswertung der gemessenen Längenänderungen die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ befriedigt. Setzt man in die allgemeine Gleichung auf Seite 209 die Zahlenwerte ein, so erhält man:

$$21 \cdot 6,1 \cdot \frac{16,4}{20,4} \cdot 26,13 + 100 \cdot \frac{6,1 \cdot 20,4}{2} \cdot E_{bz} \cdot 10^{-5} = 100 \cdot \frac{6,4 \cdot 21,6}{2} \cdot 2,4$$

Daraus $E_{bz} = 224 \text{ 000 kg/cm}^2$

Auch hier führt die Annahme eines 1 cm starken Putzes zu einem E_{bz} , dessen Größe sich mit unsern bisherigen Beobachtungen sehr wohl in Einklang bringen läßt. E_{bz} ist etwas größer als bei Punkt 3. Das erscheint auch durchaus wahrscheinlich, da die bei Punkt 1 auftretenden Spannungen geringer sind.

Weiterhin bestimmt sich $D = Z = 16 \text{ 600 kg}$ und $h_{ZD} = 28,5$ cm.

Bei homogenem Querschnitt würde $h_{ZD} = \frac{2}{3} \cdot 42 = 28$ sein, der Querschnitt kann also beinahe als homogen betrachtet werden. Das stimmt mit der Beobachtung überein, daß Risse noch nicht vorhanden waren (das Gleiche gilt für Punkt 3, wo für $h_{ZD} = 18,3$ gegen 18 cm ermittelt wurde).

$$M_p = 16,6 \cdot 0,285 = 4,73 \text{ mt}$$

$$\alpha_p = 17,8$$

Der Einfluß der Last auf Streifen II auf die Längenänderungen des Punktes 1 sind gleich dem der Last auf Streifen III auf den Punkt 5. Diese sind sehr gering und liegen innerhalb der Genauigkeitsgrenzen. Es kann also mit guter Annäherung $\alpha_g = \alpha_p = \alpha_q$ gesetzt werden.

Punkt 4:

Bei Punkt 4 war nur an der Unterseite gemessen worden. Man muß deshalb bezüglich der Lage der Nulllinie weiterhin Annahmen machen, und zwar wurde angenommen, daß sie die gleiche Lage hat wie bei Punkt 3. Diese Annahme hat einen hohen Grad von Wahrscheinlichkeit, weil oben nachgewiesen wurde, daß sich der Querschnitt bei Punkt 3 wie ein homogener verhalten hat; dies ist um so eher dann auch bei Punkt 4 der Fall, da hier die Beanspruchungen noch geringer sind. Als ungünstigste Belastung wurde der Lastfall $\sum A \div J$ betrachtet. (Die Lastfälle A und B wurden wieder einbezogen, um den Einfluß der Meßungenauigkeit zu verringern.)

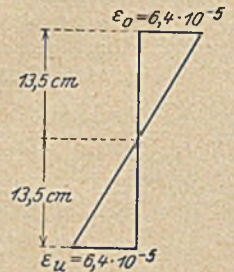


Abb. 5b.

$$\Delta l_u = (\sum A \div J - \sum M \div O) \cdot \frac{1}{2} \mu$$

$$\Delta l_u = \frac{6,7 + 7,5}{2} \cdot 0,9 \cdot 10^{-4} \text{ cm} = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ cm}; \quad F_e = 14,07 \text{ cm}^2$$

$$x = 13,5; \quad \Delta l_0 = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ cm}; \quad (\text{Stärke des Putzes } 1 \text{ cm})$$

Es ergibt sich unter diesen Annahmen:

$$E_{bz} = 205 \text{ 000,}$$

also in guter Übereinstimmung mit den Spannungen zwischen den E_{bz} für Punkt 3 und Punkt 1.

Es bestimmte sich weiterhin:

$$D = Z = 10,4 \text{ t}; \quad h_{ZD} = 18,3 \text{ cm}; \quad M_p = 1,9 \text{ mt } \alpha_g = 44,0$$

Für die Bestimmung von α_g stehen leider keine Messungen zur Verfügung. Es wäre nötig gewesen, um mindestens die Kontinuität über 3 Felder zu berücksichtigen, im Streifen II oder Streifen o in Feldmitte zu messen. Dann hätte man analoge Überlegungen anstellen können wie für M_g in Punkt 3. Das verbot sich aber aus Mangel an Meßinstrumenten. Zweifellos wird die entlastende Wirkung der Nachbarfelder auf Punkt 4 größer sein als auf Punkt 3 und damit

$$\left[\frac{\alpha_g}{\alpha_p} \right]_4 > \left[\frac{\alpha_g}{\alpha_p} \right]_3$$

Da die Momente in Feldmitte im Vergleich mit den Meßstellen 1 und 3 an Bedeutung zurücktreten, ist der Mangel in der Berücksichtigung des Eigengewichtseinflusses nicht von Belang.

Um den Anteil des Gurtmomentes zu ermitteln, der von der Stütze aufgenommen wird, ermitteln wir das Moment in Punkt 5 und 1 für Belastung von Streifen I, also

$$\Delta I_u = \mu \left(\sum E \div J - \sum M \div O \right) \frac{1}{2}$$

Punkt 5:

$$\Delta I_u = \frac{1,0 + 1,0}{2} \cdot 0,895 = 0,895 \cdot 10^{-4}; \quad \epsilon_u = 0,895 \cdot 10^{-5}$$

Da hier keine Messungen an der oberen Faser vorliegen, wird die Nulllinie und ΔI_0 entsprechend den Verhältnissen an Punkt 1 angenommen:

$$h = 42; \quad x = 20,4; \quad \epsilon_0 = 0,895 \cdot \frac{20,4}{21,6} \cdot 10^{-5} = 0,845 \cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich analog wie oben:

$$E_{bz} = 224\,000 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$Z = D = 2,31 \text{ t}$$

$$h_{zD} = 28,5 \text{ cm}$$

$$M = 0,658 \cong 0,66 \text{ mt}$$

Punkt 1:

$$\Delta I_u = \mu \left(\sum E \div J - \sum M \div O \right) \frac{1}{2} = 0,95 \cdot 5,8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\epsilon_u = 5,8 \cdot 0,95 \cdot 10^{-5}$$

Aus dem gleichen Grund wie oben wurden Nulllinie und ϵ_0 entsprechend bestimmt.

$$x = 20,4; \quad h - x = 21,6; \quad \epsilon_0 = 5,1 \cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich infolgedessen wieder:

$$E_{bz} = 224\,000 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$D = Z = 15,00 \text{ t}; \quad h_{zD} = 28,5 \text{ cm}$$

$$M = 4,27 \text{ mt}$$

Das Ergebnis gibt eine rechnerische Kontrolle dafür, daß die Superposition der Längenänderungen, wodurch wir das ungünstigste Stützenmoment ermittelt haben, richtig war, denn $0,66 + 4,27 = 4,93 \sim 4,73 \text{ mt}$.

Die Stütze nimmt also auf $4,27 - 0,66 \sim 3,6 \text{ mt}$.

Das sind rd 84 vH des Gurtmomentes.

Punkt 6:

Zur Ermittlung des größten negativen Moments im Gurtstreifen werden die Messungen an Punkt 6 benutzt. M_{\min} wird bei Streifenlast erzeugt, also Lastfall $\sum A \div H + 2 J$ oder zur möglichsten Ausscheidung von Meßfehlern:

$$\frac{\sum A \div H - \sum K \div O - N}{2} + J - N$$

Daraus ergibt sich:

$$\epsilon_u = 3,15 \cdot 0,935 = 2,94 \cdot 10^{-5}$$

Es erschien hier nicht ratsam, ohne weiteres die Lage der Nulllinie sowohl wie die Größe von E_{bz} von Punkt 3 zu übernehmen, da die dort auftretenden Spannungen erheblich größer sind und E_{bz} somit kleiner sein muß als hier. Es wurde vielmehr $E_{bz} = 224\,000$ wie unter Punkt 5 und Punkt 1 angenommen und nun unter Annahme ebenbleibender Querschnitte und geradlinigen Spannungsverlaufs die Nulllinie und

damit ϵ_0 bestimmt. Stärke der Putzschicht wieder 1 cm. Das sei kurz dargelegt:

$$\epsilon_u = 2,94 \cdot 10^{-5}; \quad \epsilon_e = 2,94 \cdot \frac{24 - x}{27 - x} \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_0 = 2,94 \cdot \frac{x}{27 - x} \cdot 10^{-5}; \quad F_e = 19,4 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2,94 \cdot \frac{x}{27 - x} \cdot 100 \cdot 2,24 \cdot \frac{x}{2}$$

$$D = 2,94 \cdot \frac{27 - x}{2} \cdot 100 \cdot 2,4 + 2,94 \cdot \frac{24 - x}{27 - x} \cdot 19,4 \cdot 21$$

Aus $Z = D$ folgt eine quadratische Gleichung, aus der sich $x = 14,4 \text{ cm}$ bestimmt.

$$Z = D = 5,4 \text{ t}; \quad h_{zD} = 18,2 \text{ cm}; \quad M = -0,983 \text{ mt}; \quad \alpha_p^{\min} = 85.$$

Das Moment durch Eigengewicht für Punkt 6 ist gleich dem für Punkt 3:

$$M_g = 0,885 \text{ mt}$$

$$M_{g+p}^{\min} = -0,098 \text{ mt}$$

$$\alpha_q^{\min} = 850$$

Für den gleichen Lastfall ergibt sich für Punkt 5:

$$\epsilon_u = 1,30 \cdot 10^{-5}$$

und nach analoger Durchführung der Rechnung:

$$M_g^{\min} = 0,96 \text{ mt} \sim M_g^{\min} = 0,983 \text{ mt}$$

Die beiden Momente stimmen mit guter Genauigkeit überein. Es zeigt sich also für die Streifenbelastung ein konstantes Moment über den Gurt des unbelasteten Streifens, wie es bei einem Mittelfeld und einer hinreichenden Zahl von Feldern zu erwarten war. Das Ergebnis darf als eine Kontrolle für die Richtigkeit der Messungen gewertet werden.

Punkt 2:

An Punkt 2 sind nur Messungen an der Unterseite vorgenommen worden. Wir müssen also auch hier wieder Annahmen betr. der Lage der Nulllinie machen, und zwar sollen die gleichen Überlegungen wie bei Punkt 4 gelten. Trotz der hier vorliegenden niedrigeren Spannungen kann man das mit sichtlicher Genauigkeit tun, da sich hierbei ein $x = \frac{h}{2}$ und ein $h_{zD} = 18,35 \cong \frac{2}{3} h$ ergibt, also Ergebnisse, wie sie einem nahezu homogenen Querschnitt entsprechen würden. (Vgl. die Bemerkung zu Punkt 1.) Als ungünstigste Belastung wird Streifenlast und damit das Mittel aus den Ablesungen $\sum A \div J - \sum K \div O$ der Rechnung zugrunde gelegt:

$$\Delta I_u = \frac{2,5 + 3,2}{2} \cdot 0,94 \cdot 10^{-4} = 2,68 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$x = 13,5 \text{ cm}; \quad \epsilon_0 = 2,68 \cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich ein

$$D = Z = 4,34 \text{ t}; \quad h_{zD} = 18,35 \text{ cm}$$

$$M_p^{\max} = 0,798 \text{ mt}$$

$$\alpha_p = 104$$

M_p^{\min} muß für Punkt 2 = M_p^{\min} für Punkt 6, also = $0,983 \text{ mt}$ sein.

Näherungsweise kann M_g für Punkt 2 zu:

$$M_p \cdot \frac{0,625}{2,26} = 0,798 \cdot \frac{0,625}{2,25} = 0,221 \text{ mt}$$

angenommen werden, daraus:

$$M_{g+p}^{\min} = -0,76 \text{ mt}; \quad \alpha_q^{\min} = 110$$

Punkt 3q:

Die ungünstigste Laststellung für das Angriffsmoment in Gurtstreifenmitte quer zur Stützenverbindungsline ist die Streifenbelastung über 2 Felder, also Lastfall:

$$\sum E \div J - \sum M \div O.$$

Es ergibt sich in gleichem Rechnungsgang wie vorher:

$$M = 0,99 \text{ mt}$$

$$u_p = u_g = 84,5.$$

Die Messungsergebnisse für die Durchbiegungen und Verdrehungen wurden, wie dies bereits begründet wurde,

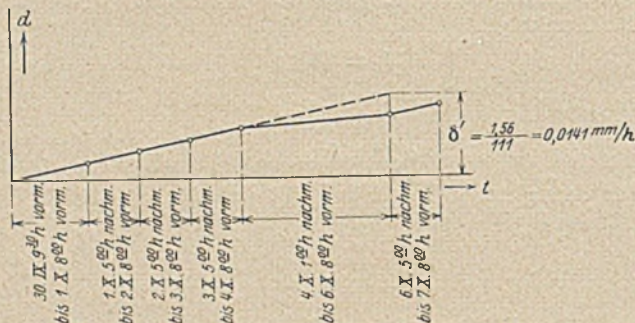


Abb. 6 a.

nicht zur Spannungsermittlung, sondern hauptsächlich zu Kontrollzwecken herangezogen.

Es soll zunächst kurz über die Erfahrungen mit der Meßvorrichtung für die Durchbiegungen berichtet werden. Für die Errichtung der Fixpunkte war ein Holzträgergerüst gebaut, wie es aus Abb. 3 a hervorgeht. Obwohl es altes, trockenes Holz war, arbeitete es doch. Es wurde nun jeden Abend nach Beendigung und jeden Morgen vor Beginn der Probelastungen an den Durchbiegungsmessern abgelesen. Die Differenz in den Ablesungen wurde als Funktion der Zeit graphisch aufgetragen. In Abb. 6 a ist diese Fehlerkurve für Punkt 1 aufgetragen. Sie ist ziemlich stetig für die ersten 3 Meßintervalle, bekommt dann einen Knick, verläuft flacher und steigt nach einem zweiten Knick wieder steiler an, etwa in der gleichen Neigung wie zu Anfang.

Es wurde folgende Überlegung angestellt: Das Gerüst hat sich durch das Arbeiten des Holzes gesenkt. In den ersten Tagen mit der stetigen Fehlerkurve war die Belastung mit höchstens 1,13 t/m² zu gering, um elastische Nachwirkungen hervorzu-rufen. Es liegt also in diesem Intervall der reine Einfluß der Gerüstsenkung vor. Vom ersten bis zum zweiten Unstetigkeitspunkt liegen 2,26 t/m² auf der Decke, es treten offenbar bleibende Durchbiegungen und elastische Nachwirkungen ein. Damit war die Korrektur pro Zeiteinheit zur Ablesung für jeden Punkt festgelegt, da aus dem ersten Teil der Fehlerkurve (p = 1,13 t/m²) eine über die Zeit lineare Gerüstabsenkung hervorgeht. So ergibt sich z. B. für Punkt 1

ein $\delta' = \frac{1,56}{111} = 0,00141$ mm pro Stunde als Korrektur der Durchbiegungen. Es war zunächst vorgesehen, auf andere Art die Fixpunkte zu schaffen. Das verbot sich aber kurz vor den Messungen aus betriebstechnischen Gründen, und es wurde die oben dargestellte Holzkonstruktion benutzt. Es soll hier darauf hingewiesen werden, daß es auf Grund der Erfahrungen zweckmäßiger erscheint, Fixpunkte mit Hilfe von Eisengerüsten zu schaffen.

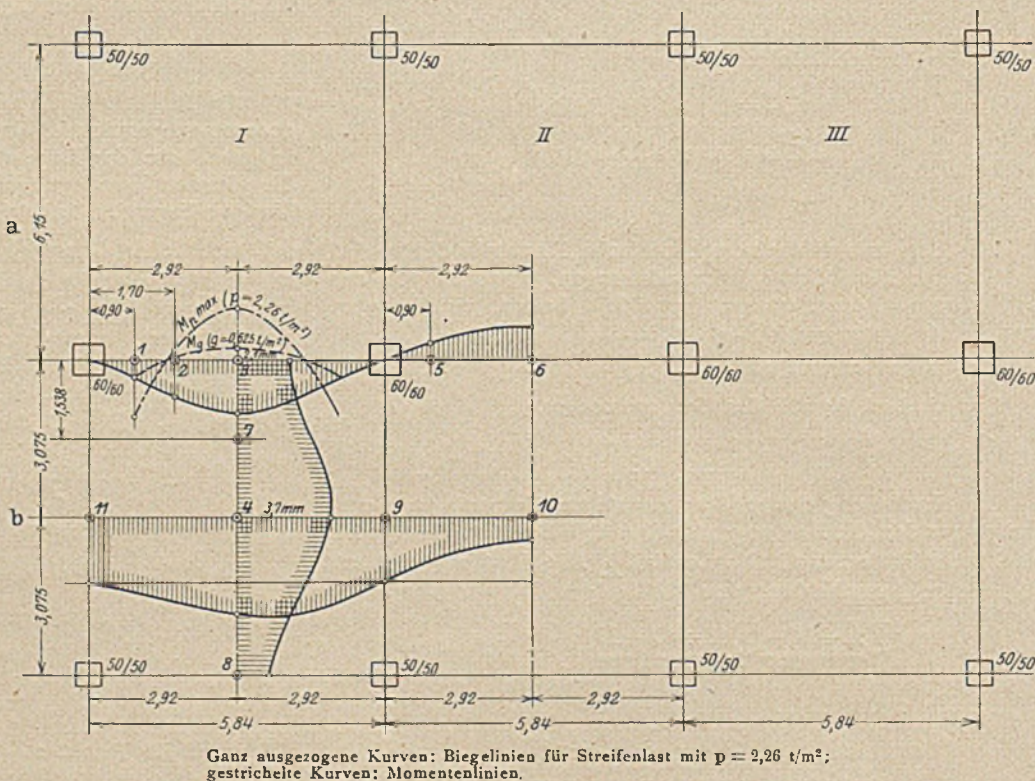
Von den Durchbiegungsmessungen sind nur einige charakteristische Biegelinien in Abb. 6 b aufgetragen worden, die in den Schlußfolgerungen im Zusammenhang mit den andern Ergebnissen besprochen werden sollen.

Die Verdrehungen der im Grundriß Abb. 2 a mit „L“ bezeichneten Säule sind an zwei Stellen mittels Libellen gemessen worden. Die Meßstellen gehen ebenfalls aus Abb. 2 hervor. Da sich der Stützenskopf unmittelbar über der oberen Libelle stark verbreitert, kann die Säule von dort ab als starr betrachtet werden, so daß die mit Libelle 1 gemessenen Drehwinkel gleich den Verdrehungen der Endtangente gesetzt werden können. Die Verdrehung bei Punkt 1 betrug bei Streifenlast mit belasteten Gurtstreifen 1'16", der Einfluß der Gurtbelastung allein war 6,3". Die untere Libelle zeigte keinen Ausschlag, so daß hier gerade der Punkt war, wo die Tangente an die Biegelinie parallel zur ursprünglichen Säulenachse lief. Bei vollkommener Einspannung hätte die obere Libelle keinen Ausschlag zeigen dürfen. Diese vollkommene Einspannung indessen war aber bei unserer Konstruktion nicht zu erwarten.

Schlußfolgerungen.

Es sei vorausgeschickt, daß die Schlußfolgerungen lediglich aus den Ergebnissen der Messungen selbst abgeleitet werden sollen.

Die größten Biegemomente traten, wie zu erwarten war, am Stützungskopf und in der Gurtstreifen-



Ganz ausgezogene Kurven: Biegelinien für Streifenlast mit p = 2,26 t/m²; gestrichelte Kurven: Momentenlinien.

Abb. 6 b.

mitte auf. Die diesen Größtwerten entsprechenden Belastungsfälle sind in der Auswertung der Messungen dargelegt worden. Es möge hier darauf hingewiesen werden, daß bei der Auswertung das Superpositionsgesetz mehrfach angewendet worden ist, wie dies ja allgemein in der Statik geschieht. Dies hat

ein vollkommen elastisches Material mit konstantem E-Modul zur Voraussetzung. Es ist bereits erläutert worden, daß diese Voraussetzungen hier annähernd erfüllt sind.

Als Nachweis, daß diese Annahme mit genügender Genauigkeit gemacht werden kann, mag die Zusammenstellung in Tabelle 2 dienen. Die Differenzen entsprechender Belastungszustände, die sämtlich durch Superposition gewonnen worden sind, zeigen gute Übereinstimmung sowohl in der Größe als auch in der Richtung, woraus hervorgeht, daß diese Differenzen in der Meßgenauigkeit, nicht aber darin zu suchen sind, daß das Superpositionsgesetz nicht hätte angewendet werden dürfen.

Schwierigkeiten macht die Annahme von m . Für die Rückschlüsse aus den gemessenen Längenänderungen auf die Spannungen stehen uns folgende Gleichungen zur Verfügung:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{1}{m} \cdot \sigma_y \right)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} \left(\sigma_y - \frac{1}{m} \cdot \sigma_x \right)$$

Daraus folgt für die Spannungen:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot m^2}{m^2 - 1} \left(\epsilon_x + \frac{1}{m} \cdot \epsilon_y \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E \cdot m^2}{m^2 - 1} \left(\epsilon_y + \frac{1}{m} \cdot \epsilon_x \right)$$

worin ϵ_x und ϵ_y die gemessenen Längenänderungen, σ_x und σ_y die tatsächlich auftretenden Spannungen sind.

Um also auf dem Versuchsweg Spannungen eines ebenen Systems zu ermitteln, müssen folgende Größen durch Messungen bestimmt werden: 1. E ; 2. ϵ_x ; 3. ϵ_y ; 4. m .

Zu 1. E ist (vgl. Tabelle 3 und Abb. 4) an Probekörpern, die aus der Decke herausgestemmt wurden, bestimmt worden.

Zu 2. und 3. Die Forderung, ϵ_x und ϵ_y zu bestimmen, ist nur an der Meßstelle 3 erfüllt worden.

Zu 4. Die Querdehnungszahl m ist nicht bestimmt worden.

Im Hinblick auf das oben Gesagte ist in der Auswertung mit $m = \infty$ gerechnet worden. An den Punkten, wo die Momente in der x - und der y -Richtung gleiches Vorzeichen haben, sind, falls m einen endlichen Wert hat, die auf Grund der Annahme $m = \infty$ errechneten Momentenwerte zu klein, an den Punkten mit Momenten entgegengesetzten Vorzeichens in der x - und y -Richtung sind die errechneten Werte zu groß. Ersteres ist der Fall an Punkt 1, 4, 5, letzteres an Punkt 3 und 6.

Drückt man das Moment in der Form aus:

$$M_q = M_g + M_p = \frac{p l^2}{\alpha_g} + \frac{g l^2}{\alpha_p},$$

so ergeben sich folgende α -Werte:

Punkt 3:

In der Richtung quer zur Stützenverbindungsline:

$$\alpha_g = \alpha_p = 8,5.$$

In der Richtung längs der Stützenverbindungsline:

$$\alpha_p^{\max} = 20,5; \quad \alpha_g = 26,2$$

$$\alpha_p^{\min} = 85$$

$$\alpha_{g+p}^{\max} = 21,5$$

Punkt 1: $\alpha_g = \alpha_p = 17,8.$

Punkt 2: $\alpha_p = 104$

Punkt 4: $\alpha_p = 44$

Die größten Spannungen treten in unserem Falle an Punkt 3 in der Richtung längs der Stützenverbindungsline

auf und betragen (für $p = 2,26 \text{ t/m}^2 \approx 110 \text{ vH}$ der rechnermäßigen Nutzlast):

$$p\sigma_{bd} = 33,1 \text{ kg/cm}^2; \quad g\sigma_{bd} = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$p\sigma_{bz} = 26,5 \quad " \quad g\sigma_{bz} = 5,8 \quad "$$

Diese Zugspannungen sind, wie bereits erwähnt, vom Beton aufgenommen worden. Risse wurden nicht beobachtet, was sowohl durch den Verlauf der Längenänderungs- als auch der Durchbiegungsmessungen bestätigt wird.

Die Überlegungen auf S. 211 u. ff. zeigen deutlich die Wirkung der Pilzdecke wie bei einer durchgehenden Rahmenkonstruktion. Beim Übergang über die Stütze gibt das Gurtstützmoment 84 vH seines Wertes an die Stütze ab. Es ist also bei Streifenlast die Stütze auf Biegung und Druck zu dimensionieren.

Zunächst war mit Rücksicht auf die Anbringung der Spannungsmesser auf Deckenoberseite ein Streifen von 1 m Breite auf dem Gurt freigelassen worden. Der Einfluß der Belastung dieses Streifens wurde gesondert untersucht. Die Momente im Gurt werden hierdurch zwischen 25 und 45 vH erhöht, so daß es unbedingt erforderlich ist, bei Probelastung den Gurt mitzubelasten. Der Einfluß der Gurtbelastung auf die Momente in Gurtstreifenmitte quer zur Achse war entlastend. Es geht dies auch aus der Überlegung hervor, daß der Gurt für die durchlaufende Decke in der y -Richtung ein Auflager darstellt. Dieses Auflager senkt sich, es tritt also in diesem Falle ein positives zusätzliches Stützenmoment auf, das das negative Moment im Gurt quer zur Stützenverbindungsline verringert.

Die negativen Feldmomente bei Streifenlast — also z. B. M am Punkt 6 bei Belastung von I und III — sind gering. Das liegt eben daran, daß (vgl. oben) die steifen Stützen einen großen Teil des Stützenmomentes aufnehmen, so daß nur ein kleiner Teil in den anschließenden Gurtstreifen weitergeleitet wird. Es zeigte sich, daß das negative Feldmoment so gering ist, daß sich eine obere Bewehrung des Gurtstreifens erübrigt.

Aus dem gleichen Grunde erstreckte sich die Einwirkung der Kontinuität kaum über das erste Nachbarfeld hinaus. Wie ein Blick auf Tabelle 1, Spalte A bis D und K und L, zeigt, liegen die Längenänderungen im Streifen I durch Belastung von Streifen III mit $p = 2,26 \text{ t/m}^2$, also 10 vH über der normalen Nutzlast, innerhalb der Genauigkeitsgrenzen der Okhuizenschen Apparate. Durchbiegungen sind bei gleichem Belastungsfall in Streifen I noch festzustellen, sind aber auch sehr gering.

Hieraus läßt sich auch auf die Beanspruchungen eines Endfeldes schließen: Da der Einfluß der Nachbarfelder, wie gezeigt, gering ist, wird es in der Hauptsache auf die Auflagerung des freien Endes des Endfeldes ankommen.

Weiterhin läßt sich der Schluß ziehen, daß — für die Steifigkeitsverhältnisse der vorliegenden Decke geltend — es für die Beanspruchungen eines Mittelfeldes gleichgültig ist, ob sich die Decke über drei oder unendlich viele Felder erstreckt.

Bei der Dauerbelastung von 43 Stunden zeigten die Okhuizen keine elastische Nachwirkung an. Es stimmt das mit der bereits mehrfach erwähnten Beobachtung überein, daß die bleibenden Längenänderungen innerhalb der Meßgenauigkeitsgrenzen blieben. Die Durchbiegungsmesser zeigten indessen eine geringe bleibende Durchbiegung an, was sich in der flacheren Neigung der Fehlerkurve ausdrückt.

Die Einwirkung der feldweisen Belastung bot nichts Wesentliches. Wie zu erwarten war, war die Einwirkung der Belastung von Ia und Ib innerhalb der Meßgenauigkeit gleich groß auf die Meßstellen 1, 2, 3, 5, 6. Dagegen wurde das Moment in Punkt 4 zum weit überwiegenden Teil durch Belastung von Ib erzeugt, der Einfluß von Ia auf M_4 lag innerhalb der Meßgenauigkeit.

Vergleich der aus den Messungen ermittelten Momentenwerte mit den nach den Theorien von Marcus und Lewe erhaltenen Werten.

Wir benutzen das Näherungsverfahren von Marcus, das er auf Seite 323 ff. seines Buches „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten“ angibt. Dieses Näherungsverfahren sei in kurzen Zügen dargelegt.

Die Richtung der Längsachse einer Pilzdeckenkonstruktion falle mit der X-Achse, die Querrichtung mit der Y-Achse unseres Koordinatensystems zusammen. Es sei

$$M_x = \int_0^{l_y} s_x dl,$$

d. h. M_x stelle den Gesamtwert der Spannungsmomente s_x für die Feldbreite l_y dar. Mit Hilfe der Gewebetheorie hat Marcus nun nachgewiesen, daß für eine in der Querrichtung unendlich ausgedehnte Platte M_x gleich dem Biegemoment eines stellvertretenden Balkens ist, dessen Querschnittsbreite der Feldbreite l_y gleich ist. Der Balken ist mit den ober- und unterhalb der Decke befindlichen Stützen biegungsfest verbunden, die Konstruktion stellt also einen mehrstöckigen Rahmen dar; die tatsächliche Belastung und die freie Spannweite sind durch die Ausladung des Stützenkopfes vermindert. Bei einer Pilzdecke mit einer endlichen Ausdehnung in der Querrichtung nehmen die M_x -Werte der einzelnen Längs-

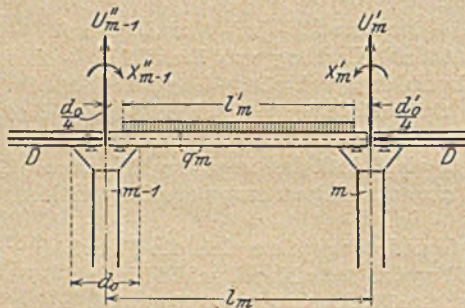


Abb. 7 a.

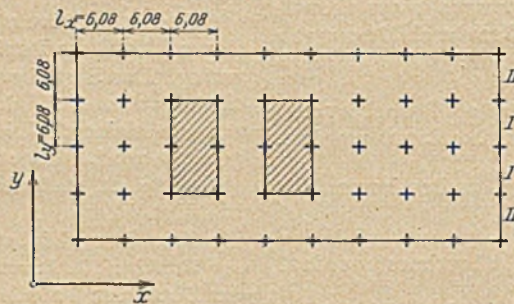


Abb. 7 b.

streifen (für ein gleiches x) nach dem Rande zu ab. Man darf aber mit genügender Genauigkeit $M_x = M_x$ der in der Querrichtung unendlich ausgedehnten Pilzdecke setzen.

Hat man M_x für jeden Querschnitt des stellvertretenden Rahmens, so muß man die Aufteilung von M_x in der Querrichtung vornehmen, um die Spannungsmomente s_x zu finden. Hierfür gibt Marcus ein Verfahren an. Im allgemeinen wird es genügen, diese Momentenaufteilung in zwei Schnitten vorzunehmen, und zwar

- durch Feld- und Gurtstreifenmitte,
- durch die Stützenverbindungsline hindurch.

Darauf soll bei der numerischen Behandlung des vorliegenden Falles eingegangen werden.

Zur Erläuterung der Bezeichnungen diene die Abb. 7 a. Im übrigen muß auf die Arbeit von Marcus hingewiesen werden.

Auf die Durchbiegung der Platte hat allein die außerhalb der Stützenkopffläche aufruhende Belastung Einfluß:

$$Q_m' = g_m (l_m l_y - d_0^2) = \text{wirksame Belastung.}$$

Die wirksame Spannweite

$$l_m' = l_m - \frac{1}{2} d_0 = l_m \left(1 - \frac{1}{2} \frac{d_0}{l_m} \right) = l_m \psi_m$$

$$q_m' = \frac{Q_m'}{l_m'} = \frac{g_m' (l_y l_m - d_0^2)}{l_m \psi_m} = \frac{g_m l_y}{\psi_m} \left(1 - \frac{d_0^2}{l_m l_y} \right)$$

Beim Anschluß des Balkens an die Säulen treten als innere Kräfte auf:

| | | |
|-----------------|-----------------|-------------|
| am rechten Ende | das Stützmoment | X_m' |
| | die Querkraft | U_m' |
| | die Axialkraft | D_m |
| am linken Ende | das Stützmoment | X_{m-1}'' |
| | die Querkraft | U_{m-1}' |
| | die Axialkraft | D_m |

Für diese Größen lauten die bekannten Gleichgewichtsbedingungen:

$$U_{m-1}' = \frac{1}{2} Q_m + \frac{X_m' - X_{m-1}''}{l_m}$$

$$U_m' = \frac{1}{2} Q_m - \frac{X_m' - X_{m-1}''}{l_m}$$

In unserm Fall haben wir:

$$l_x = l_y = l = 6,08 \text{ m}$$

$$d_0 = 55 + 2(50 + 15 + 13) = 55 + 1,56 = 2,11 \text{ m}$$

$$l' = l - 0,5 d_0 = 5,02 \text{ m} = \text{reduzierte Spannweite}$$

$$H_u = 4,90 \text{ m} = \text{Höhe der unteren Säule}$$

$$\psi = 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,11}{6,08} = 0,826 = \text{Reduktionsfaktor}$$

$$\psi^2 = 0,68$$

Die Säulen über der betrachteten Pilzdecke haben einen Querschnitt von 25/50, die unteren Säulen 50/50 bzw. 60/60. Für letztere werde als Mittelwert in die Berechnung eingeführt ein Querschnitt von 55 · 55 cm². Es ergeben sich dann folgende Trägheitsmomente:

$$J_{0x} = \frac{50 \cdot 25 \cdot 25 \cdot 25}{12} = 65 \text{ 100 cm}^4$$

$$J_{0y} = \frac{25 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 50}{12} = 260 \text{ 500 cm}^4$$

Die Säulen haben keine ganzen quadratischen Querschnitte, sondern die Ecken sind ausgeschnitten, so daß Achtecke mit 4 großen und 4 kleinen Seiten entstehen. Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes wurde graphisch zu 737 000 cm⁴ ermittelt.

$$J_{ux} = J_{uy} = 7,37 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

Die Trägheitsmomente verhalten sich also in der X-Richtung wie $\frac{1}{11,3}$, in der Y-Richtung wie $\frac{1}{2,82}$. Bedenkt man ferner, daß nur jede zweite untere Säule eine obere Säule trägt, so kann mit guter Annäherung (vgl. Marcus, S. 329) der Biegungs widerstand der oberen Säulen vernachlässigt werden.

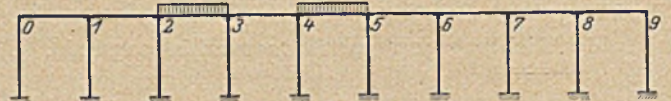


Abb. 7 c.

Die unteren Stützen werden durch das Kellergeschoß verstärkt durchgeführt, so daß hier die Annahme einer festen Einspannung genügend gerechtfertigt ist.

Wir führen die Berechnung zunächst für Streifenlast nach Marcus durch.

Wir können für die Errechnung der M_x -Werte offenbar ohne großen Fehler annehmen, daß die beiden Laststreifen in der Y-Richtung durchbelastet sind.

$$p = 2,26 \text{ t/m}^2.$$

Es bestimmt sich als Steifigkeitsverhältnis die Zahl

$$\frac{E J_u}{N l_y} = \frac{E J_u (m^2 - 1) \cdot 12}{E m^2 h^3 l_y} = \frac{12 \cdot 7,37 \cdot 10^5}{6,08 \cdot 10^2 \cdot 2,7^3 \cdot 10^3} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2}$$

$$= \frac{91 \cdot 10^5}{119 \cdot 10^5} = 0,74 \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2}$$

für $m = \infty$ ergibt sich:

$$\frac{E J_u}{N l_y} = 0,74$$

$$Q_3' = Q_5' = 2,26 (6,08^2 - 2,11^2) = 73,5 \text{ t.}$$

Unser System in Abb. 7 c liefert 10 Elastizitätsgleichungen für die Winkeländerungen (ω -Werte). Da wohl im System, aber nicht in der Belastung Symmetrie vorliegt, wäre es nötig gewesen, 10 Unbekannte aus 10 Gleichungen zu bestimmen. Die Rechnung erwies sich trotz des gesetzmäßigen Aufbaues der Gleichungen als ziemlich umfangreich, daher wurde die Rechenungenauigkeit mit dem Rechenschieber ziemlich groß. Um einen symmetrischen Lastfall zu erhalten und damit die Anzahl der Unbekannten auf die Hälfte zu reduzieren, beschränkten wir uns auf ein System von 7 Feldern. Die beiden Felder 8 und 9 fielen also für die Berechnung aus. Es läßt sich dies auch mit unseren Meßergebnissen durchaus vereinen, die gezeigt haben, daß bereits im dritten Feld die Einwirkung der Kontinuität kaum mehr vorhanden ist.

Die Elastizitätsgleichungen lauten nunmehr:

$$\begin{aligned} 8,44 \omega_0 + 3,41 \omega_1 &= 0 \\ 3,41 \omega_0 + 13,84 \omega_1 + 3,41 \omega_2 &= 0 \\ 3,41 \omega_1 + 13,84 \omega_2 + 3,41 \omega_3 &= -\frac{Q}{12} (1+d) \frac{l'}{N l_y} = -A \\ 3,41 \omega_2 + 13,84 \omega_3 + 3,41 \omega_4 &= +\frac{Q}{12} (1+d) \frac{l'}{N l_y} = +A \\ 3,41 \omega_3 + 13,84 \omega_4 + 3,41 \omega_5 &= -A \\ 3,41 \omega_4 + 13,84 \omega_5 + 3,41 \omega_6 &= +A \\ 3,41 \omega_5 + 13,84 \omega_6 + 3,41 \omega_7 &= 0 \\ 3,41 \omega_6 + 8,44 \omega_7 &= 0. \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichungen gehen folgende Zusammenhänge hervor:

$$\begin{aligned} \omega_0 &= -\omega_7 \\ \omega_1 &= -\omega_6 \\ \omega_2 &= -\omega_5 \\ \omega_3 &= -\omega_4 \end{aligned}$$

Das Gleichungssystem ist also wie folgt vereinfacht:

$$\begin{aligned} 8,44 \omega_0 + 3,41 \omega_1 &= 0 \\ 3,41 \omega_0 + 13,84 \omega_1 + 3,41 \omega_2 &= 0 \\ 3,41 \omega_1 + 13,84 \omega_2 + 3,41 \omega_3 &= -A \\ 3,41 \omega_2 + 13,84 \omega_3 - 3,41 \omega_3 &= +A \end{aligned}$$

Die Lösung dieses Gleichungssystems ergibt folgende Stützenmomente für Streifenlast:

$$\begin{aligned} X_0'' &= -0,0256 \cdot 73,5 = -1,882 \text{ mt} \\ X_1' &= 0,0857 \cdot 73,5 = 6,30 \text{ mt} \\ X_1'' &= 0,149 \cdot 73,5 = 10,95 \text{ mt} \\ X_2' &= -0,344 \cdot 73,5 = -25,30 \text{ mt} \\ X_2'' &= -0,577 \cdot 73,5 = -42,40 \text{ mt} \\ X_3' &= -0,455 \cdot 73,5 = -33,35 \text{ mt} \\ X_3'' &= -0,180 \cdot 73,5 = -13,23 \text{ mt} \end{aligned}$$

Die Säulenmomente ergeben sich aus der Gleichung:

$$M_m^u = \frac{6 E J_u \bar{\omega}_m}{H_u \left(3 - \frac{H_u}{l_u} \right)}$$

in unserem Falle:

$$\begin{aligned} M_m^u &= \frac{6 E J_u \bar{\omega}_m}{1,5 H_u} \cdot \frac{Q (1+d) l' \cdot 12 (m^2 - 1)}{12 l E h^3 m^2} \\ &= 157,0 \bar{\omega}_m \frac{m^2 - 1}{m^2} \end{aligned}$$

für $m = \infty$ ist

$$M_m^u = 150,5 \bar{\omega}_m, \text{ wobei } \bar{\omega}_m = \frac{\omega A 6 E J_u}{H_u \left(1 - \frac{H_u}{l_u} \right)}$$

ist. Das ergibt

$$\begin{aligned} M_0^u &= -0,0125 \cdot 150,5 = -1,880 \text{ mt} \\ M_1^u &= 0,0308 \cdot 150,5 = 4,64 \text{ mt} \\ M_2^u &= -0,1126 \cdot 150,5 = -16,96 \text{ mt} \\ M_3^u &= -0,1328 \cdot 150,5 = -20,00 \text{ mt} \end{aligned}$$

Da der Biegungswiderstand der oberen Stützen vernachlässigt ist, muß jeweils die Differenz der X-Momente = M_u sein. Diese Probe kann als Kontrolle dienen, z. B.:

$$\begin{aligned} M_3^u = X_3' - X_3'' &= -33,35 + 13,23 = -20,12 \text{ mt} \\ M_3^u &= -20,00 \text{ mt} \end{aligned}$$

Fehler 0,12 mt = 0,55 vH

Es ergibt sich also eine sehr gute Übereinstimmung.

Es werde jetzt rechnerisch das Moment $M_x (x=0)$ ermittelt. Aus $M_x (x=0)$ bestimmen wir uns dann s_x für Gurtmitte und Feldmitte.

$$M_x (x=0) = \frac{Q}{8} \left(1 + \frac{d}{2} \right) + (X_2'' + X_3') \cdot \frac{1}{2} = 27,72 \text{ mt}$$

Der Verlauf der Spannungsmomente s_x wird nun durch die Funktion

$$s_x (x=0) = \frac{M_x}{2b} \left(1 - \frac{1}{5} \cos \pi \frac{y}{b} \right)$$

ausgedrückt (Abb. 7 d).

Für $y = b$, $x = 0$, also Gurtmitte, ergibt sich:

$$s_x = \frac{M_x}{2b} \cdot \frac{6}{5}$$

Für $y = 0$, $x = 0$ (Feldmitte) ergibt sich:

$$s_x = \frac{M_x}{2b} \cdot \frac{4}{5}$$

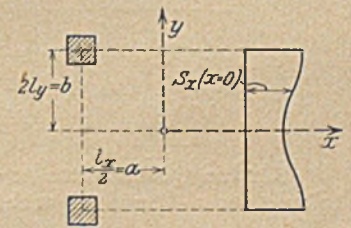


Abb. 7 d.

Oder bezeichnen wir $\frac{M_x}{2b} = \frac{M_x}{l_y} = s_x' =$ Mittelwert der Momente für den Querschnitt $x = 0$, so ist:

$$\begin{aligned} s_x (x=0, y=b) &= \frac{6}{5} s_x' \\ s_x (x=0, y=0) &= \frac{4}{5} s_x' \end{aligned}$$

In unserm Fall:

$$s_x' = \frac{27,72}{6,08} = 4,55 \text{ mt.}$$

$$\text{Gurtmoment } s_x (x=0, y=b) = 4,55 \cdot \frac{6}{5} = 5,46 \text{ mt}$$

$$\text{Feldmoment } s_x (x=0, y=0) = 4,55 \cdot \frac{4}{5} = 3,64 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\max} (x=0, y=b) = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{5,46} = 15,3$$

$$\alpha_p^{\max} (x=0, y=0) = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{3,64} = 23$$

In dem Mittelfeld zwischen den beiden Lastfeldern ist

$$s_x' = \frac{13,23}{6,08} = 2,18 \text{ mt}$$

Gurtmoment $s_x(x=0, y=b) = 2,18 \cdot \frac{6}{5} = 2,62 \text{ mt}$

$$\alpha_p^{\min} = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{2,62} = 32.$$

Für die Ermittlung des größten Stützmoments lag den Messungen folgender Lastfall zugrunde (Abb. 8 a):



Abb. 8 a.

Aus den gleichen Gründen wie vorher betrachten wir diesmal einen 6-feldrigen Rahmen. Mit den oben ermittelten Steifigkeitszahlen und Beizahlen erhalten wir:

$$\begin{aligned} \omega_0 &= -0,00856 \text{ A} \\ \omega_1 &= 0,0212 \text{ A} \\ \omega_2 &= -0,0775 \text{ A} \end{aligned}$$

Im gleichen Rechnungsgang wie oben ergeben sich folgende X-Werte:

$$\begin{aligned} X_0'' &= -0,0178 \text{ Q} = -1,308 \text{ mt} \\ X_1' &= +0,0586 \text{ Q} = 4,31 \text{ mt} \\ X_1'' &= +0,102 \text{ Q} = 7,403 \text{ mt} \\ X_2' &= -0,2367 \text{ Q} = -17,40 \text{ mt} \\ X_2'' &= -0,3953 \text{ Q} = -29,03 \text{ mt} \\ X_3' = X_3'' &= -0,8625 \text{ Q} = -63,4 \text{ mt} \end{aligned}$$

Die Säulenmomente ergeben sich zu:

$$\begin{aligned} M_0^u &= -1,287 \text{ mt} \\ M_1^u &= 3,19 \text{ mt} \\ M_2^u &= -11,65 \text{ mt} \\ M_3^u &= 0 \end{aligned}$$

Von den negativen Stützmomenten interessiert das an der Stelle, wo der Stützenkopf anfängt. Es ist aus der zeichnerischen Auftragung, die hier fehlt, zu 21 mt abgegriffen worden.

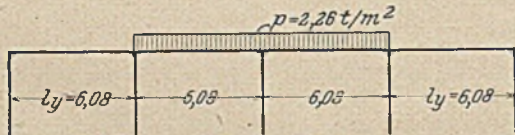


Abb. 8 b.

Für die Querschnitte ($x = \pm a$) gibt Marcus für die Verteilung der s_x -Werte folgende Gesetzmäßigkeit an:

$$s_x(x = \pm a) = \frac{M_x}{2b} \left(1 - \frac{3}{5} \cos \pi \frac{y}{b} \right)$$

Man erhält: $s_x(x = a, y = b) = s_x' \left(1 + \frac{3}{5} \right) = \frac{8}{5} s_x'$

$$s_x(x = a, y = 0) = s_x' \left(1 - \frac{3}{5} \right) = \frac{2}{5} s_x'$$

Also für das Stützenkopfmoment den Größtwert:

$$s_x^{\min}(x = a, y = b) = \frac{8}{5} \cdot \frac{21}{6,08} = 5,52 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\min}(x = a, y = b) = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{5,52} = 15,15 \sim 15,2$$

Für das größte negative Moment quer zur Stützenverbindungslinie müssen wir den Ersatzrahmen in der Y-Richtung betrachten (Abb. 8 b). Die hierfür durchgeführte Berechnung lieferte ein

$$s_y(x = 0, y = b) = 1,545 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\min}(x = 0, y = b) = \frac{2,26 \cdot 6,08^2}{1,545} = 54$$

Untersuchung auf Eigengewicht (Abb. 8 c).

Dieser Untersuchung wird wieder der siebenfeldrige Rahmen zugrunde gelegt.

Die Rechnung ergab

(Gurtmitte)

(Feldmitte)

$$s_x(x=0, y=b) = 0,84 \text{ mt};$$

$$s_x(x=0, y=0) = 0,56 \text{ mt}$$

$$\alpha_g(x=0, y=b) = 27,6;$$

$$\alpha_g(x=0, y=0) = 41,3$$

(Stützenkopf)

$$s_x(x=a, y=b) = 1,175 \text{ mt}$$

$$\alpha_g(x=a, y=b) = 19,6$$

Ein Vergleich der in vorstehenden Berechnungen ermittelten Momentenwerte mit den aus den Messungen erhaltenen Momenten zeigt folgendes:

Die M_g -Werte stimmen gut überein, während die M_p -Werte sich nach der Berechnung zu groß ergeben. Das kann



Abb. 8 c.

darauf zurückgeführt werden, daß bei der Berechnung die Unterlagsplatte nicht berücksichtigt worden ist. Die Unterlagsplatte versteift den Stützenkopf und vermindert so die Wirkung der Kontinuität. Dies kommt indessen für die Belastung durch Eigengewicht nicht so sehr zur Auswirkung wie für die Belastung durch Nutzlast.

Der Entwurf wurde ferner nach der Leweschenschen Berechnungsmethode durchgerechnet. Die Berechnung ist im „Bauingenieur“ 1924, Heft 4 veröffentlicht. Es kann im wesentlichen darauf verwiesen werden.

Es sollen die Momente für $m = \infty$ und $m = 3$ berechnet werden.

$$g = 0,625 \text{ t/m}^2; \quad p = 2,26 \text{ t/m}^2$$

a) $m = 3$

Moment am Stützenkopf:

$$M^{\min} = -8,30 \text{ mt}; \quad M_g = -2,11 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\min} = 10,0; \quad \alpha_g = 11$$

Moment im Gurtstreifen quer zur Stützenlinie:

$$M_p^{\min} = -1,08 \text{ mt}; \quad \alpha_p^{\min} = 77$$

Die Berechnung („Bauingenieur“ 1924, Heft 4) der Momente in Feldmitte und in Gurtmitte längs der Stützenlinie ist unter Zugrundelegung einer Streifenlast erfolgt. Dabei wurde angenommen, daß die Wendepunkte der Biegelinien der Säulen in halber Höhe liegen. Das würde jedoch nur für folgenden Lastfall Abb. 8 d zutreffen.

Nehmen wir indessen wieder völlige Einspannung der Säulen der betrachteten Decke an, also die Wendepunkte der Biegelinien im unteren Drittelpunkt, so ist der Winkel der Biegelinie am Säulenkopf bei Stützenkopfbreite $B = \frac{2}{3} a$, wie leicht nachzuweisen,

$$\omega = \frac{q a^3 h}{108}$$

Somit wird

$$q = p \cdot \frac{18 k}{1 + 1,92 k},$$

worin

$$k = \frac{J_u}{J H_u} = 0,92$$

ist. Also wird

$$q = 5,99 \text{ p.}$$

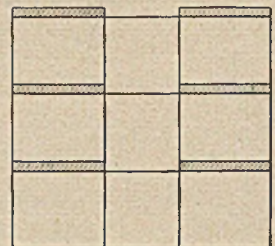


Abb. 8 d.

Damit errechnen wir das Moment in Feldmitte bei Streifenlast:

$$M_p^{\max} = 6,59 - 2,47 = 4,12 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\max} = 20,3$$

$$M_g = 0,757 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = 30,5$$

Und das Moment in Gurtmitte längs der Stützenlinie:

$$M_p^{\max} = 6,92 - 2,11 = 4,81 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\max} = 17,4$$

$$M_g = 0,966 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = 23,8$$

b) $m = \infty$:

Moment über dem Stützenkopf:

$$M_p^{\min} = 6,39 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\min} = 13,1$$

$$M_g = 1,62 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = 14,3$$

Moment zwischen den Stützen senkrecht zur Stützenlinie:

$$M_p^{\min} = 2,46 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\min} = 34,0$$

Moment in Feldmitte:

$$M_p^{\max} = 6,27 - 2,47 = 3,80 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\max} = 22$$

$$M_g = 0,581 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = 39,7$$

Moment in Gurtmitte längs zur Stützenlinie:

$$M_p^{\max} = 7,29 - 2,11 = 5,18 \text{ mt}$$

$$\alpha_p^{\max} = 16,2$$

$$M_g = 1,145 \text{ mt}$$

$$\alpha_g = 20,2$$

Zusammenstellung der α -Werte ($M = \frac{q l^2}{\alpha}$)

| | Stützenkopf | | Gurtmitte | | Feldmitte | | Gurtmitte quer zur Stützenlinie | |
|---|-------------|------|-----------|------|-----------|------|---------------------------------|---|
| | P | g | P | g | P | g | P | g |
| Aus den Messungen für $m = \infty$ | 17,8 | | 20,5 | 26,2 | 44 | | 84,5 | |
| Marcus für $m = \infty$ | 15,2 | 19,6 | 15,3 | 27,6 | 23 | 41,3 | 54 | |
| Lewe $m = \infty$ | 13,1 | 14,3 | 16,2 | 20,2 | 22,0 | 39,7 | 34 | |
| $m = 3$ | 10 | 11 | 17,4 | 23,8 | 20,3 | 30,5 | 77 | |
| Näherungswerte von Probst Bd. 2, S. 162 der „Vorlesungen“ | 16 | | 18 | 25 | 25 | 32 | | |
| Deutsche Vorschriften | 18 | | 24 | 48 | 36 | 72 | 60 | |
| Amerikanische Vorschriften | 14 | | 40 | | 47 | | 47 | |

Diese Nebeneinanderstellung der α -Werte bedarf keiner weiteren Erklärung.

Wie für unser allerdings sehr charakteristisches Beispiel einer Pilzdeckenkonstruktion werden weitere Messungen erforderlich werden für schmale und lange Bauwerke, um den bis jetzt anscheinend überschätzten Einfluß der Endfelder kennen zu lernen.

Schließlich werden Messungen bis zum Bruchstadium erforderlich sein unter gleichzeitiger Bestimmung der E- und m-Werte. Dann werden wir das zu erstrebende Ziel erreichen, Näherungsberechnungen zu finden, die auch das Steifigkeitsverhältnis von Stützen und Stützenköpfen zu den Deckenplatten zu berücksichtigen haben werden.

ÜBER DIE NEUEN DEUTSCHEN EISENBETON-BESTIMMUNGEN 1925.

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1925 in Berlin.

Von Professor B Löser, Dresden.

Seit etwa vier Jahren werden die Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen in einem Arbeitsausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton neu beraten. Die Arbeiten stehen vor ihrem Abschluß, so daß der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins den Wunsch hatte, auf unserer Hauptversammlung darüber zu berichten, welche bemerkenswerten Änderungen gegenüber den alten Bestimmungen zu erwarten sind. Ich habe die ehrenvolle Aufgabe, Ihnen diesen Bericht zu erstatten, und werde mich bemühen, als gewissenhafter Chronist leidenschaftslos und ohne eigene Kritik das Neubeschlossene darzustellen.

Man kann an die Bestimmungen von drei verschiedenen Seiten aus herantreten. Einmal vom Standpunkt der Baupolizei, die die Sorge um die öffentliche Sicherheit in die erste Linie rückt, oder aber vom Standpunkte der Wissenschaft, endlich aber vom Standpunkte der Praxis, die bei Beurteilung der Vorschriften die wirtschaftlichen Begleiterscheinungen nicht übersehen darf. Diese drei Richtungen sind denn auch an der Arbeit beteiligt gewesen, und es ist natürlich und verständlich, daß über dies oder jenes Problem die Auffassungen bisweilen recht weit auseinandergingen. Nicht selten platzten die auseinandergelassenen Wünsche lebhaft aufeinander und wurden mit herzerfrischem Temperament vorgetragen. Ich schicke dies voraus, um anzudeuten, daß das Ergebnis der Arbeit oft Resultante aus drei Einzelkräften ist und daß keine der drei Richtungen erwarten darf, gerade ihre Wünsche alle restlos erfüllt zu sehen. Wenn die scharfen Werkzeuge der

Kritik angesetzt werden, darf ich bitten, die Tatsache nicht zu übersehen, daß die Beschlüsse naturgemäß oft dem Mittelweg entsprechen.

Ich führe Ihnen nun die Änderungen gegenüber dem alten Zustande an Hand einiger Lichtbildnotizen vor.

Geltungsbereich.

Zunächst ist der Geltungsbereich der Bestimmungen schärfer umrissen als bisher. Es wird ausdrücklich festgestellt, daß Eisenbetonbauteile, auch wenn sie fabrikmäßig hergestellt und später an der Baustelle verlegt werden, unter die Bestimmungen fallen. Die Berechnungsverfahren dürfen in vollem Umfange auch auf solche Bauteile angewendet werden. Unter die Bestimmungen fallen ferner Hohlsteindecken, sofern eine Betondruckschicht von mindestens 5 cm Stärke vorhanden ist. Dabei gilt der Grundsatz, daß die Steineinlagen, die zur Bildung der ebenen Untersicht und zur Gewichtsverminderung dienen, keine statische Arbeit leisten und zur Spannungsaufnahme nicht mit herangezogen werden. Die Festigkeit der Hohlsteine braucht deshalb auch nicht nachgewiesen zu werden.

Zu zwei neuen Baustoffen haben die Bestimmungen Stellung genommen: zu hochwertigem Zement und zu Stahl. Unter hochwertigem Zement wird ein Zement verstanden, der nach drei Tagen 250 kg/cm², nach 28 Tagen 500 kg/cm² Druckfestigkeit aufweist, während die Zugfestigkeit bei normengemäßer Prüfung 25 bzw. 30 kg/cm² betragen muß.

Dabei darf der Zement nicht Schnellbinder sein, d. h. der Beginn des Abbindens darf frühestens eine Stunde nach dem Anmachen des Mörtels erfolgen (§ 5, 1.)

Stahl 48 muß eine Zugfestigkeit von 4800–5800 kg/cm² aufweisen bei mindestens 18 vH Bruchdehnung. Die Streckgrenze dieses Baustoffes wird bei etwa 3200–3800 zu erwarten sein (§ 5, 4).

Die Kaltbiegeprobe ist gemildert worden. Der lichte Durchmesser der Schlinge – bisher 18 – genügt nunmehr mit 28 sowohl für Stahl als auch für Handeisen (§ 5, 4).

Besonders bemerkenswert ist die neue Vorschrift, daß 1 m³ gestampfter Beton in Eisenbetonbauten mindestens 300 kg Zement enthalten muß (§ 6, 2). Die entsprechende alte Vorschrift, wonach 1 m³ loses Betongemenge mindestens 1/2 m³ Mörtel enthalten soll, ist gefallen. 300 kg Zement pro m³ gestampften Beton entspricht etwa einem Mischungsverhältnis von 1 Rt. Zement auf 5 Rt. Kiessand (Betonkalender 1925, S. 187). Die Festlegung einer Mindestmenge Zement war nötig, nachdem die Mindestfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen – ermittelt an erdfeucht gestampften Würfeln von 20 cm Kantenlänge – auf 200 kg/cm² gesetzt worden ist. Es ist bei sehr guten Baustoffen denkbar, daß diese Festigkeitszahl schon bei Mischungsverhältnissen 1:8 erreichbar ist. Die zugehörige Zementmenge wäre aber zu gering, um die Rostsicherheit zu gewährleisten, weshalb eine Mindestmenge Zement vorgeschrieben werden mußte. Auch aus anderen Gründen darf diese Vorschrift begrüßt werden. Bei Verwendung hochwertigen Zementes soll der Beton mindestens 275 kg/cm² Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen aufweisen (§ 19, 4).

Die Schalungsfristen erfahren eine Abminderung bei hochwertigem Zement, wie aus Tabelle 1 hervorgeht. Die Fristen bei Verwendung gewöhnlichen Normzementes blieben unverändert (§ 11, 3).

Tabelle 1 über Schalungsfristen.

| | Handels- Zement | Hochwertiger Zement |
|-----------------------------------|--------------------|------------------------|
| Stützen, Balken seitlich. | 3 Tage | 2 Tage |
| Deckenplatten | 8 " | 3 " |
| Balken, weitgespannte Platten . | 21 " | 8 " |
| Probebelastung | 45 " | 21–28 " |

Bei kalter Jahreszeit wird es u. U. nötig sein, die Schalungsfristen bei Verwendung von hochwertigem Zement zu verlängern.

Neu sind die Vorschriften über Stoßverbindungen gezogener Einlagen, über die die alten Vorschriften nichts enthalten.

An einem Querschnitt darf nur ein Stoß liegen. Stoßausbildung durch Spannschloß, durch einfache Überdeckung auf die Länge 40 δ (nur bis δ=20 mm), endlich durch Schweißen. Die Schweißstelle muß durch Beilage eisengesichert werden (§ 14, 3) (Abb. 2–4).

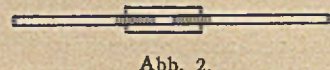


Abb. 2.

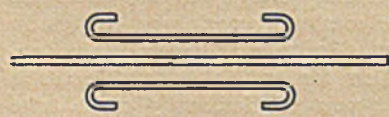


Abb. 3. Geschweißt.

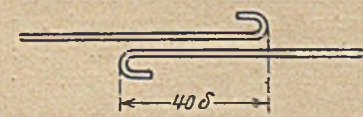


Abb. 4. Nur bis 20 mm.

Wenn Säuren, Öle, hohe Temperaturen vorhanden, kann besondere Sicherung der Eisen verlangt werden, z. B. durch Vergrößerung der Betondeckung bis auf 4 cm (§ 14, 5).

Bezüglich der Wärme- und Schwindspannungen ist die Bestimmung neu, daß sie bei gewöhnlichen Hochbauten unberücksichtigt bleiben dürfen. Für Tragwerke, bei denen die Wärmewirkung beträchtlichen Einfluß ausübt, muß mit

Temperaturänderungen ± 15 bis ± 20° gerechnet werden (bisher ± 15°) (§ 16).

Säulen (§ 14, 11.)

Die Mindestbewehrung F_e nicht umschnürter Säulen wird auf 0,5 vH des Betonquerschnitts ermäßigt, wenn der Schlankheitsgrad der Säule l:s = 5. Ist l:s = 10, so bleibt es bei der Mindestbewehrung F_e = 0,8 vH von F_b. Zwischenwerte werden geradlinig eingeschaltet. Damit wird das Bewehrungsverhältnis μ_{min} zu einer Funktion des Schlankheitsgrades. Es ist bei:

| | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|------------------------------|
| l:s = 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| μ _{min} = 0,50 | 0,56 | 0,62 | 0,68 | 0,74 | 0,80 vH von F _b . |

Diese neue Bestimmung führt zu billigeren Säulen in den Untergeschossen und ist deshalb sehr zu begrüßen.

Neu ist ferner die Bestimmung, daß bei überdimensionierten Querschnitten die Bewehrung nur auf den statisch erforderlichen Querschnitt F_b bezogen zu werden braucht.

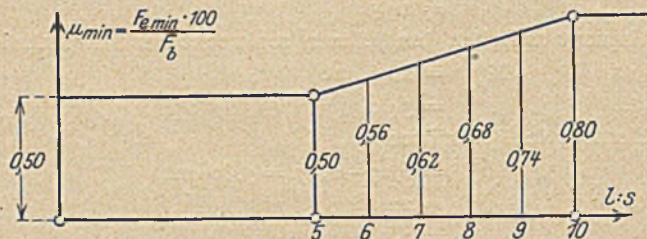


Abb. 5. Darstellung der Mindestbewehrung μ_{min} als Funktion des Schlankheitsgrades l:s.

Beispiel: Ein Umfassungspfeiler vom Querschnitt 50 · 80 cm soll bei 350 cm Höhe 96 t aufnehmen. Betonbeanspruchung σ_b = 35 kg/cm². Schlankheitsgrad l:s = 350:50 = 7. Mindestbewehrung F_e = 0,0062 F_b. Ideeller Querschnitt:

$$F_i = F_b + 15 \cdot 0,0062 F_b = 1,093 F_b$$

$$35 \cdot 1,093 F_b = 96000$$

$$F_b = 2510 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 2510 \cdot 0,0062 = 15,6 \text{ cm}^2.$$

d. h. es genügt eine Bewehrung von 15,6 cm². Nach den bestehenden Bestimmungen hätte verlangt werden können 0,008 F_b = F_e = 0,008 · 80 · 50 = 32 cm², ohne Rücksicht darauf, ob der Pfeiler voll ausgenutzt ist oder nicht.

Für umschnürte Säulen sind die Grenzen für die Längsbewehrung μ_{min} = 0,008 und μ_{max} = 0,030.

Die Mindestquerschnittsbreite der Säulen soll 22 cm bzw. 1/20 l sein.

Berechnung der Säulen auf Knicken (§ 18, 8) ist nötig, wenn bei gewöhnlicher Bewehrung l:s ≥ 15, bei umschnürten Säulen l:s ≥ 13. Die Eulerformel ist aufgegeben worden. An ihre Stelle tritt die einfachere Beziehung:

$$\omega P = \sigma_b F_i \dots \dots \dots (1)$$

woraus

$$\frac{\sigma_b}{\omega} = \frac{P}{F_i} \dots \dots \dots (2)$$

Die Größe ω ist > 1 und wächst mit dem Schlankheitsgrad. Sie bewirkt, daß die Beanspruchung schlanker Säulen sinkt, wenn der Schlankheitsgrad l:s zunimmt. Den Wert ω muß man aus Tabelle 2 entnehmen. Zwischenwerte von ω sind geradlinig einzuschalten.

Tabelle 2 der Werte ω.

| Säulen ohne Umschnürung | | | Säulen mit Umschnürung | | |
|-------------------------|------|--------------------|------------------------|------|--------------------|
| l:s | ω | σ _b : ω | l:s | ω | σ _b : ω |
| 15 | 1,00 | 35 | 13 | 1,00 | 35 |
| 20 | 1,25 | 28 | 20 | 1,70 | 20,6 |
| 25 | 1,75 | 20 | 20 | 2,70 | 13,0 |

Bisher wurden die zulässigen Beanspruchungen in den obersten Geschossen der Hochbauten gestaffelt zu
25 — 30 — 35 kg/cm².

Neben dieser Vorschrift gestatten aber die Belastungsvorschriften eine Lastabminderung in den unteren Geschossen, so daß Säulen in den oberen Geschossen doppelt gestraft waren. Deshalb ist in den neuen Vorschriften diese Staffelung der Beanspruchungen aufgegeben worden. Es gilt für die Säulen aller Geschosse ein einheitliches σ_b , wie aus Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3 der zulässigen Beanspruchungen für zentrischen Druck.

| | $W_{28} \geq$ kg/cm ² | σ_b im allgemeinen kg/cm ² | σ_b bei Brücken kg/cm ² |
|---|-------------------------------------|--|---|
| Handelszement | 200 | 35 | 30 |
| Hochwertiger Zement | 275 | 45 | 40 |
| Bei Nachweis der Festigkeit. höchstens | | $W_{28} : 6$ 60 | $W_{28} : 7$ 50 |

Neu ist § 17, 16, daß die Kontinuitätzuschläge und der Einfluß wechselseitiger Feldbelastung in Hochbauten in Wegfall kommen. Säulen und Fundamente werden mithin unter der Annahme frei aufliegender, über allen Stützpunkten gestoßner, daher statisch bestimmt gelagerter Balken und Unterzüge berechnet. Diese Neuordnung wird in der Praxis mit großer Freude aufgenommen werden, da sie eine glatte und durchsichtige, wenig Zeit raubende Säulen- und Fundamentberechnung gestattet. Zur Begründung der Vereinfachung sei darauf hingewiesen, daß infolge der biegungsfesten Verbindung aller Eisenbetonteile ein sehr großer Teil der Kontinuitätswirkungen durchlaufender Balken verloren geht.

Platten.

Die neuen Vorschriften belohnen die Ausführung von Auflagerverstärkungen durch größere Momente. Dabei muß die Breite der Anschlußschräge mindestens $\frac{1}{10}$ der Stützweite, die Höhe mindestens $\frac{1}{30}$ derselben betragen (Abb. 6). Bei gleichen oder höchstens um 20 vH ungleichen Feldweiten dürfen die folgenden Momente zugrunde gelegt werden (§ 17, 3d).

Mit Auflagerverstärkungen:

Endfeld $M_{max} = \frac{1}{12} q l^2$, Innenfeld $M_{max} = \frac{1}{18} q l^2$

Ohne Auflagerverstärkungen:

Endfeld $M_{max} = \frac{1}{11} q l^2$, Innenfeld $M_{max} = \frac{1}{15} q l^2$

Stützenmomente (mit oder ohne Verstärkungen):

bei 2 Feldern $M = -\frac{1}{8} q l^2$

bei 3 Feldern $M = -\frac{1}{9} q l^2$

bei mehr als 3 Feldern an der ersten Innenstütze $M = -\frac{1}{9} q l^2$

an den folgenden Innenstützen $M = -\frac{1}{10} q l^2$

(Abb. 7).

Die negativen Feldmomente dürfen unter der Annahme ermittelt werden, daß das betrachtete Feld entlastet ist, während die beiden anstoßenden Felder nur mit der halben veränderlichen Last besetzt sind (§ 17, 3a) (Abb. 8).

Bei gleichen oder ziemlich gleichen Stützweiten ergibt dies angenähert:

$$M_{min} = \frac{1}{24} l^2 \left(g - \frac{1}{2} p \right) \dots \dots \dots (4)$$

Die Abminderung der negativen Feldmomente wird deshalb zugestanden, weil die Annahme gelenkiger Schneidenlagerung bei durchlaufenden Platten nicht erfüllt ist. Ihr Bestreben, bei entsprechender Lastenstellung im Mittel eines Feldes nach oben durchzubiegen, wird durch den Torsionswiderstand der fest angeschlossenen Unterzüge stark gehemmt.

Nach § 14, 7 sind Verteilungseisen anzuordnen von mindestens 3 $\varnothing 7$ mm auf 1 m Tiefe.

Aufgebogene Eisen müssen hinreichend ins Nachbarfeld eingreifen, bei gleichen Feldweiten bis ins Fünftel, wenn der Momentenverlauf nicht ausführlich nachgewiesen wird.

Die Fassung der Bestimmung über die Verteilung von Einzellasten ist klar gestaltet. Die wirksame Tiefe (senkrecht zur Hauptbewehrung der Deckenplatte) ist bei Laststellung in der Mitte:

$$\frac{2}{3} l \text{ (wie bisher) } \dots \dots \dots (5)$$

oder $t_2 + 2s$ (neu) $\dots \dots \dots (6)$

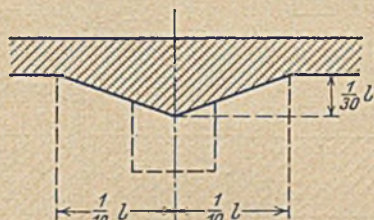


Abb. 6.



Abb. 7.

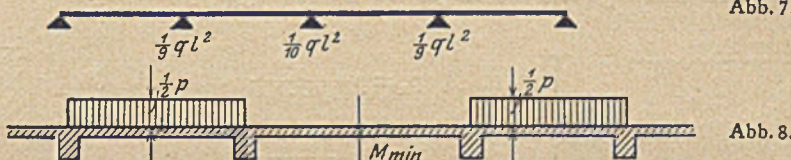


Abb. 8.

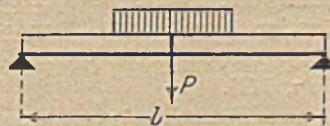
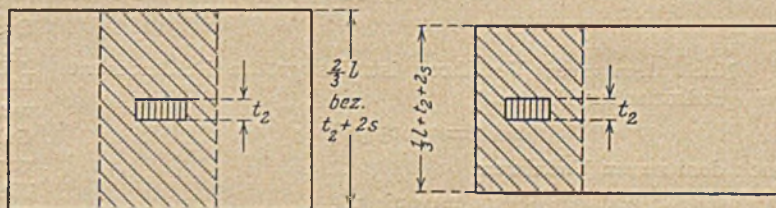
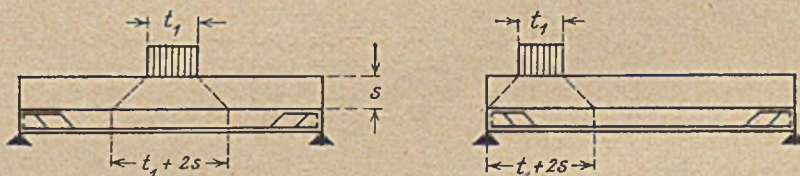


Abb. 9.

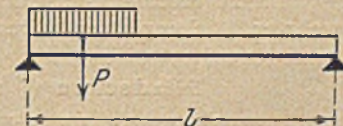


Abb. 10.

(vgl. Abb. 9), wobei das größere der beiden Maße zu wählen ist. Das zweite Maß kommt in Frage, wenn wie bei einer Walze t groß ist. Steht die Last nahe dem Auflager, so ist die wirksame Tiefe:

$$\frac{1}{3} l + t_2 + 2s \dots \dots \dots (7)$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten (Abb. 10).

Rippendecken (§ 14, 8) müssen mindestens 5 cm starke Platten besitzen, außerdem muß die Platte

mindestens $\frac{1}{10} c$ sein (vgl. Abb. 11). Der Lichtabstand der Rippen darf 70 cm nicht überschreiten. Wenn Füllkörper vorhanden sind, dürfen sie zur Spannungsübertragung nicht herangezogen werden. Geringste Nutzhöhe bei Rippendecken auf 2 Stützen $\frac{1}{20} l$, bei durchlaufenden Rippendecken $\frac{1}{25} l$.

Die Berechnung kreuzweise bewehrter Platten ist durch die Arbeiten von Marcus und

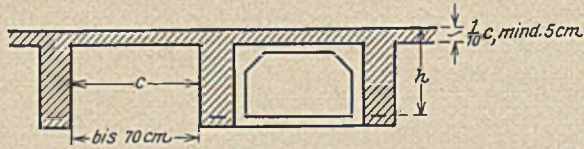


Abb. 11.

Lewe auf eine neue Basis gestellt worden. Das Verfahren der alten Vorschriften hat zwei Mängel. Es berücksichtigt nicht den Einfluß verschiedener Auflagerbedingungen der Ränder eines Feldes, ferner nicht die Drillungsmomente. Das alte Verfahren liefert viel zu große Feldmomente und ist deshalb nicht aufrecht zu erhalten. In dankenswerter Weise hat Herr Dr. Marcus für die in der Praxis vorkommenden Fälle Näherungsformeln angegeben, die ein sehr brauchbares Rechnungsverfahren enthalten (Bauing. 1924, Heft 20/21). Auf diese Arbeit ist in den neuen Vorschriften verwiesen. Für 2 Fälle sind die Marcusschen Formeln in den Vorschriften enthalten, und zwar für die allseitig frei aufliegende und für die allseitig fest eingespannte Platte. Für allseitig freie Auflagerung mit Sicherung der Ecken gegen Abheben gelten die folgenden Beziehungen (Abb. 12).

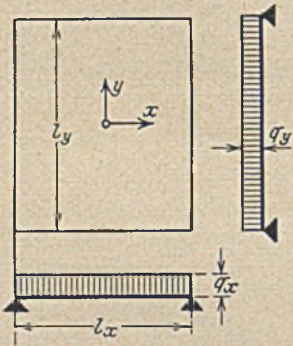


Abb. 12.

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \dots \dots \dots (8)$$

$$p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$M_x = \frac{1}{8} p_x l_x^2 v_a \dots \dots \dots (9)$$

$$M_y = \frac{1}{8} p_y l_y^2 v_a \dots \dots \dots (10)$$

$$v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \dots \dots (11)$$

Nach dem alten Verfahren ist das größte Feldmoment bei quadratischer Platte:

$$M_{\max} = 0,0625 p l^2,$$

nach dem neuen Verfahren:

$$M_{\max} = 0,0364 p l^2$$

Damit eröffnen sich für die Anwendung kreuzweise bewehrter Deckenplatten wirtschaftlich günstige Aussichten.

Pilzdecken (§ 14, 9 und § 17, III).

Dem dringenden Wunsche der Praxis nach Regelung der Pilzdeckenfrage ist Rechnung getragen worden. Die diesbezüglichen Bestimmungen rühren im wesentlichen von Herrn Dr. Marcus her, der ja zu den besten Kennern dieses Gebietes gehört und der über wertvolle eigene Bauverfahren verfügt. Es gelten folgende Mindestmaße:

$$\text{Säulenstärke } s_{\min} = \frac{1}{20} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}, 30 \text{ cm, } \frac{1}{15} \text{ Stockwerkshöhe,}$$

$$\text{Deckenstärke } d_{\min} = \frac{1}{32} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}, 15 \text{ cm bei Decken,}$$

$$d_{\min} = \frac{1}{40} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}, 15 \text{ cm bei Dächern.}$$

Pilzkopfgröße nach Abb. 13–15.

Die Pilzdecken können durch zwei Scharen von Längs- und Querbalken ersetzt werden, die als durchlaufende

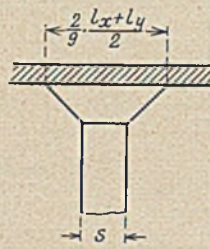


Abb. 13.

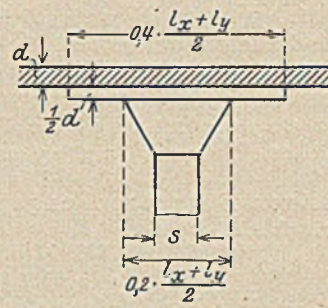


Abb. 14.

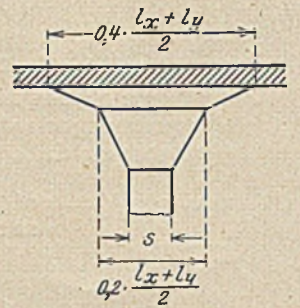


Abb. 15.

Träger oder Rahmen ebenso zu behandeln sind, als ob sie längs der Stützenfluchten auf stetigen Unterlagen aufliegen und die in jeder Richtung für die volle Belastung in ungünstigster Stellung berechnet werden müssen (Abb. 16).

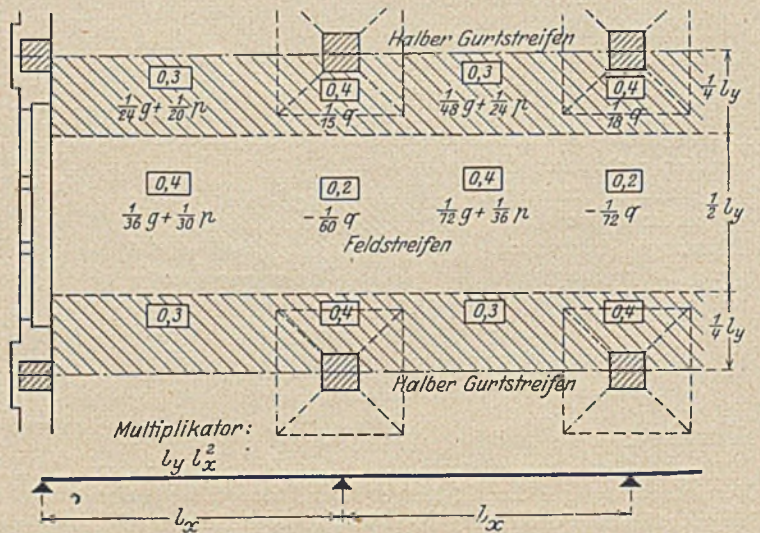


Abb. 16.

Die stellvertretenden Balken haben die Stützweiten l_x und die Querschnittsbreite $b = l_y$ (bzw. Stützweite l_y und die Breite l_x). Die Deckenstärke d ist die Querschnittshöhe. Die Untersuchung des stellvertretenden Balkens oder Rahmens liefert unter Annahme ungünstigster Lastenstellung Größtwerte der Feldmomente und der Stützenmomente. Um diese Größtmomente aufzuteilen, wird der untersuchte Streifen $\parallel x$ von der Tiefe l_y zerlegt in einen mittleren Feldstreifen von der Tiefe $\frac{1}{2} l_y$ und in zwei halbe Gurtstreifen, je $\frac{1}{4} l_y$ tief. Die Gurtstreifen erhalten einen größeren Momentenanteil als der mittlere Feldstreifen. Die Verteilung geschieht in folgendem Verhältnis:

| | halber Gurtstreifen | Feldstreifen | halber Gurtstreifen |
|-------------------|---------------------|--------------|---------------------|
| Feldmoment . . . | 0,3 | 0,4 | 0,3 |
| Stützenmoment . . | 0,4 | 0,2 | 0,4 |
| | | | M_{\max} |
| | | | M_{\max} |

Für den Sonderfall gleicher oder höchstens 20 vH ungleicher Feldweiten gelten die in Abb. 16 eingeschriebenen Momente, die immer auf den Feldstreifen oder auf beide halben Gurtstreifen bezogen sind. Die eingeschriebenen Momente verteilen sich also auf die Tiefe $\frac{1}{2} l_y$.

Zur Ermittlung der Momente in den biegungsfest angeschlossenen Säulen wird das Stützenmoment der Decke zu $\frac{l_x^2 l_y}{12} p$ geschätzt. Dieses Deckenstützenmoment muß mit den Eckmomenten der drei anstoßenden Stäbe (unbe-

lastetes Deckenfeld, untere Säule, obere Säule) im Gleichgewicht sein. Mit einigen vereinfachenden Annahmen ergibt sich folgende Verteilung:

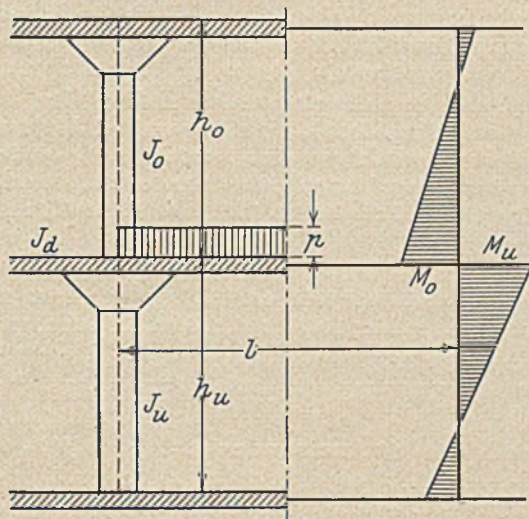


Abb. 17.

Moment am Fuß der oberen Säule:

$$M_o = \frac{1}{12} l_y l_x^2 p \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \dots \dots \dots (12)$$

Moment am Kopf der unteren Säule:

$$M_u = -\frac{1}{12} l_y l_x^2 p \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \dots \dots \dots (13)$$

$$c_o = \frac{1 J_o}{h_o J_d} \dots \dots \dots (14)$$

$$c_u = \frac{1 J_u}{h_u J_d} \dots \dots \dots (15)$$

Balken.

Nach § 14, 10 sind in Balken und Plattenbalken immer Bügel anzuordnen (bisher nur in Plattenbalken). Einbetonierte Schienen, die zur Aufnahme von Transmissionen dienen, dürfen bis zu 50 vH ihres Querschnittes dem statisch erforderlichen F_c zugerechnet werden (§ 18, 3).

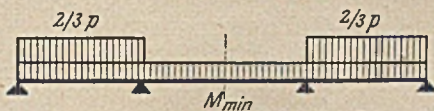
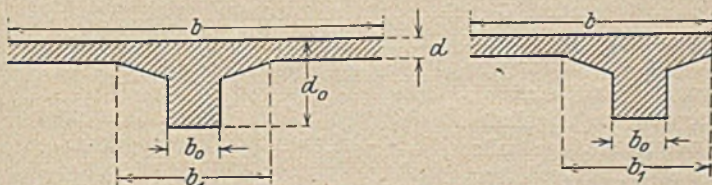


Abb. 18.

Negative Feldmomente werden bestimmt für $\frac{2}{3}$ der veränderlichen Last in den beiden Nachbarfeldern, womit den Torsionswiderständen der Säulen und Hauptbalken teilweise Rechnung getragen wurde (Abb. 18). Bei gleichen Feldweiten angenähert (§ 17, IIa):

$$M_{min} = \frac{1}{24} l^2 \left(g - \frac{2}{3} p \right) \dots \dots \dots (16)$$

Die Querkräfte, die zur Schubspannungsberechnung maßgebend sind, dürfen bei Hochbauten mit vorwiegend ruhenden



Bisher: 16 d 6 d
8 b_o 3 b_o

Abb. 19.

Abb. 20.

Lasten für Vollbelastung aller Felder bestimmt werden. Ebenso genügt Annahme der Vollbelastung bei Balken auf zwei Stützen (§ 17, 12).

Kontinuitätszuschläge kommen in Wegfall bei Bestimmung der Stützkräfte durchlaufender Balken, die Hauptbalken oder Säulen belasten (§ 17, 13).

Die zulässige Plattenbreite der Plattenbalken hat eine neue Regelung erfahren. b_{max} ist:

| Jetzt: | Bisher: |
|---|---------|
| Abstand der Feldmitten halbe Balkenstützweite | — |
| $b_1 + 12 d$ | 16 d |
| $b_0 + 18 d$ | 8 b_o |
| | 4 d_o |

desgl. für einseitige Plattenbalken:

| | |
|------------------------------|---------|
| Viertel der Balkenstützweite | 6 d |
| $b_1 + 4,5 d$ | 3 b_o |
| $b_0 + 7,5 d$ | 1,5 d_o |

(§ 17, 14, vgl. Abb. 19, 20). Die neue Regelung enthält eine Prämie für Anordnung von Auflagerverstärkungen, die nicht flacher als 1:3 und nicht breiter als 3 d sein dürfen.

Rahmen.

Bei Berechnung von Rahmen, besonders Stockwerksrahmen, werden die Momente sehr erheblich beeinflusst von dem Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenstäbe. Es ist deshalb nötig, für das J der Plattenbalkenquerschnitte einen vernünftigen Mittelwert zu wählen. Dies bezweckt die Vorschrift, für Rippenbalken bei Bestimmung des Trägheitsmomentes die wirksame Plattenbreite zu wählen:

$$b = b_1 + 6 d \dots \dots \dots (17)$$

Man darf angenähert setzen:

$$J = \frac{1}{3} \cdot \frac{b d_o^2}{12} \dots \dots \dots (18)$$

Für die Randsäulen darf, falls keine genauere Rahmenrechnung angestellt wird, das folgende Näherungsverfahren gewählt werden:

$$M_o = -\frac{1}{12} q l^2 \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \dots \dots \dots (19)$$

$$M_u = +\frac{1}{12} q l^2 \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \dots \dots \dots (20)$$

$$c_o = \frac{1 J_o}{h_o J_b} \dots \dots \dots (21)$$

$$c_u = \frac{1 J_u}{h_u J_b} \dots \dots \dots (22)$$

Die zulässigen Beanspruchungen

sind aus Tafel 4 ersichtlich. Es sind 4 Gefahrenklassen a—d gebildet.

Tabelle 4

der zulässigen Beanspruchungen im kg/cm² bei Biegung und Biegung mit Druck.

| | W ₂₈ | a | b | c | d |
|--|-----------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Handelszement | 200 | 50 | 40 | 35 | — |
| Hochwertiger Zement | 275 | 60 | 50 | 40 | — |
| Bei Nachweis von | W ₂₈ | W ₂₈ : 4,5 | W ₂₈ : 5 | W ₂₈ : 6 | W ₂₈ : 7 |
| höchstens | | 70 | 60 | 50 | 40 |
| Handelseisen | | 1200 | 1200 | 1000 | 800 |
| Stahl 48 mit hochwertigem Zement | | 1500 | 1500 | 1250 | 1000 |

Schubspannung $\tau = 4$; Haftspannung $\tau_u = 5$; Drehspannung $\tau = 4$.

In Klasse a sind Bauteile oder Bauwerke mit erhöhten Spannungen enthalten.

Es sind dies: Volle Rechteckquerschnitte von mindestens 20 cm Stärke, Stützenquerschnitte von Balken und Plattenbalken, Pilzdecken, Rahmen, Bögen und Stützen (als Teile rahmenartiger Tragwerke, sofern diese ausführlich nach der Rahmentheorie berechnet werden, bei Hochbauten unter Annahme ungünstigster Lastenstellung, bei sonstigen Bauten außerdem unter Berücksichtigung der Wärmewirkung, des Schwindens sowie der Reibungs- und Bremskräfte).

Klasse b umfaßt Bauteile und Bauwerke normaler Art. Platten von mindestens 10 cm Stärke in Hochbauten einschl. Fabriken ohne wesentliche Erschütterungen, Balken, Plattenbalken, exzentrisch belastete Stützen und sonstige Tragwerke, soweit sie nicht unter a fallen.

Klasse c. Platten unter 10 cm Stärke in Hochbauten, Platten beliebiger Stärke bei Straßenbrücken und Durchfahrten sowie in Hochbauten mit starken Erschütterungen.

Klasse d. für Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Wenn Brems- und Anfahrkräfte, Wärmeschwankungen und Schwinden berücksichtigt werden, erhöhen sich die Spannungen von Klasse d um 30 vH.

Die Stoßkoeffizienten sind in Wegfall gekommen. Bei exzentrischem Druck ist wie bisher:

$$\sigma = \frac{N}{F_1} + \frac{M}{W} \dots \dots \dots (23)$$

Diese Formel darf für den vollen Querschnitt angewandt werden, solange kein größerer Zug als $\frac{1}{5} \sigma_{bd}$ auftritt (bisher $\sigma_{bz} = 5 \text{ kg/cm}^2$). Diese Bestimmung darf indessen nicht so gedeutet werden, als ob im Eisenbetonbau allgemein $\sigma_{bz} = \frac{1}{5} \sigma_{bd}$ zugelassen sei. Der allgemeine Grundsatz — keine Zugspannung im Beton, alle Zugspannungen dem Eisen — bleibt mit aller Schärfe aufrechterhalten. Eigentlich müßte daher bei jedem Querschnitte, bei dem die Längskraft außerhalb des Kernes angreift, die umständliche Spannungsrechnung mit Ausschluß des Betons der Zugzone durchgeführt werden. Bei kleinen Überschreitungen der Kerngrenze unterscheiden sich indessen die Randspannungen σ_{bd} nach beiden Verfahren (einmal voller Querschnitt einschl. Betonzugzone im Gegensatz zum Querschnitt unter Ausschluß der Betonzugzone) so wenig, daß die mühsamere genauere Rechnung nicht lohnt. In diesen Fällen darf die Formel $\sigma = \frac{N}{F_1} + \frac{M}{W}$ für den gedrückten Querschnittsrand als Näherungsformel verwendet werden, und zwar so lange, als das scheinbare $\sigma_{bz} \leq \frac{1}{5} \sigma_{zd}$, ohne daß damit grundsätzlich ein σ_{bz} zugelassen werden soll.

Besitzen exzentrisch gedrückte Stäbe einen größeren Schlankheitsgrad als $l : s = 15$ bei gewöhnlicher Bewehrung bzw. $l : s = 13$ bei umschnürten Stäben, so gilt die Formel:

$$\sigma = \frac{\omega N}{F_1} \pm \frac{M}{W} \dots \dots \dots (24)$$

ω hat die in Tabelle 1 angegebene Größe.

Die neuen Vorschriften bringen bezüglich der zulässigen Beanspruchungen folgende Klärungen bzw. Änderungen:

1. Die höhere Spannung $\sigma_a = 50 \text{ kg/cm}^2$ wird allen Balkenquerschnitten zuerkannt, die negativen Momenten unterworfen sind, ferner allen vollen Rechteckquerschnitten von mindestens 20 cm Stärke. Dies ist wertvoll auch für Eisenbetonbauteile, die als Werkstück hergestellt und dann verlegt werden. Diese höhere Spannung σ_b führt zu geringerer Höhe und damit zu geringerem Gewicht.

2. Die erhöhte Spannung σ_b wird Rahmentragwerken des Hochbaues zugestanden, wenn sie für ungünstige Lastenstellung nach der Rahmentheorie untersucht werden, ohne daß Wärmewirkung und Schwinden berücksichtigt zu werden

brauchen. Hierdurch ist ein starker Anreiz gegeben, Unterzüge und Säulen des Hochbaues als Stockwerkrahmen zu behandeln.

3. Bei Straßenbrücken sind nur die Platten nach den herabgesetzten Spannungen ($35/1000$ der Klasse c) zu bemessen, während Haupt- und Nebenbalken in Klasse b gehören und für die normalen Spannungen $40/1200$ zu dimensionieren sind.

4. Die Forderung der alten Bestimmungen, daß bei Balken unter Eisenbahngleisen $\sigma_{bz} \leq 24 \text{ kg/cm}^2$ bleiben muß und daß diese Spannung nachgewiesen werden muß, wurde fallen gelassen, weil an ausgeführten Bauwerken erkannt worden ist, daß diese Spannung allein keinen Maßstab für die Rißsicherheit abgibt.

5. Für Platten und Plattenbalken von Brücken muß die Schubspannung auf den ganzen Balken erstreckt werden, also auch auf den Teil des Balkens, bei dem die Schubspannung kleiner ist als $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$.

6. Die Haftspannung ist von 4,5 auf 5 kg/cm^2 erhöht worden.

Steineisendecken.

Hand in Hand mit den Eisenbetonbestimmungen gehen die Bestimmungen über Steineisendecken. Man versteht darunter bewehrte Decken, bei denen die Steineinlagen zur Spannungsübertragung mit herangezogen werden; sie brauchen nicht unbedingt eine durchgehende Betondruckschicht zu besitzen. Ist eine solche vorhanden, so muß sie mindestens 3 cm betragen und darf nicht stärker sein als 5 cm. Geringste Nutzhöhe $\frac{1}{27}$ der Stützweite; größte zulässige Stützweite darf höchstens 6,50 m betragen. Als größte Randspannungen in Hochbauten sind zugelassen

| | | |
|--|------|--------------------|
| für die Steine $\frac{1}{7}$ ihrer Druckfestigkeit = | 36 | kg/cm ² |
| für den Beton der Druckschicht $\sigma_b =$ | 36 | „ |
| für das Eisen der Zugzone $\sigma_e =$ | 1200 | „ |
| $n =$ | 15. | |

Die Momente für solche Decken stimmen im wesentlichen mit den entsprechenden für Eisenbetonplatten überein (vgl. Abb. 21). E bedeutet Endfeld, I Innenfeld. Werden Steineisendecken als durchlaufende Platten in Verbindung mit Eisenbetonunterzügen ausgeführt, wie in Abb. 22 angedeutet, so müssen die Platten zu beiden Seiten des Unterzuges bis zu $\frac{1}{8} l$ aus vollem Beton ohne Einlagen bestehen.

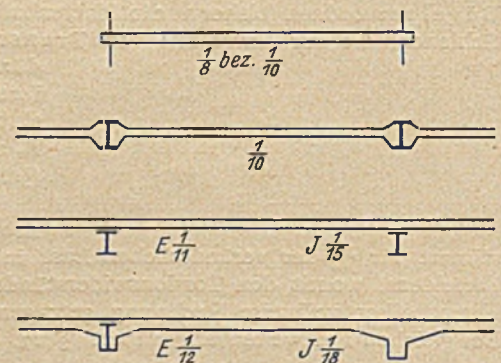


Abb. 21.

Man kann aus der Fülle der mitgeteilten Einzelheiten einige Leitmotive herauschälen, die die Neuregelung entscheidend beeinflussen. Ich sehe sie in folgenden Gesichtspunkten:

1. Es wird der Tatsache Rechnung getragen, daß sich infolge der biegungsfesten Zusammenhänge aller Einzelteile eines Eisenbetontragwerkes die Kontinuität durchlaufender Platten und Balken nicht in dem vollen Ausmaße wie bei gelenkiger Lagerung auf Schneiden auswirken kann. Deshalb Abminderung der negativen Feldmomente bei ungünstiger Lastenstellung.

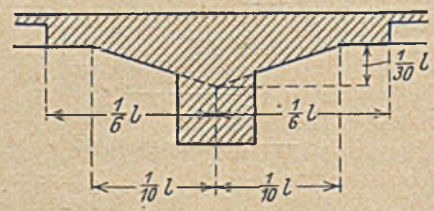


Abb. 22.

2. Vereinfachung des Rechnungswerkes durch Beseitigung der Kontinuitätszuschläge bei Bestimmung der Stützkräfte durchlaufender Platten und Balken.

3. Belohnung für Ausführung von Auflagerschrägen bei Deckenplatten durch Gewährung kleinerer Feldmomente.

4. Belohnung für einwandfreie Berechnung durch höhere Beanspruchungen, insbesondere bei Rahmenrechnungen.

Welche Wirkungen dürfen wir von den neuen Bestimmungen erhoffen?

Mir persönlich will es scheinen, als ob in dem verflossenen Jahrzehnt unsere Liebe zum durchlaufenden Träger etwas zu intensiv gewesen wäre. Hier kann etwas Abkühlung kein Fehler sein, wenn wir dafür mehr als bisher versuchen, die Rahmenwirkung mehrgeschossiger Hochbauten rechnerisch und konstruktiv zu erfassen. Einfache Verfahren dazu stehen zur Verfügung. Der Weg in dieser Richtung wird von den neuen Vorschriften bewußt begünstigt. Ich glaube ferner, daß eine aus-

gedehntere Anwendung kreuzweise bewehrter Platten den konstruktiven Wert unserer Bauwerke zu erhöhen geeignet ist. Auch hierzu geben die neuen Bestimmungen wirtschaftlichen Anreiz.

Nicht wünschen möchte ich, daß mit dem Erscheinen der neuen Bestimmungen eine Pilzdeckenepidemie ausgelöst wird. Die Pilzdecke stellt gewiß eine sehr schätzenswerte Bereicherung der konstruktiven Möglichkeiten dar. Man wende sie aber mit Vorsicht und nur am geeigneten Platze an. Endlich darf erwartet werden, daß wir mehr und mehr zur Anwendung hochwertiger Baustoffe kommen werden.

So möchte ich wünschen, daß der deutsche Eisenbetonbau mit den neuen Bestimmungen einen weiteren kräftigen Schritt nach vorwärts tut und daß in der beginnenden Periode der Schwerpunkt weniger in Feinheiten des Rechnungswerkes als in der Vollendung der konstruktiven Durchbildung der Bauwerke gesucht und gefunden wird.

DIE BERECHNUNG VON STOCKWERKRAHMEN¹⁾.

Von Paul P.-Santo Rini, Ingenieur, Direktor der „Société Anonyme d'Etudes et d'Entreprises“, Athen.

§ 1. Allgemeines.

Gegeben sei ein Rahmenwerk, bestehend aus zwei an den Fußenden eingespannten, lotrechten Ständern, welche durch n wagerechte, mit diesen verspannte Riegel verbunden sind (Abb. 1).

Das Rahmenwerk ist für beliebigen äußeren Lastangriff zu berechnen.

Da das Stabgebilde innerlich $3n$ -fach statisch unbestimmt ist, wählen wir zunächst als Unbekannte die inneren, in den lotrechten Schnittflächen der Riegelmitte wirkenden n Querkkräfte Y , die n Riegelängskräfte X und die n auf die Schwerpunkte der Querschnittsflächen bezogenen Biegemomente Z . Im Verlauf der Untersuchung werden wir aber die beiden letzten Gruppen der Unbekannten durch

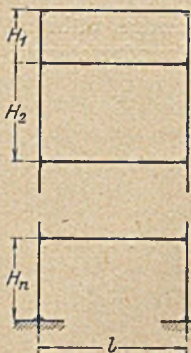


Abb. 1.

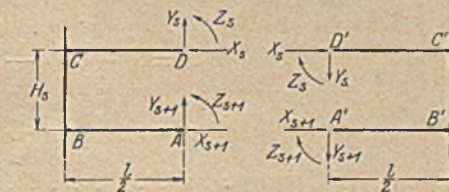


Abb. 2.

die $2n$ unmittelbar über und unter jedem Riegelanschluß auftretenden Ständermomente M' bzw. M'' ersetzen.

Zur Erlangung einfacher Endergebnisse soll, wie gegenwärtig allgemein üblich, der Verformungseinfluß der Längs- bzw. Querkkräfte vernachlässigt werden. Die Verschiedenheit der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenstäbe kann hingegen durchweg Berücksichtigung finden.

Zur Bestimmung der $3n$ Unbekannten sind $3n$ Beziehungen unter denselben erforderlich.

Betrachten wir nun ein durch den s^{en} und den $(s+1)^{\text{en}}$ Riegel festgelegtes Rahmenfeld, so müssen die Verschiebungen und die Verdrehung der Querschnittsebene in D in bezug auf die als feststehend gedachte Querschnittsebene in A (oder die relativen Verschiebungen bzw. die Verdrehung) gleich sein den Verschiebungen und der Verdrehung der Schnittfläche in D' in bezug auf die als fest betrachtete Fläche in A' (Abb. 2).

¹⁾ Erstmals 1922 zur Bemessung des Stockwerkrahmens des Fabrikgebäudes „Kronos“ in Eleusis (vgl. „Beton und Eisen“, 1925, S. 18) verwendet.

Da jedes Rahmenfeld auf diese Weise die Aufstellung von 3 Beziehungen ermöglicht, lassen sich somit für das ganze Rahmenwerk die erforderlichen $3n$ Gleichungen anschreiben.

Es ist leicht nachzuweisen, daß diese $3n$ Beziehungen sich in zwei Gruppen von n und $2n$ Beziehungen trennen lassen und daß die erste dieser beiden Gruppen nur die Unbekannten Y enthält, während die zweite Gruppe nur die $2n$ verbleibenden Unbekannten aufweist.

Die Aufgabe läßt sich somit entsprechend in zwei Unterabschnitte teilen: die Ermittlung der ersten und der zweiten Gruppe der Unbekannten.

§ 2.

Bestimmung der ersten Gruppe der Unbekannten.

Die n Beziehungen, welche die Ermittlung der Unbekannten Y ermöglichen, können dadurch bestimmt werden, daß für jedes Rahmenfeld die Bedingung zum Ausdruck gebracht wird, wonach die in einem Sinn erfolgende lotrechte Verschiebung der Schnittfläche D in bezug auf A gleich ist der im gleichen Sinn erfolgenden Verschiebung der Schnittfläche D' in bezug auf die feststehend gedachte Fläche in A'.

Diese Verschiebungen setzen sich aus vier Teilen zusammen, herrührend von der Belastung, von den Kräften Y und X und von den Momenten Z .

Die letzten zwei Beträge betreffend das in Abb. 2 zur Darstellung gebrachte linke Halbfeld sind gleich den entsprechenden zwei Beträgen für die rechte Feldhälfte.

Somit können wir schließen, daß die infolge der Kräfte Y und der Belastung p entstehende lotrechte Verschiebung

$$\Delta_y^l + \Delta_p^l$$

von D in bezug auf A gleich sein muß, der aus den gleichen Kraftursachen herrührenden lotrechten Verschiebung

$$\Delta_y^r + \Delta_p^r$$

von D' in bezug auf A'.

Wir gelangen somit zur allgemeinen Beziehung:

$$\Delta_y^l + \Delta_p^l = \Delta_y^r + \Delta_p^r,$$

worin l und r Abkürzungen für „links“ und „rechts“ sind.

Da aber die die rechte Rahmenfeldhälfte beanspruchenden Kräfte Y von umgekehrtem Vorzeichen sind als die gleich

namigen Kräfte, welche auf das linke Rahmenhalbfeld einwirken, folgt:

$$\Delta_y^r = -\Delta_y^l,$$

so daß die allgemeine Beziehung die Gestalt annimmt:

$$\Delta_y^l = \frac{1}{2} (\Delta_p^r - \Delta_p^l) \dots \dots \dots (1)$$

Es ist einleuchtend, daß das erste Glied der Beziehung (1) eine Abhängige nur von Y sein wird, während das zweite Glied mit der als bekannt vorausgesetzten Belastung zusammenhängt.

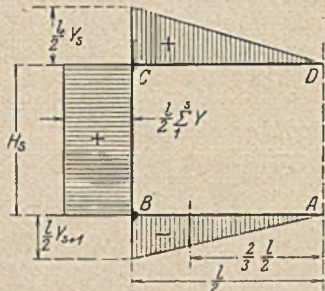


Abb. 3.

Um die Beziehung (1) in ausgesprochener Weise auszudrücken, wollen wir uns vorerst mit dem Wert vom Deutbild

$$\Delta_y^l$$

beschäftigen.

Abb. 3 stellt im s^{ten} linken Rahmenhalbfeld das Momentenschaubild infolge der Kräfte Y allein dar, wobei für den linken

Ständer als positiver Momentensinn der entgegengesetzte Uhrzeigersinn gewählt wurde.

Die Summe der statischen Momente dieser in zum Zeichenblatt lotrechten Ebenen befindlich gedachten Schauplächen in bezug auf die Lotrechte AD entspricht dem Wert von Δ_y^l .

Somit erhält man:

$$\Delta_y^l = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} Y_s \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}}{E J_s} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} H_s \sum_1^s Y}{E J_{s+1}^s} - \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} Y_{s+1} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}}{E J_{s+1}}$$

$$= \frac{l^2 H_s}{4 E J_{s+1}} \left[\frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_s} Y_s + \sum_1^s Y - \frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_{s+1}} Y_{s+1} \right]$$

worin J_s , J_{s+1} und J_{s+1}^s die Trägheitsmomente der s^{ten} und (s + 1)^{ten} Riegel und des von letzteren eingeschlossenen Ständerabschnitts bedeuten.

Somit erscheint die Gleichung (1) in ausgesprochener Weise in Gestalt von:

$$\frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_s} Y_s + \sum_1^s Y - \frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_{s+1}} Y_{s+1} = \frac{2 E J_{s+1}^s}{l^2 H_s} (\Delta_p^r - \Delta_p^l)_s$$

Setzt man nun:

$$\frac{12 E J_{s+1}^s}{l^2 H_s} (\Delta_p^l - \Delta_p^r)_s = A_s, \dots \dots \dots (2)$$

so folgt:

$$\frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_{s+1}} Y_{s+1} = \frac{1}{6 H_s} \frac{J_{s+1}^s}{J_s} Y_s + \sum_1^s Y + \frac{A_s}{6}$$

Führt man nun noch die Steifigkeitsbeiwerte ein:

$$\left. \begin{aligned} k_s'' &= \frac{H_s}{1} \frac{J_s}{J_{s+1}} \\ k_{s+1}' &= \frac{H_s}{1} \frac{J_{s+1}}{J_{s+1}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

so erhält man endlich:

$$\frac{Y_{s+1}}{k_{s+1}'} = \frac{Y_s}{k_s''} + 6 \sum_1^s Y + A_s \dots \dots \dots (4)$$

Die Gleichung (4) gestattet die Ermittlung der Y für jede beliebige äußere Belastungsart. Andererseits entspricht jeder Änderung der Belastungsart eine Änderung des Wertes A_s in der Gleichung (4).

Die Anzahl der Gleichungen (4) beträgt n. Die erste dieser Gleichungen enthält nur die zwei Unbekannten Y_1 und Y_2 , die folgenden Gleichungen eine Unbekannte mehr.

Obwohl die Auflösung des Gleichungssystems (4) sehr einfach ist, können wir die (4) durch noch einfachere Gleichungen ersetzen.

Zieht man nämlich von dieser Gleichung jene für das (s - 1)^{te} Feld ab, so wird:

$$-\frac{Y_{s-1}}{k_{s-1}''} + \left(6 + \frac{1}{k_s'} + \frac{1}{k_s''}\right) Y_s - \frac{Y_{s+1}}{k_{s+1}'} = A_{s-1} - A_s$$

Setzt man nun

$$B_s = A_{s-1} - A_s,$$

so erhält man endlich:

$$-\frac{Y_{s-1}}{k_{s-1}''} + \left(6 + \frac{1}{k_s'} + \frac{1}{k_s''}\right) Y_s - \frac{Y_{s+1}}{k_{s+1}'} = B_s, \dots \dots (5)$$

welches die gesuchte Gleichung darstellt.

Auch die Anzahl der Gleichungen (5) beträgt n.

Die erste derselben:

$$\left(6 + \frac{1}{k_1''}\right) Y_1 - \frac{Y_2}{k_2'} = B_1$$

enthält nur die ersten zwei Unbekannten, und die letzte Gleichung:

$$-\frac{Y_{n-1}}{k_{n-1}''} + \left(6 + \frac{1}{k_n'} + \frac{1}{k_n''}\right) Y_n = B_n$$

enthält ebenfalls nur die zwei letzten Unbekannten, während die zwischenliegenden Gleichungen je drei aufeinanderfolgende Unbekannte aufweisen.

Setzen wir nun:

$$\left. \begin{aligned} B_{1,1} &= 6 + \frac{1}{k_1''} \\ B_{2,2} &= 6 + \frac{1}{k_2'} + \frac{1}{k_2''} \\ B_{3,3} &= 6 + \frac{1}{k_3'} + \frac{1}{k_3''} \\ &\dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} B_{1,2} &= -\frac{1}{k_2'} \\ B_{2,1} &= -\frac{1}{k_1''} \\ B_{2,3} &= -\frac{1}{k_3''} \\ B_{3,2} &= -\frac{1}{k_2''} \\ &\dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

so nimmt das Gefüge der Auflösungsgleichungen die Gestalt an:

$$\left. \begin{aligned} B_{1,1} Y_1 + B_{1,2} Y_2 &= B_1 \\ B_{2,1} Y_1 + B_{2,2} Y_2 + B_{2,3} Y_3 &= B_2 \\ &\dots \dots \dots \\ B_{n,n-1} Y_{n-1} + B_{n,n} Y_n &= B_n \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

Obwohl nun die Auflösung eines solchen Gleichungssystems durch Substitution sehr einfach ist, können wir auch unmittelbar den Wert jeder Unbekannten Y anschreiben,

und zwar mit Hilfe von zwei Reihen δ und ϵ , deren Glieder derart bestimmt werden, daß sein muß:

$$\begin{cases} \delta\text{-Reihe} \\ \delta_0 = 1 \\ \delta_1 = -\frac{B_{n,n}}{B_{n-1,n}} \\ \delta_2 = -\frac{B_{n-1,n-1}}{B_{n-2,n-1}} \delta_1 - \frac{B_{n,n-1}}{B_{n-2,n-1}} \delta_0 \\ \dots \\ \delta_{n-1} = -\frac{B_{2,2}}{B_{1,2}} \delta_{n-2} - \frac{B_{3,2}}{B_{1,2}} \delta_{n-3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \epsilon\text{-Reihe} \\ \epsilon_0 = 1 \\ \epsilon_1 = -\frac{B_{1,1}}{B_{2,1}} \\ \epsilon_2 = -\frac{B_{2,2}}{B_{3,2}} \epsilon_1 - \frac{B_{1,2}}{B_{3,2}} \epsilon_0 \\ \dots \\ \epsilon_{n-1} = -\frac{B_{n-1,n-1}}{B_{n,n-1}} \epsilon_{n-2} - \frac{B_{n-2,n-1}}{B_{n,n-1}} \epsilon_{n-3} \end{cases}$$

Es ist nun leicht nachzuweisen, daß für eine Unbekannte Y von der beliebigen Ordnungszahl h diese zwei Reihen den Wert liefern:

$$Y_h = \frac{\delta_{n-h} \sum_{i=1}^{i=h} B_i \epsilon_{i-1} + \epsilon_{h-1} \sum_{i=h+1}^{i=n} B_i \delta_{n-i}}{B_{h-1,h} \epsilon_{h-2} \delta_{n-h} + B_{h,h} \epsilon_{h-1} \delta_{n-h} + B_{h+1,h} \epsilon_{h-1} \delta_{n-h-1}} \quad (9)$$

Ferner ist es zweckmäßig darauf hinzuweisen, daß die beiden Reihen δ und ϵ von der Belastungsart vollkommen unabhängig, somit für jede Rahmenform nur einmal zu berechnen sind.

Um nun die Y vollständig ermitteln zu können, bleibt noch die Festlegung des Wertes des Belastungsgliedes

$$B_s = A_{s-1} - A_s \dots \dots \dots (10)$$

der Gleichung (5) zu erledigen.

Vorerst ist zu bemerken, daß für eine zur lotrechten Verbindungsgeraden aller Riegelmitten symmetrische äußere Belastung wird:

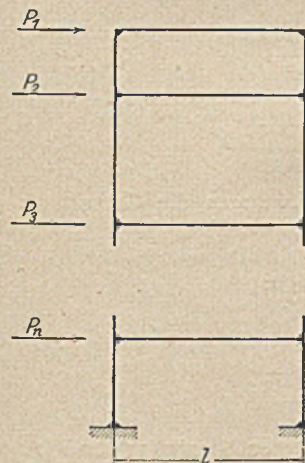


Abb. 4.

$$A_s = 0 \\ B_s = 0$$

Da somit die rechten Seiten der Gleichungen (5) verschwinden, folgt für einen solchen Belastungsfall auch, daß alle Y gleich Null werden.

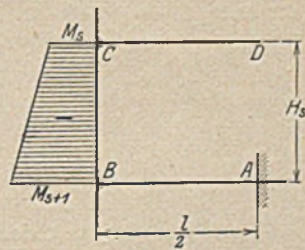


Abb. 5.

Bezeichnen wir mit M_s und mit M_{s+1} die Summe der Momente der Kräfte P in bezug auf C und B, so stellt die Abb. 5 das Schaubild der Momente im s^{ten} Rahmenfeld dar.

Nimmt man nun das in senkrechter Ebene befindliche statische Moment dieser Momentenschaufäche in bezug auf die Lotrechte AD, so erhält man:

$$\Delta_p^l = \frac{1}{2} (M_s + M_{s+1}) \frac{H_s l}{2 E J_{s+1}^s}$$

Da andererseits der rechte Ständer keiner Belastung unterworfen ist, können wir schreiben:

$$\Delta_p^r = 0.$$

Setzt man diese Werte in (2) ein, so folgt:

$$A_s = \frac{3}{1} (M_s + M_{s+1})$$

und in entsprechender Weise:

$$A_{s-1} = \frac{3}{1} (M_{s-1} + M_s).$$

Diese Werte in (10) eingesetzt, lassen das gewünschte Ergebnis erkennen:

$$B_s = 3 \frac{M_{s-1} - M_{s+1}}{1},$$

womit auch die Ermittlung sämtlicher Y-Werte nach Gleichung (9) für eine beliebige Anzahl gleichzeitig in den Knotenpunkten angreifender, wagerechter Einzellasten in einfachster und schnellster Weise ermöglicht wird.

Wir wollen hier noch einen weiteren Fall untersuchen, und zwar die unsymmetrische Belastung einer beliebigen Anzahl Riegel durch je über die beiden Balkenhälften gleichmäßig verteilte, unter sich jedoch ungleiche, Nutzlasten (Abb. 6).

Wie bereits früher erwähnt, sind die δ - und ϵ -Reihen von der Belastungsart vollkommen unabhängig, so daß unsere Untersuchung lediglich die Ermittlung von B_s zu betreffen hat.

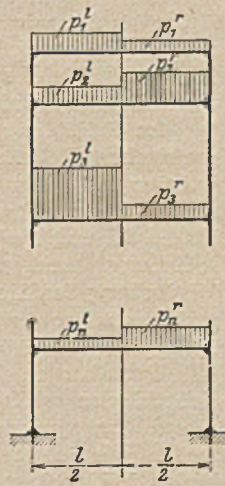


Abb. 6.

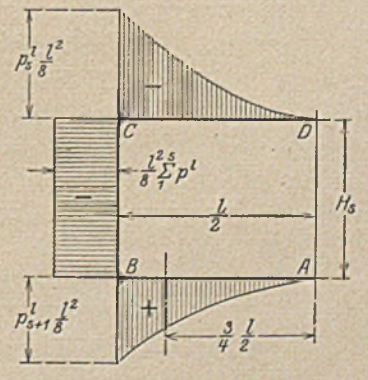


Abb. 7.

Zur unsymmetrischen Belastungsart zurückkehrend, wollen wir nun beispielsweise annehmen, daß das Rahmenwerk am linken Ständer durch wagerechte Einzelkräfte P belastet ist (Abb. 4).

Auch hier greifen wir das s^{te} Rahmenfeld heraus: der s^{te} Riegel sei auf der linken Hälfte durch p_s^l und auf der rechten Hälfte durch p_s^r belastet. Für das s^{te} Rahmenfeld wird somit das Momentenschaubild der Abb. 7 entsprechen.

Die Summe der statischen Momente der Momentenschauflächen in bezug auf die Lotrechte AD führt zum Wert von Δ_p^l , und zwar:

$$\Delta_p^l = -\frac{\frac{1}{3} p_s^l \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{2}}{E J_s} - \frac{\frac{l^2}{8} H_s \frac{1}{2} \sum_1^s p^l}{E J_{s+1}} + \frac{\frac{1}{3} p_{s+1}^l \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{2}}{E J_{s+1}}$$

$$= \frac{l^3 H_s}{128 E J_{s+1}} \left(-p_s^l \frac{1}{k_s''} - 8 \sum_1^s p^l + p_{s+1}^l \frac{1}{k_{s+1}'} \right)$$

In entsprechender Weise wird:

$$\Delta_p^r = \frac{l^3 H_s}{128 E J_{s+1}} \left(-p_s^r \frac{1}{k_s''} - 8 \sum_1^s p^r + p_{s+1}^r \frac{1}{k_{s+1}'} \right)$$

Diese Werte in (2) eingesetzt und mit

$$\pi_s = p_s^l - p_s^r$$

ergeben:

$$A_s = \frac{3l}{32} \left(\frac{\pi_{s+1}}{k_{s+1}'} - \frac{\pi_s}{k_s''} - 8 \sum_1^s \pi \right)$$

und in entsprechender Weise:

$$A_{s-1} = \frac{3l}{32} \left(\frac{\pi_s}{k_s''} - \frac{\pi_{s-1}}{k_{s-1}'} - 8 \sum_1^{s-1} \pi \right)$$

wodurch sich nach Gleichung (10) ergibt:

$$B_s = \frac{3l}{32} \left[-\frac{\pi_{s-1}}{k_{s-1}'} + \pi_s \left(8 + \frac{1}{k_s''} + \frac{1}{k_s''} \right) - \frac{\pi_{s+1}}{k_{s+1}'} \right]$$

Damit ist auch erwiesen, daß die Y einzig Abhängige sind der Unterschiede π der links und rechts auf den Riegehälften verteilten Belastungen.

Aus diesem Grunde bleiben die Werte Y für jede Änderung der Riegelbelastungen p^l und p^r unverändert, sofern nur die Unterschiede π dieser Belastungen ihren Wert nicht wechseln.

§ 3.

Bestimmung der zweiten Gruppe der Unbekannten.

a) Symmetrische äußere Belastung.

Für die Ermittlung der X- und Z-Werte werden wir zwei Fälle unterscheiden, je nachdem die äußere Belastung zur Riegelmittellinie symmetrisch ist oder nicht.

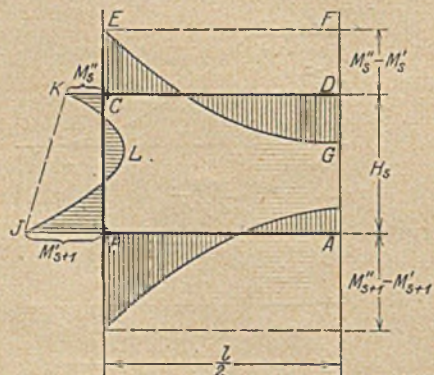


Abb. 8.

Im Falle der symmetrischen Belastung, welcher Fall hier zunächst untersucht wird, ist die wagerechte Verschiebung und die Verdrehung der Riegelmittenschnitte gleich Null.

Um aber zu übersichtlicheren Ergebnissen zu gelangen, wollen wir in diesem Falle die Unbekannten X_s und Z_s durch die

Momente M_s' und M_s'' ersetzen. M_s' und M_s'' sind, wie eingangs erwähnt, die Ständermomente unmittelbar über und unter dem Anschluß des s^{ten} Riegels.

Für das s^{te} Rahmenhalbfeld gestaltet sich die Momentenschaufäche nach der Abb. 8, worin die Schaulinie KLJ be-

kannt ist und dem Momentenverlauf des in C und B frei aufgelagerten Ständerabschnitts CB infolge der äußeren Belastung entspricht.

In ähnlicher Weise ist EGF bekannt und entspricht dem halben Schaubild der Momente des frei aufgelagerten Riegels.

Bezeichnen wir nun mit Ω_s die Fläche des halben Schaubildes der Momente des s^{ten} Riegels und mit Ω_{s+1}' die Fläche des Schaubildes der Momente des zwischen dem s^{ten} und dem $(s+1)^{ten}$ Riegel befindlichen Ständerabschnitts, ferner mit ω_s und mit ω_{s+1}' die entsprechenden, bekannten Flächen im Falle der freien Auflagerung, so können wir schreiben:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_s &= -\left(M_s'' - M_s' \right) \frac{1}{2} + \omega_s \\ \Omega_{s+1}' &= -\frac{M_s'' + M_{s+1}'}{2} H_s + \omega_{s+1}' \end{aligned} \right\} \dots \dots (11)$$

Wenn wir nun die statischen Momente dieser vier Flächen in bezug auf die Achse des s^{ten} bzw. $(s+1)^{ten}$ Riegels durch Über- bzw. durch Unterstreichung der entsprechenden Flächenzeichen erkenntlich machen, so folgt:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\Omega}_{s+1} &= -H_s \frac{M_s'' + 2M_{s+1}'}{6} H_s + \bar{\omega}_{s+1}' \\ \underline{\Omega}_{s+1} &= -H_s \frac{2M_s'' + M_{s+1}'}{6} H_s + \underline{\omega}_{s+1}' \end{aligned} \right\} \dots \dots (12)$$

Bringen wir nun die Bedingung zum Ausdruck, wonach die Verdrehung und die wagerechte Verschiebung der Schnittfläche in D in bezug auf die als feststehend betrachtete Schnittfläche in A gleich Null sein soll, so folgt weiter:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_s + \frac{\Omega_{s+1}'}{J_{s+1}} - \frac{\Omega_{s+1}}{J_{s+1}} &= 0 \\ \bar{\Omega}_{s+1}' - \frac{H_s \Omega_{s+1}}{J_{s+1}} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Die erste dieser beiden Gleichungen kann durch eine einfachere ersetzt werden. Zieht man nämlich von der mit H_s vervielfachten ersten Gleichung die zweite ab, so erhält man:

$$\frac{H_s \Omega_s}{J_s} + \frac{H_s \Omega_{s+1}'}{J_{s+1}} - \frac{\bar{\Omega}_{s+1}'}{J_{s+1}} = 0.$$

Da aber: $H_s \Omega_{s+1}' - \bar{\Omega}_{s+1}' = \underline{\Omega}_{s+1}'$,

folgt: $\frac{H_s \Omega_s}{J_s} + \frac{\underline{\Omega}_{s+1}'}{J_{s+1}} = 0,$

so daß die beiden symbolischen Gleichungen die Gestalt annehmen:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\underline{\Omega}_{s+1}'}{J_{s+1}} + \frac{H_s \Omega_s}{J_s} &= 0 \\ \bar{\Omega}_{s+1}' - \frac{H_s \Omega_{s+1}}{J_{s+1}} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (13)$$

Wenn wir nun statt der Zeichen deren Werte (11) und (12) einführen, so erhalten wir:

$$\left. \begin{aligned} -M_s' + M_s'' \left(1 + \frac{2}{3} k_s'' \right) + M_{s+1}' \frac{k_s''}{3} &= F_{2s-1} \\ M_s'' \frac{k_{s+1}'}{3} + M_{s+1}' \left(1 + \frac{2}{3} k_{s+1}' \right) - M_{s+1}'' &= F_{2s} \end{aligned} \right\} \dots (14)$$

worin die Belastungsglieder den Wert haben:

$$\left. \begin{aligned} F_{2s-1} &= -\frac{2k_s''}{H_s^2} \omega_{s+1} - \frac{2\omega_s}{1} \\ F_{2s} &= -\frac{2k_{s+1}'}{H_s^2} \omega_{s+1} + \frac{2\omega_{s+1}}{1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 15$$

Die 2n Gleichungen (14) sind die gesuchten 2n Beziehungen zwischen den 2n Unbekannten M. Sie gelten immer, einerlei welcher Art auch die äußere Belastung ist, sofern diese nur symmetrisch zur Riegelmittellinie verläuft. Wechselt die Belastungsart, so hat dies nur eine Änderung des Wertes der Belastungsglieder (15) zur Folge.

Wie bereits erwähnt, beträgt die Anzahl der Gleichungen (14) 2n. Die erste dieser Gleichungen:

$$M_1 \left(1 + \frac{2}{3} k_1'' \right) + M_2 \frac{k_1''}{3} = F_1$$

enthält nur die zwei ersten Unbekannten M_1 und M_2' .

Die letzte Gleichung:

$$M_n'' + 2M_{n+1} = 0$$

enthält ebenfalls nur zwei Unbekannte; die zwischenliegenden Gleichungen enthalten aber je drei aufeinanderfolgende Unbekannte.

Wir können also den Wert der Unbekannten M wiederum durch Anwendung zweier Reihen, ähnlich wie bei der Ermittlung der Y, bestimmen.

Setzen wir also:

$$\left. \begin{aligned} F_{1,1} &= 1 + \frac{2}{3} k_1'' \\ F_{2,2} &= 1 + \frac{2}{3} k_2' \\ F_{3,3} &= 1 + \frac{2}{3} k_2'' \\ &\dots \dots \dots \\ F_{2n-1, 2n-1} &= 1 + \frac{2}{3} k_n'' \\ F_{2n, 2n} &= 2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (16)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1,2} &= \frac{k_1''}{3} \\ F_{2,1} &= \frac{k_2'}{3} \\ F_{2,3} &= F_{3,2} = -1 \\ F_{3,4} &= \frac{k_2''}{3} \\ F_{4,3} &= \frac{k_3'}{3} \\ F_{4,5} &= F_{5,4} = -1 \\ F_{5,6} &= \frac{k_3''}{3} \\ &\dots \dots \dots \\ F_{2n-1, 2n} &= \frac{k_n''}{3} \\ F_{2n, 2n-1} &= 1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

so können wir wiederum die verschiedenen Glieder der zwei Reihen β und γ derart bestimmen, daß:

$$\beta\text{-Reihe} \left\{ \begin{aligned} \beta_0 &= 1 \\ \beta_1 &= -\frac{F_{2n, 2n}}{F_{2n-1, 2n}} \\ \beta_2 &= -\frac{F_{2n-1, 2n-1}}{F_{2n-2, 2n-1}} \beta_1 - \frac{F_{2n, 2n-1}}{F_{2n-2, 2n-1}} \beta_0 \\ &\dots \dots \dots \\ \beta_{2n-1} &= -\frac{F_{2,2}}{F_{1,2}} \beta_{2n-2} - \frac{F_{3,2}}{F_{1,2}} \beta_{2n-3} \end{aligned} \right.$$

$$\gamma\text{-Reihe} \left\{ \begin{aligned} \gamma_0 &= 1 \\ \gamma_1 &= -\frac{F_{1,1}}{F_{2,1}} \\ \gamma_2 &= -\frac{F_{2,2}}{F_{3,2}} \gamma_1 - \frac{F_{1,2}}{F_{3,2}} \gamma_0 \\ &\dots \dots \dots \\ \gamma_{2n-1} &= -\frac{F_{2n-1, 2n-1}}{F_{2n, 2n-1}} \gamma_{2n-2} - \frac{F_{2n-2, 2n-1}}{F_{2n, 2n-1}} \gamma_{2n-1} \end{aligned} \right.$$

Es ist dann leicht nachzuweisen, daß für eine beliebige Unbekannte M_h , und zwar einerlei, ob es sich dabei um ein M' oder um ein M'' handelt, immer die Formel gilt:

$$M_h = \frac{\beta_{2n-h} \sum_{i=1}^{i=h} F_i \gamma_{i-1} + \gamma_{h-1} \sum_{i=h+1}^{i=2n} F_i \beta_{2n-i}}{F_{h-1, h} \gamma_{h-2} \beta_{2n-h} + F_{h, h} \gamma_{h-1} \beta_{2n-h} + F_{h+1, h} \gamma_{h-1} \beta_{2n-h-1}} \dots \dots (18)$$

Auch hier ist als wichtiger Umstand zu betonen, daß die beiden β - und γ -Reihen von der Belastung unabhängig sind. Sobald diese Reihen einmal berechnet sind, gelten sie, welcher Art auch die symmetrische Belastung des Stockwerkrahmens sei.

Um die Benutzung der Formel (18) zu erleichtern, wollen wir hier noch einige Angaben machen über die Auswertung der Belastungsglieder (15).

Wir untersuchen als erste Belastungsart den Fall einer gleichmäßig verteilten Belastung sämtlicher Riegel (etwa als Eigengewicht gedacht), so daß die Ständer durch keinen äußeren Kraftangriff beansprucht sind (Abb. 9).

Bezeichnen wir mit g_s die auf dem s^{ten} Riegel gleichmäßig verteilte Last je Längeneinheit, dann folgt:

$$\begin{aligned} \omega_{s+1} &= 0 \\ \bar{\omega}_{s+1} &= 0 \\ \omega_{s+1} &= 0 \\ \omega_s &= \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} g_s \frac{1^2}{8} = g_s \frac{1^3}{24} \\ \omega_{s+1} &= g_{s+1} \frac{1^3}{24} \end{aligned}$$

Diese Werte in (15) eingesetzt ergeben:

$$\begin{aligned} F_{2s-1} &= -g_s \frac{1^2}{12} \\ F_{2s} &= +g_{s+1} \frac{1^2}{12} \end{aligned}$$

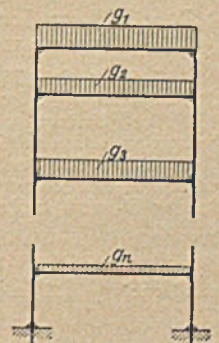


Abb. 9.

womit das unmittelbare Anschreiben der Unbekannten nach (18) ermöglicht ist.

Als weiteres Beispiel sei der Fall der symmetrischen Belastung der Ständer durch in den Knotenpunkten angreifende, wagerechte Einzellasten (Abb. 10) untersucht.

Es ist dann für alle Riegel:

$$\begin{aligned} \omega_s &= 0 \\ \omega_{s+1}^s &= 0 \\ \bar{\omega}_{s+1}^s &= 0 \\ \underline{\omega}_{s+1}^s &= 0 \end{aligned}$$

Die Belastungsglieder werden hier sämtlich Null, es folgt dann auch:

$$M'_s = M''_s = 0.$$

Da nun alle Momente verschwinden, werden auch alle Z gleich Null, während die X den entsprechenden P gleich sein werden (Abb. 11).

Als letztes Beispiel untersuchen wir den Fall einer wagerechten, gleichförmig verteilten Belastung der Ständer (Abb. 12).

Bezeichnen wir mit w_s die Einheitsbelastung nach obiger Abbildung, so folgt:

$$\begin{aligned} \omega_s &= 0 \\ \omega_{s+1} &= 0 \\ \omega_{s+1}^s &= w_s \frac{H_s^3}{12} \\ \bar{\omega}_{s+1}^s &= \underline{\omega}_{s+1}^s = w_s \frac{H_s^4}{24} \end{aligned}$$

Somit erhält man aus (15) die Werte:

$$\begin{aligned} F_{2s-1} &= -w_s \frac{H_s^2}{12} k''_s \\ F_{2s} &= -w_s \frac{H_s^2}{12} k'_s + 1 \end{aligned}$$

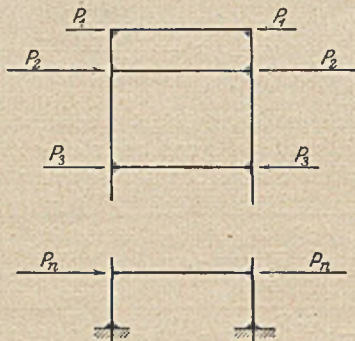


Abb. 10.

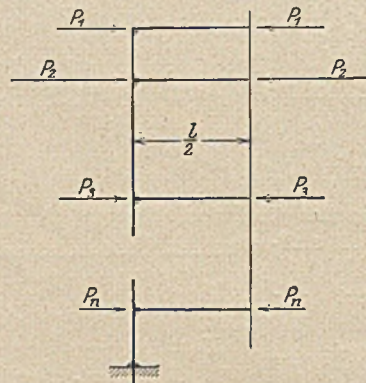


Abb. 11.

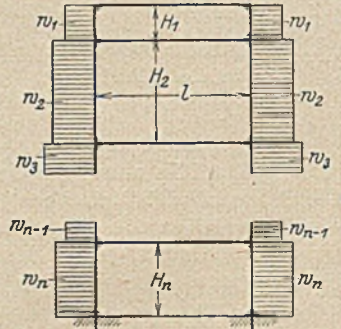


Abb. 12.

b) Unsymmetrische Belastung.

Um die Unbekannten X und Z im Falle unsymmetrischer äußerer Belastung zu ermitteln, kann man wie folgt verfahren: Wir stellen symmetrische Belastung dadurch her, daß wir die Belastung verdoppeln. Diese Verdoppelung erfolgt in der Weise, daß wir auf jede Rahmehälfte die Last einwirken lassen, die auf das ganze Rahmengebilde entfällt. Ist z. B. die linke Riegelhälfte mit p^l und die rechte Riegelhälfte mit p^r belastet, so stellen wir eine Belastung $p^l + p^r$ über den ganzen Riegel her.

Es ist einleuchtend, daß diese neue Belastungsart den Wert der Unbekannten X und Z verdoppelt (Grundsatz der Übereinanderlagerung).

Es folgt daraus aber, daß die Berechnung von X und Z im Falle unsymmetrischer Belastung sehr einfach erfolgen kann:

Es genügt, die gegebene Belastung durch Verdoppelung symmetrisch zu gestalten, worauf die Aufgabe nach dem im vorigen Abschnitt entwickelten Verfahren gelöst wird.

Aus den derart erhaltenen Werten von M' und M'' kann man X und Z bestimmen, wobei diese Werte durch 2 zu teilen sind, um dem gegebenen unsymmetrischen Belastungszustand zu entsprechen.

Als Beispiel betrachten wir den Fall der nur in den linken Knotenpunkten wirkenden wagerechten Einzellasten P_s .

Die Belastung wird verdoppelt, indem wir uns gleichgroße, jedoch entgegengesetzt wirkende Einzelkräfte P_s am rechten Ständer denken.

Es entsteht dadurch ein symmetrischer Belastungszustand.

Wir haben bereits im § 3a gesehen, daß für diesen Fall alle X ihren entsprechenden P-Werten gleich sind, während alle Z verschwinden.

Es läßt sich also folgern, daß für wagerechte, einseitig in den Knotenpunkten angreifende Einzellasten die Riegelängskräfte den halben äußeren Kräften P gleich sind, während die Momente Z verschwinden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zu der Berechnung der Pilzdecken nach der Theorie und den Tabellen von Dr. Lewe.

Zu der Schrift von Dr. Lewe „Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems“, Berlin 1922, soll folgendes kurz bemerkt werden: Auf Seite 7 wird die Anwendung der Tabellen an Zahlenbeispielen erörtert. Dabei sind einige Fehler unterlaufen:

1. Bei Streifenbelastung ist das Moment in Feldmitte (bei unendlicher Ausdehnung der Decke und gleichmäßiger Stützenteilung) in der X- und in der Y-Richtung verschieden. Es darf also nicht heißen:

$$M_x = M_y = \dots\dots\dots$$

sondern: $M_x = 1000 \cdot 3,0^2 \left(0,3048 + \frac{1}{5} \cdot 0,05484 \right)$

und $M_y = 1000 \cdot 3,0^2 \left(0,05484 + \frac{1}{5} \cdot 0,3048 \right)$

2. Für den gleichen Lastfall wird M_x ($\xi = 1; \eta = 0$), also das Moment in Gurtmitte parallel zur Stützenverbindungsline, bestimmt. Dabei ist die Krümmung in der Y-Richtung, $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$, nicht richtig bestimmt. Es muß heißen:

$$M_x = 1000 \cdot 3,0^2 \left(0,3626 - \frac{1}{5} \cdot 0,05869 \right)$$

Ferner möchte ich zu der Lösung von Lewe kurz grundsätzlich bemerken:

Lewe entwickelt die Differentialgleichung der ebenen Platte:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = p(x, y)$$

nach Fourierschen Reihen. Dabei erhält er seine Belastungsfunktion dadurch, daß er die Platte außerhalb des Säulenkopfes mit p, innerhalb des Säulenkopfes gleichmäßig mit $p \left(1 - \frac{1}{\alpha \beta} \right)$ belastet, wobei α bzw. β die Verhältniszahlen von Säulenkopfbreite und -länge zu Feldbreite und -länge bedeuten. (Wie weit diese Annahme den tatsächlichen Verhältnissen nahekommt, soll hier nicht untersucht werden. Vgl. hierzu auch Marcus „Die Theorie elastischer Gewebe“ § 31, Seite 247 oben.)

Die Integration führt er mit konstantem $D = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1}$ über die ganze Platte aus.

Das geht auch aus den Tabellen hervor. Man erhält da allgemein:

$$M_x = q a^2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right),$$

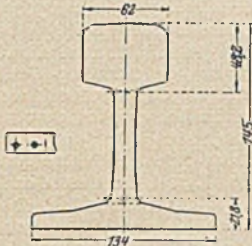
worin $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ und $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ reduzierte Krümmungen sind.

Darnach erscheinen die Momentenwerte für bestimmte α - und β -Werte nur abhängig von der Belastung und den Stützweiten, nicht aber von der Veränderung des Trägheitsmoments über dem Stützenkopfe.

Dipl.-Ing. A. Mehmel, Karlsruhe i. B.

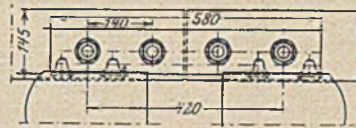
Vom Oberbau der französischen Nordbahn.

Von einer Studienreise zu den Wiederaufbauarbeiten der durch den Weltkrieg außerordentlich mitgenommenen Strecken der Compagnie de Chemins de Fer du Nord bringt der schwedische Zivilingenieur von Matern in Teknisk Tidskrift 1924, Väg- och Vattenbyggnads-konst 6, eine Reihe bedeutsamer Anmerkungen, von denen wir hier

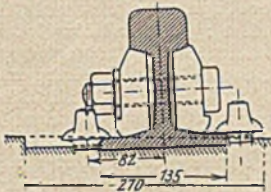


Schiene „Standard“
von 46 kg/m

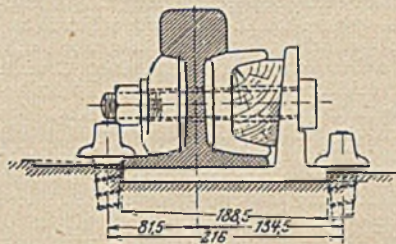
Fläche 59 cm²,
Trägheitsmoment 1620 cm⁴,
Gewicht pro m 46 kg.



Stoß. Ansicht.



Stoß. Querschnitt.



Stoß auf Unterlagsplatten.



Schwellen-
schraube.

Abb. 1.

insbesondere über den Oberbau und dessen Beobachtung einiges wiedergeben wollen.

Der Oberbau ist besonders solid. Die große Verkehrsdichte und die zulässige große Geschwindigkeit bis zu 120 km/St. fordern einen

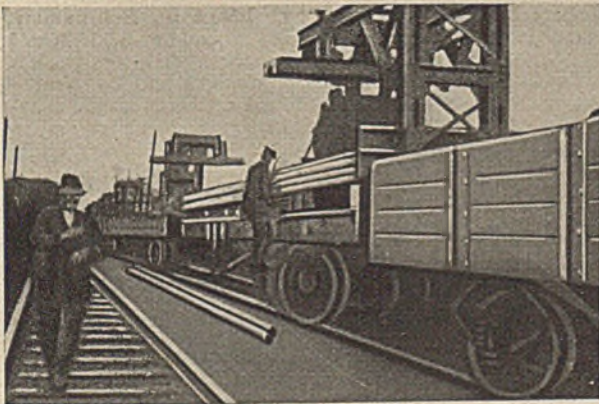


Abb. 2. Umlegung eines Doppelgleises.

starken Oberbau. Seit einigen Jahren wendet man bei der Nordbahn und den übrigen französischen Eisenbahngesellschaften eine neue Regelform für Schienen, Laschen, Weichen u. a. an.

Die Schiene hat Vignolform und besitzt gewöhnlich ein Gewicht von 46 kg auf den m (Abb. 1). Außer dieser für regelspurige Eisenbahnlinien mit starkem Verkehr vorgesehenen Schienenform gibt es noch deren 3:

Eine von 26 kg/m Gewicht für schmalspurige Bahnen, eine von 36 kg/m Gewicht für regelspurige Bahnen mit schwachem Verkehr und eine von 55 kg/m Gewicht für regelspurige Gleise starken Verkehrs in Tunneln.

Diese verschiedenen Formen zeichnen sich durch einen nicht gleichmäßig starken, sondern in der Mitte schwächeren Steg und einen breiten Fuß aus. Die Schienenlänge ist gewöhnlich 18 m. Daneben gibt es auch geringere Schienenlängen von einem Vielfachen von 6 m.

Die große Schienenlänge von 18 m hat eine geringere Anzahl Stöße zur Folge, was einen wesentlichen Vorteil bedeutet; das rollende Material erfährt weniger Stöße, es sind weniger Laschen nötig und die Gleisunterhaltung wird vermindert. Ein Nachteil ist das große Gewicht — 828 kg für die Schiene. Man kommt trotzdem durch und einige Eisenbahngesellschaften in Frankreich haben unter gewissen Verhältnissen sogar mit der Verwendung von 24 m langen Schienen begonnen. Soweit möglich verwendet man mechanische Hilfsmittel zum Heben und Transportieren der Schienen. Abb. 2 gibt ein Bild eines solchen Schienentransports. Das Abladen erfolgt hier mittels Differentialrolle, die auf einem kleinen, in der Querrichtung zum Gleis beweglichen Wagen sich befindet, der an einer am Schienenwagen festgemachten Eisenkonstruktion läuft. Das Abladen geht dabei sehr schnell.

Die Laschen haben 2 Formen, von denen die eine „joint à four-rure“ besonderes Interesse auf sich zieht (Abb. 1). Man erzielt hier durch Einführung eines Holzstückes aus Pitchpine eine gewisse Elastizität. Die Schienenenden ruhen in einem winkelförmigen Eisen, wodurch die beiden aneinanderstoßenden Schienen zu besserem Zusammenarbeiten gezwungen sind und die Stöße an Stärke wesentlich verlieren. Das Trägheitsmoment an den Stößen ist sowohl in waagrechter wie in lotrechter Hinsicht größer als bei sonstigen Laschen; vor allem die Seitensteifigkeit ist bedeutend stärker.

Die Franzosen verwenden Föhrenholz für Schwellen nicht mehr. Sie halten das Föhrenholz für allzu weich und es hat nicht die gleiche Dauer wie härtere Holzarten. Man wendet dafür Eiche und manchmal Buche an. Eiche ist unter gegenwärtigen Valutaverhältnissen nicht nennenswert teurer als nordisches Holz. Jede Schwelle bekommt ihre Jahresmarke aus Blei.

Man hat in Frankreich auch Eisenschwellen angewendet, besonders seit man nach dem Friedensschluß 1919 eine große Menge als Reparationslieferung aus Deutschland erhielt. Aber man schätzt sie nicht. Sie seien schwer zu stopfen, rosten stark, haben ungenügendes Gewicht und geringere Elastizität als Holzschwellen. Betonschwellen sind in Frankreich noch nicht nennenswert zur Anwendung gekommen.

Gegen die Wanderung dient ein auf jede Schienenlänge angebrachter arrêt de cheminement, bestehend aus einem an der Schiene befestigten Eisen, das etwa 10 cm unter Schwellenunterkante reicht und an der Schwelle anliegt. Durch ein Flacheisen 60 x 7 mm an jeder Gleisseite ist diese Schwelle mit noch 4 Schwellen verspannt, so daß 5 Schwellen zusammen gegen die Schienenwanderung wirken.

Große Bedeutung schreibt man einer richtigen Lage des Gleises zu, insbesondere sieht man darauf, daß die Kurven richtig liegen und richtig überhöht sind. Zu diesem Zwecke finden sich an allen Kurven alle 10 m kleine Betonpfähle, von denen aus man mittels Meßband und Wasserwaage leicht sowohl die Gleislage als die Höhe prüfen kann.

Alle Weichen werden nunmehr nach einer für das ganze Land geltenden Regelform hergestellt. Man erkennt hierbei das Streben, so viel als möglich in einem Stück zu machen, wodurch besseres Zusammenwirken, größere Steifigkeit und Stärke erzielt wird. Außerdem sind die Weichen so gebaut, daß sie vor ihrer Verbringung auf die Strecke zusammengesetzt werden können. Alle Montage an Weichen wird nämlich im voraus in bestimmten Werkstätten mit dafür erforderlichen Spezialwerkzeugen ausgeführt. Auf den Arbeitsplatz kommt die Weiche schon zusammengesetzt mit Schwellen und allem, wodurch die Arbeit hier auf das Verlegen beschränkt ist. Hierzu sind weniger geschulte Arbeitskräfte verwendbar.

Für die Beaufsichtigung der Gleise ist eine Neuheit anzumerken — „l'appareil pendulaire“ (Abb. 3). Diese Vorrichtung wird in einem der Expreßzüge mitgeführt. Sie gibt dank einer sinnreichen Verbindung von Pendeln und im Gleichgewicht befindlichen Gewichten alle Stöße wieder, denen die Vorrichtung während der Fahrt durch die Unebenheiten der Bahn ausgesetzt ist. Sie zeichnet auf einem durchlaufenden Papierstreifen 3 Schaulinien auf, — eine, die die Verzögerung und Beschleunigung der Zuggeschwindigkeit angibt und die für das Studium der beiden weiteren Schaulinien wichtig ist, — eine, die die Seitenstöße — und eine, die die lotrechten Stöße angibt. Außerdem sind auf dem Streifen die Kilometerzeichen der Bahn kenntlich gemacht, wodurch man einerseits die Zuggeschwindigkeit bestimmen kann, da der Streifen immer gleich schnell durchläuft, andererseits den Ort von Gleismängeln feststellen kann. Sind die Seitenstöße außergewöhnlich groß, so beruht dies gewöhnlich darauf, daß die Überhöhung

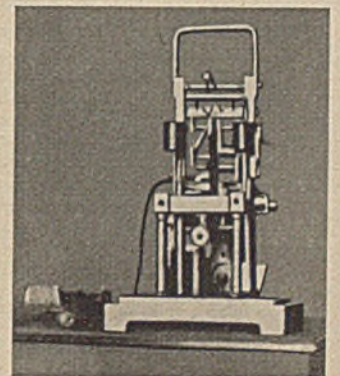


Abb. 3. Pendelapparat.

in den Kurven unzureichend oder fehlerhaft ist. Außergewöhnlich große lotrechte Stöße zeugen entweder von starker Schienenabnutzung oder davon, daß eine Schiene schlecht unterstopft ist und daher außergewöhnlich federt¹⁾.

Mit einer solchen Vorrichtung kann man eine sachgemäße Überprüfung der Bahn bewerkstelligen. Zu gewissen bestimmten Zeiten wird das Bahnnetz mit dieser Pendelvorrichtung durchfahren. In Form von Schaulinien gibt die Vorrichtung dann ein genaues Bild von dem Zustand des Netzes. Eine Prüfung dieser Schaulinien ermöglicht es, anzugeben, ob die eine oder die andere Strecke aus dem oder dem Grunde der Ausbesserung bedarf. Im Zentralkontor in Paris besteht ein besonderes Bureau, das die Aufgabe hat, diese Schaulinien zu studieren, sie einzutragen und planmäßig zu bearbeiten. Wenn auf einer Strecke etwas nicht in Ordnung ist, so wird das der Streckenleitung zur Behebung mitgeteilt. An dem nächsten Schaubild der gleichen Bahnstrecke wird geprüft, ob Abhilfe erfolgt ist.

Die Pendelvorrrichtungen sind von zweierlei Art, „Rossignol“ und „Hallade“, beide benannt nach ihrem Erfinder. Die letztere ist die neueste Form und eine Verbesserung der ersteren. Dr. S.

Zuschrift zu Probst: Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten auf einer Studienreise.

In einer Zuschrift zu meiner Veröffentlichung im „Bauingenieur“ 1924, Heft 22, 23 und 24, über meine Studienreise werde ich von Herrn Oberingenieur Eggenberger von den schweizerischen Bundesbahnen darauf aufmerksam gemacht, daß das Mischungsverhältnis für Gußbeton nicht ganz richtig angegeben ist. —

Es wurde nach Mitteilung der schweizerischen Bundesbahnen im unteren Teil der Mauer für die große Masse 230 kg P. C. + 20 kg Kalko pro m³ Kies verwendet (nicht Kiessand, wie irrtümlich angenommen). Die Sandmenge, die beigegeben wurde, entspreche den im Kies ermittelten Hohlräumen + ca. 150 Liter, so daß das ganze Gemisch nicht bloß 1 m³, sondern 1,18 m³ fertigen Beton am Bauwerk ergebe. Ähnlich verhält es sich mit der fetteren Mischung auf der Wasserseite. Für den oberen Teil der Mauer, von Kote 1870 aufwärts, sei für die Hauptmasse 200 kg P. C. pro m³ fertigen Beton am Bauwerk und auf der Wasserseite auf durchschnittlich bloß 1 m Stärke eine Mischung von 300 kg P. C. pro m³ fertigen Beton vorgeschrieben gewesen.

Die Bindemittelbeigabe (Zement + Kalko) des Betons der Barberesperre übersteige die Zementbeigabe des Betons der Wäggitalsperre um bloß 21 kg oder rund 10 vH pro m³ fertigen Betons im unteren Teil und bloß 11 kg oder rund 5 vH pro m³ fertigen Betons im oberen Teil des Bauwerks, wenn man vorstehende Angaben berücksichtige.

Durch die Nichtberücksichtigung des Sandes bei der ursprünglichen Mischung bin ich zu der Angabe einer etwas fetteren Mischung gelangt, als sie tatsächlich angewandt wurde. Der Irrtum erklärt sich daraus, daß es bisher nicht üblich war, das Bindemittel im Verhältnis zum Kiesmaterial allein (ohne Sand) anzugeben.

An meinen sonstigen Betrachtungen in meinem Reisebericht ändert sich durch diese Angabe nichts. E. Probst.

Die Behandlung von Preßluftbohrwerkzeugen.

Nach „Ingenieria Internacional“.

Die Gesteinsbohrmaschinen und Bohrhämmer sind unter allen Maschinen der rauhesten Behandlung ausgesetzt. Wenn sie jedoch zweckentsprechend behandelt werden, stellen sie Werkzeuge dar, die den schwierigsten Betriebsbedingungen gewachsen sind. Nach den Angaben eines sehr bedeutenden Werkes, das Preßluftbohrwerkzeuge herstellt, entspringen etwa 90 vH der Schwierigkeiten und Störungen, die man mit ihnen erfährt, der schlechten Behandlung und Vernachlässigung an den Arbeitsstellen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß im allgemeinen eine große Unkenntnis über die Bedeutung der Einzelteile für das richtige Arbeiten des Werkzeuges besteht.

Die Schwierigkeiten, zu denen die Bohrwerkzeuge bisweilen Anlaß geben, können ihre Ursache in der Verwendung der Bohrer oder, was in den meisten Fällen vorkommt, in der falschen Auswahl des Bohrstahles haben. Wenn der Arbeiter den Bohrhämmer auseinander nimmt, kommt beim Zusammensetzen zuweilen Schmutz hinein, oder die Seitenstangen werden ungleich angezogen oder schlecht eingestellt; hierdurch verschleifen die Teile schneller und naturgemäß nimmt dadurch die Leistung ab.

¹⁾ Man wird diesen Schaubildern, selbst wenn die Vorrichtungen die ihnen übermittelten Stöße völlig wahrheitsgetreu abzeichnen, zweifelnd gegenüberstehen müssen. Wenn, wie es den Anschein hat, die Vorrichtungen einfach in den Wagen eingestellt zu werden bestimmt sind, so bekommen sie die Wirkungen der Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn durch das Spiel der Wagenfedern und durch alle Unregelmäßigkeiten und Zufälligkeiten des Wagenlaufes beeinflusst und verzerrt übermittelt. Da offenbar eine Wechselwirkung zwischen der Fahrbahn (namentlich den Schienenstößen) und dem Lauf und den Schwingungen des Wagens besteht, so ist selbst der Vergleichswert dieser Schaubilder bei Verwendung immer des gleichen Wagens nicht unangreifbar. Dr. Saller.

Häufig beklagt sich der Arbeiter, daß das Bohrwerkzeug nicht stark genug sei oder der Vorschub zu klein wäre, oder daß es zwar anscheinend gut arbeite, die Leistungen aber mangelhaft seien. Wenn das Bohrerreinsteckende für die Arbeit passend und richtig bemessen ist, ist entweder die Stange nicht lang genug oder das Loch des Hohlbohrers verstopft. Im anderen Falle muß der Fehler im Innern der Maschine gesucht werden. Wenn der Kolben verschlissen oder zu kurz ist, wird die Schlagkraft nicht auf den Bohrer, sondern vermittels der Stangen und Federn auf die Preßbüchse übertragen.

Oftmals wird der Bohrer von Hand geschärft, und dann ist er bei ungenügender Geschicklichkeit nicht gleichmäßig kalibriert. Infolgedessen klemmen sich manche Bohrer in den Löchern, wenn der vorherige einen geringeren Durchmesser hatte, und es macht große Schwierigkeiten, sie zu drehen, wenn man, wie es bei eingeklemmten Bohrern üblich ist, von der Bohrarbeit zur Fräsarbeit übergeht. Bei schlechten oder ungenügend geschärften Einsteckenden der Bohrer erhält man unregelmäßige Löcher. Wenn man es unterläßt, das Bohrklein und den Gesteinsstaub aus dem Bohrloch zu biasen, so bildet sich hinten ein Kissen, und die Kraft des Bohrers erschöpft sich im Zerkleinern und Zermahlen dieses Bohrkleins.

Zur Erzielung besserer Leistungen mit den Preßluftbohrwerkzeugen müssen stets folgende Punkte berücksichtigt werden: Es ist nötig, die Preßluftwerkzeuge während der Tagesschicht zweimal mit dünnflüssigem Preßluftöl, das im Verhältnis 1 : 3 ein Teil Maschinenöl und drei Teile Petroleum enthält, zu schmieren. Die Bohrstähle dürfen nur aus allerbestem Material bestehen; insbesondere müssen die Maße der Einsteckenden sehr genau eingehalten werden. Nachlässig hergestellte Bohrerreinsteckenden zerstören den schlaggebenden Teil des Kolbens. Die Fläche, die den Schlag aufnimmt, muß rechtwinklig sein. Ferner empfiehlt es sich, das Bohrwerkzeug von Zeit zu Zeit in der Werkstatt auseinander zu nehmen, auch wenn es gute Leistungen zu ergeben scheint, alle Teile mit Petroleum zu reinigen und sorgfältig zu prüfen.

Schließlich noch einige Winke bezüglich Behandlung der Einzelteile: Die Sperrklinkenfedern sind vor dem Zusammenbau des Bohrwerkzeuges zu prüfen; sind sie gebrochen, so setzen sie nicht um. Steht die Schlagfläche des Bohrerreinsteckendes aus irgend einem Grunde nicht mehr rechtwinklig, so treten seitliche Bewegungen und Erschütterungen auf, die einen Kolbenbruch herbeiführen können. Wenn das Schlagende des Kolbens ungleich abgenutzt ist, so befindet sich das Bohrerreinsteckende ebenfalls in schlechtem Zustande. Man arbeite daher das Kolbenende so nach, daß es winkelrecht wird; außerdem gleiche man die Bohrerreinsteckenden, die den Schlag erhalten, ab und mache sie winkelrecht. Führt zu starker Verschleiß der Drallmutter zum Springen des Bohrers, so muß sie ersetzt werden, da andernfalls der Kolben auf die Kanten der Einsteckendenfläche schlagen würde und Kolben oder Bohrstahl beschädigt werden. Man achte darauf, daß kein Schmutz in das Ventil gelangt, da sonst das Ventil nicht frei arbeitet und die Luft vor der Nutzleistung entweicht. Der Schlauch muß vor dem Anschluß an den Luftregler ausgeblasen werden. Die Seitenstangen mit Preßfedern dienen dazu, alle Teile zusammenzuhalten; beide Stangen müssen gleiche Spannung haben, da sonst das Kopfstück bricht. Die Haltbarkeit der Bohrer, insbesondere der Bohrerreinsteckenden, wird wesentlich gesteigert dadurch, daß der den Bohrhämmer bedienende Mann besondere Obacht darauf gibt, daß das Bohrerreinsteckende in seiner ganzen Länge im Bohrhämmer sitzt; daher muß der Bohrer so gehalten werden, daß der Schlag des Kolbens auf das Gestein übertragen wird. Gut ausgebildete, gehärtete und geschärfte Bohrererschneiden erhöhen die Schnelligkeit, mit der die Bohrlöcher niedergebracht werden können. Nachdem die Stahlstangen geschmiedet sind, läßt man sie abkühlen und erhitzt sie dann von neuem, um sie zu härten. Die Bohrerreinsteckenden werden in reinem und kaltem Wasser oder in einer Salzlösung gehärtet.

Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisburg.

Die Ursachen des Einsturzes in Benton Harbor.

Im „Bauingenieur“ 1924 Seite 216 ist bereits über den vollständigen Einsturz des im Bau begriffenen Eisenbetongebäudes in Benton Harbor, welches das Vincent Hotel werden sollte, berichtet worden. Neuerdings ist in Engineering News-Record 1924 Nr. 14 Seite 556 das Ergebnis der Untersuchungen der Einsturzursachen veröffentlicht worden. Hiernach waren Betoniersand und -wasser vorzüglich, der Schotter und Kies gut, der Zement bei 2 Probeentnahmen normgemäß, bei 2 anderen Entnahmen in der Festigkeit unbedeutend unterhalb der Norm. 5 Betonprobekörper, die mit Mühe und Not aus den Trümmern — letztere bestanden ja hauptsächlich aus losem Sand und Schotter — herausgeschnitten werden konnten, wiesen nur Druckfestigkeiten zwischen 17 und 50 kg/cm² auf. Der Beton war also sehr schlecht. Dies wird der Einwirkung des starken Frostes zugeschrieben. Es ist festgestellt worden, daß die Zahl der Wärmeöfen ein Viertel derjenigen war, die zu einem wirksamen Schutz gegen den starken Frost hätten angewendet werden müssen. Zieht man die Kurven über den Einfluß der Temperatur auf die Festigkeit von Beton, wie sie die Engineering Experiment Station in Bulletin 81 aufgestellt hat, zur Beurteilung heran, so dürfen bei Voraussetzung dauernden Frostes nur etwa 60 vH der normalen 28-Tage-Festigkeiten erwartet werden. Da bei der Erstellung dieses Bauwerkes indessen solche Temperaturverhältnisse vorlagen, daß der Beton

täglich abwechselungsweise durchfrieren und wieder auftauen mußte, so sind beim vorliegenden Beton nicht mehr als 35 kg/cm² Druckfestigkeit zu erwarten gewesen. Ferner wurde geschlossen, daß namentlich bei den Trägern die dünne, das Eisen überdeckende Betonschicht ganz besonders unter dem abwechselnden Frieren und Auftauen litt, so daß das Zusammenwirken von Beton und Eisen nur ein teilweises war. Die unter der Frostwirkung weich gebliebene Beton-

oberfläche bedeutete weiterhin eine Verminderung des wirksamen Betonquerschnittes, so daß die Tragfähigkeit der Träger zu nicht einmal ein Viertel der tatsächlichen Belastung angenommen werden konnte. Die den besonderen Frostwirkungen ausgesetzte 5. Decke war so ohne weiteres einsturzreif, die nächst unteren nur wenig besseren Decken brachen unter der Auflast der Trümmer von oben.

Dr. Hummel, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

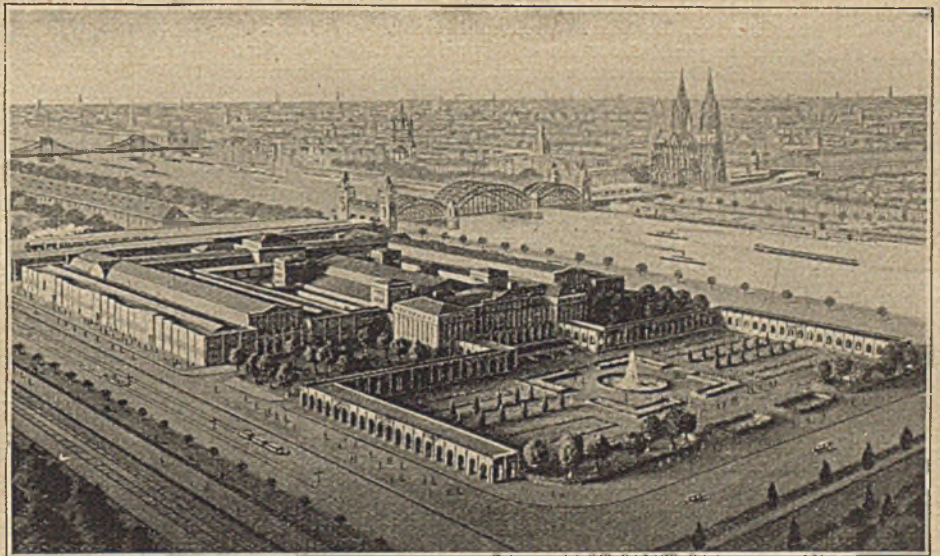
Auswüchse bei der Vergebung öffentlicher Bauarbeiten.

Von befreundeter Seite wird uns geschrieben: Eine Landgemeinde hatte einen Brückenbau über einen mittleren deutschen Strom zu vergeben. Zu diesem Zweck wurden zunächst 12 Bauunternehmungen aufgefordert, Entwürfe und Angebote einzureichen, wozu wenige Unterlagen gegeben wurden. Nachdem die 12 Entwürfe dem Sachverständigen der Gemeinde vorgelegt waren, wurden 8 der bewerbenden Bauunternehmungen aufgefordert, nunmehr auf einheitlicher Grundlage erneut anzubieten. Nachdem auch dies geschehen war, wurden etwa 4 Bauunternehmungen zu Verhandlungen an Ort und Stelle geladen. Die Vertreter der Firmen warteten von morgens 8 bis abends 8 Uhr vor dem Bürgermeisteramt, ständig bereit, zur Auskunftserteilung vor den Gemeinderat geladen zu werden. Die Vertreter wurden auch teils einmal, teils mehrmals zu der Sitzung herbeigezogen und gaben die entsprechenden Auskünfte. Der Gemeinderat stellte die Forderung, anzugeben, welche Mindestanzahlung jede Firma verlange, und welche weiteren Zahlungen und in welchen Zeitabschnitten erforderlich seien. Gewünscht wurde, daß die beiden Strompfeiler noch in diesem Jahre fertiggestellt würden. Wieviel Geld der Gemeinde überhaupt zur Verfügung stand, wurde den Bauunternehmungen nicht eröffnet, vielmehr wurde verlangt, anzugeben, zu welchem Zinsfuß die ausführende Firma den fehlenden Betrag (es handelte sich um eine Bausumme von 350 000 bis 400 000 M) zur Verfügung stelle. Die Gemeinde hatte angeblich Bohrungen machen lassen, um die Felslage im Flußbett festzustellen; auf dieser Grundlage waren die Angebote aufgestellt. Für den einen Pfeiler war auch ein Angebot mittels Druckluftgründung verlangt. Drei Firmen, welche die Einrichtung für Druckluftgründung besaßen, nahmen die Anforderungen der Gemeinde nicht an und schieden wohl dadurch aus. Es handelte sich um Anforderungen sowohl bezüglich der in diesem Jahr noch geforderten Leistungen als auch bezüglich der Geldverhältnisse. Darauf wurde eine fünfte Firma telephonisch herbeigezogen, die aber die Einrichtung für Druckluftgründung nicht besaß; auch sie nahm die Forderungen der Gemeinde wohl nicht an und schied infolgedessen aus. Es blieb die vierte von den zuerst genannten vier Firmen übrig. Diese Firma hat, wie sie in der Sitzung zugegeben hat, bisher Brücken überhaupt nicht gebaut. Man sprach davon, daß verwandtschaftliche Beziehungen ihre Zuziehung veranlaßt hätten. Abends gegen 8 Uhr wurde den übrigen Firmen mitgeteilt, die Brücke sei vergeben, und zwar an diese vierte Firma, und als Bedingung wurde verlautbart, daß die Gemeinde 35 000 M Anzahlung leiste, 35 000 M weitere Zahlung im Laufe des Monats August, während die Firma den gesamten Rest gegen Zinsgewährung von etwa 8 vH vorhalten solle. Wenn diese letzteren Zahlen auch nicht mit Sicherheit angegeben werden können, so liegen die wirklichen Zahlen jedenfalls nicht sehr weit davon. Sieht man aber auch von der finanziellen Seite ab, so ist es auf der einen Seite wohl ein unwürdiges Vorgehen, wenn man drei oder vier große deutsche Bauunternehmungen von morgens 8 bis abends 8 Uhr auf der Straße warten läßt, um sie gelegentlich zu Verhandlungen zu zitieren, wie es auch

wohl ein kaum zu verantwortendes Vorgehen ist, eine Brücke über einen Strom, bei welchem der eine Pfeiler voraussichtlich tief unter Wasser zu stehen kommt, einer Firma in Auftrag zu geben, die bisher zugegebenermaßen überhaupt noch keine Brücke gebaut hat. Es wäre angezeigt, daß, wenn an Bauunternehmungen solche Zumutungen gestellt werden, wie es im vorliegenden Fall geschehen ist, diese überhaupt von vornherein erklärten, daß sie unter diesen Umständen auf die Bauausführung verzichteten.

Kölner Messe.

Auf der diesjährigen Kölner Messe, die in der Zeit vom 22.—31. März stattfindet, soll neben den Gebieten des Maschinenbaues, der Verkehrsmittel, der Elektrotechnik, der Werkzeuge und der Baumesse, die alle Gegenstände des Bau- und Wohnbedarfs in sich schließen wird, eine Sonderausstellung der rheinischen Baustoffindustrie stattfinden.



Hierbei handelt es sich in erster Linie um die hochbedeutsame Industrie der vulkanischen Baustoffe, die durch die Orte Neuwied, Mayen, Andernach usw. gekennzeichnet wird. Diese Abteilung wird demgemäß umfassen die Basalt-, Traß-, Bims- und Schwemmsteinindustrie, diejenige der feuerfesten Steine und anderes mehr. Zugleich werden auch mit den Baustoffen und ihrer Verwendung Gewinnungs- und Aufbereitungsmaschinen zur Vorführung gelangen. Demgemäß dürfte die Kölner Messe allein durch diese Sonderausstellung für den Bauingenieur manches Wertvolle und Interessante bieten.

In welcher großartiger und großzügiger Weise die Gesamtmesse in Köln ins Leben gerufen worden ist, zeigt das voranstehende Bild, das aus der Höhe aufgenommen, die großen Ausstellungsbauten und ihre vortreffliche Lage zur Stadt Köln erkennen läßt. M. F.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Jan. 1925.

- Kl. 5 c, Gr. 4. G 58 434. Gewerkschaft Breil, Essen-Bredeney. Verfahren zum Herstellen von Eisenbetonauskleidungen für Gefrierschächte. 3. II. 23.
Kl. 19 a, Gr. 8. T 27 427. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 22. II. 23.

- Kl. 20 h, Gr. 4. P 47 241. Heinrich Pösentrupp, Münster i. W., Bahnhofstr. 5. Hubvorrichtung für eine Schienenbremse. 11. XII. 23.
Kl. 20 i, Gr. 24. N 23 719. Dr. Alfred Nothhaft, München, Walhallastr. 7. Signaleinrichtung für die Wagen von Straßenbahnen. 21. X. 24.
Kl. 81 e, Gr. 31. B 115 990. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Aus mehreren fahrbaren Brücken bestehende Förderanlage zum Bewegen des Abraums bei Braunkohlentagebauen. 6. X. 24.

- Kl. 81 c, Gr. 32. M. 86 020. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Eimer für Abraumförderer. 14. VIII. 24.
 Kl. 84 a, Gr. 3. R. 60 873. Dr.-Ing. Theodor Rehbock, Karlsruhe i. B., Weberstr. 4. Einrichtung zur Verhütung von Auskolkungen der Sohle von Wasserläufen. 10. IV. 24.
 Kl. 84 c, Gr. 2. B 108 396. Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast b. m. H., Berlin. Verfahren zum Überziehen von Ortpfählen aus Beton mit einer bitumenhaltigen Schutzschicht innerhalb des Vortreibrohrs. 15. II. 23.
 Kl. 84 c, Gr. 2. B 110 471. Edward Le Bas u. Ernest Garratt, London; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Spundwände aus H-Eisen. 18. VII. 23. Britannien 16. II. 23.
 Kl. 84 c, Gr. 4. I. 57 726. Percy Noel Lancaster, London; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herausziehen von Vortreibrohren. 10. IV. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 15. Jan. 1925.

- Kl. 5 c, Gr. 4. J 23 634. Hans Jung, Duisburg-Meiderich. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 13. IV. 23.
 Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 66 879. Hanns Schäfer, Essen, Ruhr, Schubertstr. 19, u. Hans Neubauer, Kamenné-Zhravice b. Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen. Nachgiebiger Stollenausbau. 10. I. 23.
 Kl. 5 c, Gr. 4. T 25 405. Goswin & Co., Kommanditgesellschaft, Haspe i. W., u. Peter Thielmann, Silschede i. W. Grubenstempel. 3. VI. 21.
 Kl. 7 b, Gr. 8. S 64 464. Johann Gottfried Sedlmayr, Berlin-Schöneberg, Sachsenamm 45. Vorrichtung zur Herstellung von Profilen in U- und Winkelform aus Werkzeugstreifen in Band- oder Flachform mittels Walzen. 3. XII. 23.
 Kl. 20 i, Gr. 8. B 114 354. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum. Drehstuhlweiche. 3. VI. 24.
 Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 372. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Motorantrieb für elektrische Signal- und Weichenstellwerke. 19. VII. 24.
 Kl. 35 b, Gr. 5. G 59 838. Manfred Gottschall, Frankfurt a. M., Hainer Weg 29. Turmdrehkran. 5. IX. 23.
 Kl. 37 e, Gr. 6. W 62 907. Dr.-Ing. Martin Wagner, Berlin, Inselstr. 6. Klettergerüst. 11. I. 23.
 Kl. 37 f, Gr. 2. Sch 68 870. Schulz & Kling A.-G., München. Silo mit Zellenlüftung. 31. X. 23.
 Kl. 37 f, Gr. 8. S 65 982. Walter Sackur, Karlsruhe, Westendstr. 62. Holzflechtwerk-Hallendach. 9. V. 24.
 Kl. 80 b, Gr. 1. F 56 530. Dr. Otto Friz, Nürnberg, Am Prinzregenten-ufer. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Mörtelmaterials. 22. VII. 24.
 Kl. 80 b, Gr. 13. M 82 198. Sima Minache, Paris, Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Herstellung von aus drei übereinander liegenden Schichten bestehenden Baustoffen. 2. VIII. 23.
 Kl. 80 b, Gr. 25. Sch 70 880. Hugo Schmidt, Charlottenburg, Bismarckstr. 66. Verfahren zur Herstellung von Kunststempfasphalt. 6. X. 22.
 Kl. 84 a, Gr. 2. K 79 018. Simon Koppenhofer, München, St. Emeran. Vorrichtung zum Bekleiden von Uferböschungen mit Beton. 2. IX. 21.
 Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 008. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisen-gießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Walzenwehr für veränderlichen Stau. 12. XII. 23.
 Kl. 84 c, Gr. 2. H 89 057. Alfred Hiley, Dalegarth, County of Herford, Engl.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 10. III. 22.
 Kl. 84 c, Gr. 2. K 84 660. Wilhelm Köchlin, München-Gladbach. Verfahren zum Erleichtern des Rammens von Spundbohlen. 25. I. 23.
 Kl. 84 d, Gr. 2. B 112 444. Friedrich Brennecke, Borna, Bez. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerketten. 25. I. 24.
 Kl. 84 d, Gr. 2. K 86 933. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Baggerlöffel. 20. VIII. 23.
 Kl. 85 a, Gr. 7. K 67 155. Dr. Valerius Kobelt, München, Hohen-zollernstr. 128. Verfahren zur Herstellung basenaustauschender Stoffe zur Enteisung, Entmanganung und Ent-härtung von Trink- und Gebrauchswasser; Zus. z. Pat. 403 263. 13. IX. 18.
 Kl. 85 a, Gr. 7. K 76 205. Dr. Valerius Kobelt, München, Hohen-zollernstr. 128. Verfahren zur Herstellung basenaustauschender Stoffe zur Enteisung, Entmanganung und Ent-härtung von Trink- und Gebrauchswasser; Zus. z. Pat. 403 263. 18. IX. 18.
 Kl. 85 c, Gr. 1. G 61 987. Carl Gunkel, Halle a. d. S., Albrechtstr. 43. Verfahren zur Reinigung und Geruchlosmachung von Ab-wässern. 12. VIII. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Jan. 1925.

- Kl. 19 a, Gr. 28. F 54 079. Ferrodësherbeuse Scheuchzer Sociëtë Anonyme, Renens b. Lausanne; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Steuern der Fühlrolle bei Eisenbahnkörperjätmaschinen. 24. V. 23,

- Kl. 20 i, Gr. 4. V 19 347. Joseph Vögele A.-G., Mannheim, u. Dr. Hans Thoma, München, Lachnerstr. 22. Weichenreihe. 16. VII. 24.
 Kl. 37 a, Gr. 2. Z 13 458. Fa. Carl Zeiß, Jena. Verfahren zur Herstellung von Kuppeln und ähnlichen gekrümmten Flächen aus Eisenbeton. 8. XI. 22.
 Kl. 37 e, Gr. 10. B 100 713. Emerich Bälint, Gyula, Ung.; Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Schalung zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken. 13. VII. 21. Ungarn 15. VII. 20.
 Kl. 37 f, Gr. 3. M 82 656. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Fundament für wasserlose Gasbehälter. 27. IX. 23.
 Kl. 80 b, Gr. 3. D 43 260. Deutsche Torfveredelungs-Aktiengesellschaft, Hamburg. Verfahren zur Verarbeitung von Ölschiefer auf Öl und Zement. 26. II. 23.
 Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 984. G. Polysius-Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von hochwertigem Zement. 18. X. 24.
 Kl. 80 b, Gr. 25. B 104 033. Léon Billé, Nogent a. d. Marne; Vertr.: Dipl.-Ing. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Rohren aus Asphalt und Beton. 17. III. 22.
 Kl. 81 c, Gr. 21. M 81 032. Meguin A.-G. u. Ernst Brinkmann, Butzbach. Kreiselschlepper. 31. III. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Jan. 1925.

- Kl. 19 a, Gr. 24. 408 655. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastr. 17. Gleisjoch für Grubenbahnen. 9. VI. 22. K 82 392.
 Kl. 19 c, Gr. 11. 408 582. Erich Berndt, Berlin, Tegeler Str. 11. Verfahren zum Herstellen von Straßenbelägen. 31. VIII. 21. B 101 264.
 Kl. 20 h, Gr. 6. 408 583. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Aufgleiser. 3. II. 23. S 62 043.
 Kl. 20 i, Gr. 31. 408 669. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Federpedal an Eisenbahngleisen. 5. III. 24. D 45 078.
 Kl. 80 b, Gr. 3. 408 577. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 407 534. 7. III. 23. R 57 964.
 Kl. 80 b, Gr. 11. 408 578. Johannes Kloepfel, Niedermendig, Rhld. Säurefeste Kunststeinformlinge. 11. XI. 22. K 83 898.
 Kl. 80 b, Gr. 12. 408 579. Hans Zomak, Berlin, Martin-Luther-Str. 80. Verfahren zur Herstellung leicht gebrannter Tonziegel von hoher Festigkeit. 26. VI. 24. Z 14 523.
 Kl. 80 b, Gr. 18. 408 580. Fa. Dr. Otto C. Strecker, Darmstadt. Verfahren zur Herstellung von Mauersteinen u. dgl. aus porösem Material. 18. IV. 24. St 37 882.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 15. Jan. 1925.

- Kl. 19 a, Gr. 19. 408 722. Hans Peter Jensen, Kopenhagen; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Fischer, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Schienenstoßverbindung mit abgeschrägten Schienenenden. 6. IX. 22. J 22 993.
 Kl. 19 a, Gr. 28. 409 017. Ferrodësherbeuse Scheuchzer Sociëtë Anonyme, Renens b. Lausanne, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einstellvorrichtung der aus der Bettung zu hebenden Messer von Eisenbahnjätmaschinen. 25. V. 23. F 54 078.
 Kl. 20 a, Gr. 14. 408 954. Franz Schmied, Teplitz-Schönau, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Alfred Wanke, Charlottenburg, Königin-Luise-Str. 13. Gleisperre. 3. XI. 23. Sch 68 891.
 Kl. 20 g, Gr. 8. 409 019. Albert Renninger, Ulm a. d. Donau, Wilhelmstraße. Brems-Prellbock. 20. VII. 24. R 61 664.
 Kl. 20 i, Gr. 14. 408 876. Hugo Crecelius, Dortmund, Sedanstr. 19. Laternen für Eisenbahnsicherung. 16. VIII. 23. C 33902.
 Kl. 20 k, Gr. 11. 408 762. Max Pürschel, Hildesheim, Langerhagen 27. Sicherungsanordnung an Fahrdrähten für elektrische Bahnen zur Verhütung des Abnutzens des Fahrdrachts sowie der Fahrdrachtklemmen und des Verbindungsmaterials an den Aufhängepunkten des Fahrdrachts. 1. VI. 24. P 48 196.
 Kl. 65 a, Gr. 53. 408 993. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 24. IV. 23. M 81 217.
 Kl. 80 a, Gr. 13. 408 844. Max Koch, Weimar, Über dem Kegeltor 4. Stempfmachine zur Herstellung von Betonkörpern. 10. VI. 22. K 83 943.
 Kl. 85 c, Gr. 6. 409 003. Ed. Züblin & Cie., Straßburg, Els.; Vertr.: Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Verfahren und Vorrichtung zur Klärung von Abwässern in Klärbecken, deren Sohle trichterartige Vertiefungen aufweist, aus denen die Sinkstoffe in darunterliegende Schlammräume gelangen. 4. III. 21. Z 12 135.
 Kl. 85 d, Gr. 1. 408 799. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Einrichtung zum Schutz von eisernen mit Kupfretresse überspannten Filterrohren gegen elektrolytische Zerstörungen und Verkrustungen. 9. IX. 23. S 63 802.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Jan. 1925.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 409 402. John Wattmann, Berlin-Lankwitz, Lessingstr. 12a. Verfahren zur Herstellung von Schienenkreuzungen. 1. III. 23. W 63 269.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 409 403. Viktor Kurz, Wien; Vertr.: J. Matysiewicz, Landsberg a. W. Vereinfachter Verschlusswechsel für Block-Signalfelder. 17. II. 24. K 88 511. Österreich 21. II. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 34. 409 491. Heinrich Karl, Jersey-City, New-York; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Zugsicherung. 18. IX. 23. K 87 152.
- Kl. 20 i, Gr. 35. 409 492. Telefunken-Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Übertragung von Signalen auf sich bewegende Fahrzeuge; Zus. z. Pat. 342 023. 9. IX. 23. T 28 085.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 409 108. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Sicherungsanlage für fahrbare Verladebrücken o. dgl. 17. XI. 22. D 42719.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 409 209. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Uferkran. 7. VI. 24. D 45 615.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 409 210. Schenck und Liebe - Harkort, A.-G., u. Paul Ullner, Düsseldorf. Portalkran. 24. XII. 22. Sch 66 735.
- Kl. 65 a, Gr. 53. 409 446. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung zum Treideln von Schiffen; Zus. z. Pat. 407 225. 25. IX. 23. M 82 610.
- Kl. 65 a, Gr. 53. 409 447. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung, um Schiffe durch Schleusen zu schleppen. 25. IX. 23. M 83 558.
- Kl. 65 a, Gr. 53. 409 448. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 3. VII. 23. M 83 559.
- Kl. 65 b, Gr. 2. 409 449. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Überführungsdock für Flußschiffe. 3. I. 24. G 60 411.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 409 466. Societa Anonima Italiana per la Produzione di Calci e Cementi di Segni, Rom; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mörtelbildner. 27. I. 24. S 64 875.
- Kl. 81 e, Gr. 32. 409 460. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren und Einrichtung zur Materialbewegung bei Tagebauen. 26. X. 23. B 111 515.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 409 260. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Vakuum-Klärgesäß für gashaltiges, im unteren Teil des Gefäßes eintretendes Abwasser. 28. II. 24. V 18 967.
- Kl. 85 d, Gr. 3. 409 102. Aktieselskabet Drammens Armaturfabrik, Drammen, Norw.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zum Ausgleich des Flüssigkeitsverbrauchs in einem Vorratsbehälter. 14. IX. 22. D 42 396.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Tonindustrie-Kalender 1925. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1925, 2 Teile, Preis 2,50 M., Ausland 3 M.

Der altbewährte Kalender erscheint mit der vorliegenden Auflage wieder in seiner bekannten handlichen Form und seinem gediegenen Inhalte. Während Teil I einen sehr guten Tageskalender enthält, bringt Teil II, der vorwiegend als Nachschlagebuch verwendet zu werden verdient, einige besondere Aufsätze, unter denen hervorgehoben seien: „Ziegel- und Baukeramik in der heutigen Baukunst“, „Das Engobieren von Ziegeln“, „Die Herstellung von Fußbodenplatten“, „Zementkalke“, „Hochwertige Zemente“ usw.

Die sich anschließenden Tabellen geben über die in der Praxis immer und immer wiederkehrenden Fragen technischer Art in ihrem reichen Zahlenmaterial bestens Auskunft. Für den Sonderfachmann werden die Tabellen über die Gesamtcharakteristik einiger Tone und Kaoline besonders wertvoll sein. Für die in Frage kommenden Kreise sei der Kalender und seine Benutzung bestens empfohlen. Dem Kalender liegt ein Bücherverzeichnis 1925 der Buchhandlung der Tonindustrie, Berlin NW 21, bei, auf das die Fachgenossen ganz besonders hingewiesen werden möchten, da dieses Verzeichnis namentlich bezüglich der Sonderliteratur der Tonindustrie wertvolle Angaben und Zusammenfassungen in sich schließt. M. F.

Der Tunnel. Von Dr. G. Lucas, Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Band II. Lieferung 1. Bauvorgang bei der Herstellung der Tunnel. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin 1924. 169 S. und 238 Textabb. Geb. 10,20 M.

Während der erste Band des Werkes allein die Entwurfsbearbeitung sehr eingehend behandelte, befaßt sich der zweite Band in übersichtlicher Gliederung mit dem Bauvorgang bei der Herstellung des Tunnels selbst. In der vorliegenden ersten Lieferung dieses Bandes werden zunächst die geodätischen Arbeiten erörtert, die zur Absteckung der Tunnelachse vorgenommen werden müssen. Hierbei werden die verschiedenen Verfahren zur Bestimmung der Richtung und Höhe über und unter Tage und die dazu nötigen Instrumente ausführlich besprochen. Im zweiten Abschnitt werden dann die Maßnahmen über die Art der Inangriffnahme des Tunnelbaues in ihrer Abhängigkeit von der Art der Förderung, der Bauzeit, der Größe des Bauwerkes usw. untersucht und die vielen Möglichkeiten des Bauangriffes gezeigt, von dessen geschickter Anordnung sehr die schnelle Ausführung des Bauwerkes abhängt. Sehr umfassend bearbeitet sind die folgenden Abschnitte über das Lösen des Gebirges und dessen Förderung. Ins-

besondere haben die verschiedenen Bohrweisen eingehende Beurteilung gefunden, indem die mannigfaltigen Maschinenarten in ihrer Eignung untersucht werden. Die Ausführung der Sprengarbeit im Tunnelbau wird ebenso erörtert. Welch wichtigen Anteil die Förderung des ausgeschossenen Gebirges im Richtstollen und dessen Schächten bei der Bauausführung ausmacht, zeigt der Verfasser bei der Behandlung der Förderweisen. Den Abschluß der vorliegenden Lieferung bilden Abschnitte über den vorläufigen Ausbau der Stollen während des Vortriebes.

Dem Verfasser ist es geglückt, durch organische Gliederung des Stoffes, durch Beigabe guter Abbildungen und durch die bemerkenswert klare Ausdrucksweise eine hervorragende Darstellung der Tunnelbaukunst für den Lernenden zu geben. Der reiche Inhalt, die überaus gewissenhafte Verwertung alter und neuer Erfahrungen und die objektive Beurteilung der verschiedenen Bauweisen lassen das Werk für den ausführenden Ingenieur als einen kaum versagenden Ratgeber erscheinen, zumal der Verlag das Bestreben des Verfassers in bekannter Weise durch vorzügliche Ausstattung unterstützt hat. W. Müller, Dresden.

Deutscher Baukalender, Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung, 53. Jahrgang 1925, in 2 Teilen (Teil II Nachschlagebuch). Verlag Deutsche Bauzeitung G. m. b. H., Berlin, Preis gebd. 4,50 GM.

Der sehr preiswerte und bestens ausgestattete Kalender erfüllt auch mit seiner neuen, der 53ten Auflage, alle Bedingungen, die an ihn gestellt werden können. Er gehört zu den unentbehrlichsten Hilfsmitteln des Architekten und gibt über alle wichtigen Fragen, die diesen im normalen Bau- und Verwaltungsbetrieb beschäftigen, eingehend und zuverlässig Auskunft. Somit wird er zu den alten Freunden sich auch jüngere, dank seines inneren Wertes, zu erwerben vermögen. M. F.

Die Selbstkostenberechnung industrieller Betriebe. Von Friedrich Leitner, Prof. an der Handels-Hochschule Berlin, 8. Auflage. Mit einem Anhang über die Finanz- und Preispolitik bei sinkendem Geldwert. Frankfurt a. M., I. D. Sauerländers Verlag 1923.

Das 400 Seiten starke Buch ist von den früheren Auflagen her als wertvoll bekannt. Die achte Auflage unterscheidet sich von der siebenten nur durch den durch die Zeitverhältnisse gebotenen Anhang. Kunze.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Vorstandssitzung

am 24. Februar 1925 im Hause des Vereins deutscher Ingenieure.

Anwesend: Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry, Berlin-Grünwald, als Vorsitzender, Ministerialrat Busch, Berlin-Südende, Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden, Professor Dr.-Ing. Giese, Berlin, Direktor Dr.-Ing. Kress, Berlin, Dipl.-Ing. Luft, München, Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe, Direktor Dr.-Ing. Fr. Trambauer, Ludwigshafen, von der Geschäftsstelle Dipl.-Ing. Baer.

Die Geschäftsstelle erstattet einen Bericht über den Stand der Geschäfte und die Geldlage.

Der Beitrag für 1925 wurde in der vorläufig festgesetzten Form 6 M. für Mitglieder, welche nicht dem V. d. I. angehören und 4,80 M. für diejenigen Mitglieder, welche Mitglied des Vereines deutscher Ingenieure sind, gutgeheißen. Der Beitrag soll von der Geschäftsstelle in Berlin erhoben werden, die den Ortsgruppen Geld überweisen soll.

Herr Dr.-Ing. e. h. Hellmich, Direktor des Vereines deutscher Ingenieure, wurde in den Vorstand gewählt. Die Ortsgruppe Rheinland-Westfalen soll, ebenso wie dies bei den Ortsgruppen Brandenburg, Mannheim-Ludwigshafen bereits der Fall ist, durch ihren Vorsitzenden in Zukunft im Vorstand vertreten sein.

Für das kommende Jahr ist die Stiftung eines Taaks-Preises in Aussicht genommen, ebenso besteht Aussicht, für wissenschaftliche Forschungsarbeiten Mittel zu erlangen.

Über den Stand des Jahrbuches gab die Geschäftsstelle einen Bericht. Das Jahrbuch wird voraussichtlich erst im Mai erscheinen können und soll den Mitgliedern unentgeltlich zugehen.

Schließlich fand eine Aussprache über die diesjährige Hauptversammlung statt.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 17. März, abends 7½ Uhr, fand im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, gegenüber dem Reichstagsgebäude (großer Saal) der erste Vortrags- und Ausspracheabend der angekündigten Reihe über das deutsche Verkehrswesen statt. Der Vorsitzende, Herr Ministerialrat Busch, machte die Mitteilung, daß der für heute angesetzte Vortrag des Herrn Prof. Helm über „Kleinbahnen“ wegen Behinderung auf einen der nächsten Vortragsabende verschoben werden mußte, und leitete das Thema ein mit dem Hinweis, daß das deutsche Volk durch den Versailler Vertrag und die in seiner Folge mit den Alliierten getroffenen zwangsweisen Abmachungen vor die Notwendigkeit gestellt worden ist, nicht nur seine Ausfuhr ungeheuerlich zu steigern, sondern auch seinen Nahrungsbedarf im eigenen Land zu erzeugen. Hierdurch werden an das gesamte Verkehrswesen Anforderungen von größtem Umfang gestellt, die mit dem denkbar geringsten Aufwande erfüllt werden müssen. Die Aufgabe der augenblicklichen Vortragsreihe wird es sein, das Verkehrsproblem zu untersuchen und zu fragen, ob heute alle einzelnen Teile in ihrer Größe richtig bemessen und in ihrer Gesamtwirkung aufeinander abgestimmt sind. Daraufhin hielt Herr Ministerialrat Dr. Tecklenburg seinen Vortrag über „Die Reichsbahn im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“ und führte in sachlichster eingehendster Weise etwa folgendes aus:

Die Bedeutung, die den Eisenbahnen in den Jahrzehnten des beispiellosen Aufschwungs der deutschen Volkswirtschaft zufiel, wird am besten veranschaulicht durch die Zahlen der gefahrenen Gütertonnenkilometer: 1855: 1 Milliarde, 1885: 16 Milliarden, 1913: 68 Milliarden. Die Entwicklung ist fortgeschritten, als neue Verkehrsmittel sind Kraftwagen und Flugzeug entstanden. Eine vergleichende Betrachtung über die Eigenart der verschiedenen Verkehrsarten und ihre sich hieraus ergebende Stellung zueinander muß sich aufbauen auf der Kenntnis von ihren inneren wirtschaftlichen Verhältnissen und den dadurch begründeten Selbstkosten. Für den Eisenbahnbetrieb ist die Möglichkeit, eine Selbstkostenermittlung durchzuführen, eines der umstrittensten Probleme. Die Deutsche Reichsbahn führt seit längerer Zeit die Ermittlung der Selbstkosten durch und hat als Betriebsleistungseinheit, auf der sich die Berechnungen aufzubauen haben, das Wagenachskilometer gewählt. Danach betragen die unmittelbaren Betriebskosten für ein Achskilometer in der Zeit von April bis September 1924 im Personenverkehr 15,8 Pf. und im Güterverkehr 14,3 Pf., wozu noch die Aufwendungen für Schuldendienst u. a. treten. Die Eisenbahn ist der bedeutendste Träger der Reparationslast: 1925/26 sind 1095 Millionen hierfür aufzubringen; die Belastung der folgenden Jahre beträgt 660 Mill. Zinsen der Schuldverschreibungen und 290 Mill. Verkehrssteuern, zusammen 950 Mill. im Jahr.

Verglichen wir die Vorkriegsverhältnisse mit den heutigen, so müssen wir feststellen, daß die Verkehrsnutzleistungen sich mit 3,75 Pf. je Tonnenkilometer bei 163 km Transportweite im Güterverkehr (3,25 Pf. bei 300 km und 4,5 Pf. bei 100 km) um etwa 80 vH teurer stellen als vor dem Kriege. Diese Erscheinung ist in der Entwicklung der gesamten Wirtschaftsverhältnisse nach dem Kriege durchaus begründet, läßt aber erkennen, daß der in letzter Zeit oft geäußerte Wunsch nach „Friedenstarifen“ nicht verwirklicht werden kann. Die Eisenbahn wird bestrebt sein, durch Rationalisierung des Betriebes, durch Hebung des inneren Wirkungsgrades die Voraussetzungen zu schaffen für eine Tarifpolitik, die den Bedürfnissen der allgemeinen Wirtschaft gerecht wird.

Wenn man nun die Verkehrswirtschaft als Ganzes betrachtet und Stellung zu den verschiedenen Verkehrsmitteln nehmen will, wird man hinsichtlich der Selbstkosten den Leitsatz aufstellen können: die Selbstkosten sind um so geringer, je größer die Leistungseinheit ist, und man wird daraus den Grundsatz ableiten müssen: jeden Transport solange als möglich auf den Verkehrsmitteln der größeren Leistungseinheit zu belassen. Die Eisenbahn, deren betriebliche Leistungseinheit der Zug mit etwa 1000 t Nutzlast ist, stellt somit das Verkehrsmittel für den Weit- und Massenverkehr dar. Obwohl sich diese Einheit aus den Elementen der Wagen zusammensetzt, ist aber die Eisenbahn selten in der Lage, die Kleinverteilung der Transportgüter durchzuführen, und hier ist der Punkt, wo der Kraftwagen, soweit seine Betätigung als Konkurrenz mit der Eisenbahn anzusehen ist, zunächst eingesetzt hat.

Der Kraftwagen hat für die Herstellung seines Fahrweges keine und für dessen Unterhaltung kaum Lasten zu tragen, er unterliegt weder der Beförderungspflicht noch der Verkehrssteuer, noch dem Druck der Reparation. Trotzdem kann er infolge seiner kleinen Leistungseinheiten nicht mit der Eisenbahn in Wettbewerb treten. Eine Kostenberechnung, die für das Wagenkilometer eines Lastkraftwagens (mit Anhänger) 1,50 M (2 M) ergeben hat, läßt zu den Eisenbahntarifkosten der Eigentumsklasse I folgende Beziehungen aufstellen:

es kostet das Tonnenkilometer bei 10 km Transportweite auf Kraftwagen 2,13 M, auf der Eisenbahn 2,58 M, 20 km Transportweite auf Kraftwagen 1,38 M, auf der Eisenbahn 1,46 M, 30 km Transportweite auf Kraftwagen 1,13 M, auf der Eisenbahn 1,08 M. Vergleiche einer Kraftwagenförderung mit billigem Anhängerbetrieb mit der Eisenbahn-Frachtstückgutklasse I ergeben, daß die Grenze, bis zu der das Kraftfahrwesen hinsichtlich der Kosten den Wettbewerb mit der Eisenbahn aufnehmen kann, schon zwischen 10 und 20 km Transportweite liegt. Es ist aber die Frage, ob die Eisenbahn bei diesen Tarifen auf ihre Kosten kommt, so daß sie ein Interesse daran haben kann, die Nahtransporte zu behalten.

Der Kraftwagen ist das gegebene Verkehrsmittel für den Nah- und Kleinverteilungsverkehr, daneben wird es die im Verkehrswesen noch vorhandenen Lücken auszufüllen, d. h. unerschlossene Gebiete in planmäßigem Zubringer an die Eisenbahn anzuschließen haben. Um die Zusammenarbeit durchführen zu können, ist es zwischen der Deutschen Reichsbahn und den Kraftverkehrsgesellschaften zu einer Einigung gekommen in der „Kraftverkehr Deutschland G. m. b. H.“ Es darf nicht übersehen werden, daß die Grenzen der Aufgabenkreise flüchtig sind, und es ist auch vom Standpunkt der allgemeinen Verkehrswirtschaft nicht unerwünscht, daß sich um die Grenzgebiete ein gewisser Wettbewerb derart entfalten wird, daß die Eisenbahn versuchen muß, dem Kraftwagen an Schnelligkeit und Pünktlichkeit nicht nachzustehen. Es muß aber mit Nachdruck bekämpft werden, wenn der Kraftwagen über die ihm nun einmal gezogenen Grenzen hinaus sich auszudehnen und der Eisenbahn in den ihr zukommenden Verkehrsaufgaben fühlbare Konkurrenz zu machen strebt.

Zwischen den Wasserstraßen und der Eisenbahn bestehen keine klaren Verhältnisse, weil eine Aufteilung der Aufgaben unter die verschiedenen Unternehmen nicht erfolgen kann. Durch die Natur werden die Wasserstraßen oft gerade zu Zeiten der größten Anforderungen an die Verkehrsmittel, an der Durchführung ihrer Bestimmung gehindert und legen den ihnen gehörigen Anteil der Eisenbahn zur Last, welche hierdurch gezwungen wird, Einrichtungen zu halten, die nicht gleichmäßig und voll ausgenutzt werden. An sich arbeitet der Wasserstraßenverkehr mit großen Leistungseinheiten, ihm bleibt manche Belastung, die der Eisenbahnbetrieb tragen muß, erspart, und es liegt also durchaus im Interesse der allgemeinen Verkehrswirtschaft, Transporte, die sich für diese Beförderungsart eignen, so lange als möglich auf dem Wasserwege zu belassen. Da aber die Wasserstraßen von diesen allein nicht bestehen können, fordern sie von der Eisenbahn Hilfe durch Binnenumschlagtarife, die von dieser zum Besten der Allgemeinheit auch gewährt werden, wo in den wirtschaftlichen Verhältnissen begründete Notwendigkeiten vorliegen. Obwohl die Festsetzung solcher Umschlagtarife durchaus nicht im Interesse der Eisenbahn liegt, wird sie das Gleichgewicht der heute in der Verkehrswirtschaft wirkenden Kräfte nicht stören und nur im wesentlichen den angestammten Besitzstand wahren wollen. Für die Baupolitik künftiger neuer Verkehrswege aber muß daran festgehalten werden, daß für Wasserstraßen keine bedeutenden Kapitalinvestitionen zu machen sind, da mit wesentlich geringeren Aufwendungen die an sich viel leistungsfähigeren Eisenbahnen auch für neue Verkehrsfragen gerüstet werden können.

Der deutsche Verkehr liegt, soweit er statistisch erfaßbar ist, zu etwa 87,3 vH auf den Eisenbahnen, zu 12,7 vH auf den Wasserstraßen. Als Anhalt für den Umfang des Kraftwagenverkehrs diene die Angabe, daß sein Gesamterfassungsvermögen z. Zt. etwas über 1 vH von dem der Eisenbahn eingeschätzt wird.

Kennzeichnet man zusammenfassend die Stellung der Deutschen Reichsbahn im Rahmen der Gesamtverkehrswirtschaft, so muß man an die Spitze aller Erwägungen die ungeheure Belastung durch die Reparationszahlungen stellen; welche einschneidende Folgen die ganze deutsche Wirtschaft treffen würden, wenn diese Verpflichtungen nicht erfüllt werden, ist bekannt. Das Dawes-Gutachten ist auf Friedensverkehrsverhältnissen aufgebaut, von denen wir noch weit entfernt sind. Eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Erfüllungsmöglichkeit der Eisenbahn ist, den Verkehr zu entwickeln, den alten zu pflegen und neuen zu werben. Dieses Ziel hat die Deutsche Reichsbahn vor Augen; zum Zusammenwirken mit anderen Verkehrsarten bietet sich bei planmäßiger Zusammenarbeit ein weiteres Betätigungsfeld.

Dem Vortrag folgte eine lebhaftere Aussprache, an der sich die Herren Ministerialrat Busch, Direktor Küller, Reg.-Rat Susdorf, Dr. Kes und Dipl.-Ing. Baer beteiligten, und die sich fast nur auf die Stellungnahme des Kraftfahrwesens zur Eisenbahn beschränkte. Besonders wurde durch die Herren Küller und Kes auf den großen Vorteil hingewiesen, welcher der Wirtschaft durch die hervorragende Schnelligkeit des Kraftwagenverkehrs erwächst. Auch die Frage der Verkehrsstraßenregelung fand allgemeines Interesse. Herr Susdorf machte Mitteilung von der Anlage einer Fahrstraßenversuchsbahn in Braunschweig, Herr Baer wies auf die Wichtigkeit von Kostenvergleichen zwischen Schienenwegen und Kraftwagenstraßen bei Neuverbindung aufgelöster Siedelungen hin, und Herr Busch regte an, die Straßenverwaltung unbedingt im Laufe der Zeit zusammenzufassen und in die Hand des Reiches zu legen.

Der nunmehr folgende Vortrag von Herrn Prof. Mattern, Berlin, über „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen“, findet am Montag, den 30. März d. J., am gleichen Ort zu gleicher Zeit statt.