



~~2.50~~

1.00
1

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297171



XXX
950

HEFT I.

Einleitung. — Allgemeines.

Die verwendeten Baustoffe und deren Prüfung.

Von

Ing. Karl Nähr

k. k. Bau-Oberkommissär.

Versuche mit unbewehrten Betonkörpern.

(Würfel, Zugprobekörper und Rechteckbalken.)

Von

August Hanisch

k. k. Oberbaurat, Professor, Vorstand der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinen-Material des k. k. Technolog. Gewerbemuseums in Wien.

Versuche mit bewehrten Rechteckbalken.

Von

Bernhard Kirsch

o. ö. Professor, Vorstand des mech.-techn. Laborat. an der k. k. Techn. Hochschule in Wien.

Mit 125 Abbildungen und 36 Tabellen.

Preis geheftet K 7.— = Mk. 6,50.

HEFT II.

Versuche mit Plattenbalken.

Bericht erstattet von

Joseph Melan

k. k. Hofrat und Professor an der k. k. deutschen technischen Hochschule in Prag.

Mit 82 Abbildungen und 21 Tabellen.

Preis geheftet K 4.— = Mk. 3,50.

HEFT III.

Versuche mit Eisenbeton-Säulen.

Bericht erstattet von

Joseph Ant. Spitzer

Ingenieur.

Zirka 8 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

HEFT IV.

Versuche mit eingespannten Balken.

Bericht erstattet von

Dr. Fritz von Emperger

k. k. Oberbaurat.

Zirka 10 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

Heft 5.

Versuche mit eingespannten Balken.

(II. Teil: Kragbalken und eiserne Träger.)

MITTEILUNGEN ÜBER VERSUCHE

ausgeführt vom

EISENBETON-AUSSCHUSS

des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Heft 1.

Verwendete Baustoffe und deren Prüfung.

Von Ingenieur **Karl Nähr**, k. k. Bau-Oberkommissär.

Versuche mit unbewehrten Betonkörpern.

Von **August Hanisch**, k. k. Oberbaurat, Professor u. Vorstand d. Versuchsanstalt für Bau- und Maschinenmaterial am k. k. technolog. Gewerbemuseum in Wien.

Versuche mit bewehrten Rechteckbalken.

Von **Bernhard Kirsch**, o. ö. Professor, Vorstand des mechanisch-technischen Laboratoriums an der k. k. technischen Hochschule in Wien.

Mit 125 Abbildungen und 36 Tabellen.

F. Nr. 29836



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1912.

xxx
950



111807

Druck von Gebrüder Stiepel in Reichenberg.

Akc. Nr. 406 52

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Einleitung	3
Verwendete Baustoffe und deren Prüfung. Bericht erstattet von Ingenieur Karl Nähr, k. k. Bau-Oberkommissär	15
A. Einrichtung des Versuchsplatzes in Heiligenstadt	17
B. Verwendete Baustoffe und deren Prüfung	24
a) Sand und Kies	24
b) Zemente	28
c) Mischungsverhältnisse des Betons	28
d) Wasserzusatz	30
e) Einlageeisen	31
Versuche mit unbewehrten Betonkörpern. Bericht erstattet von August Hanisch, k. k. Oberbaurat und Professor	35
Versuche mit bewehrten Rechteckbalken. Bericht erstattet von Professor Bernhard Kirsch	55
I. Herstellung der Balken	57
II. Prüfung der Balken	59
III. Ergebnisse	61
A. Einfluß der Bewehrungsstärke auf die Tragfähigkeit und auf die rechnungs- mäßigen Biegungsspannungen	95
B. Einfluß der Zementgattung auf die rechnermäßigen Beton- und Eisenspannungen	104
C. Die unmittelbaren Ursachen des Brucheintrittes der Balken	104
D. Das elastische Verhalten der geprüften Balken	112
E. Der Sicherheitsgrad der geprüften Balken	139
F. Zusammenfassung	141

EINLEITUNG.

Am 31. März 1906 stellte Ingenieur L u d w i g R o t h in einer Versammlung des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines einen Antrag im wesentlichen folgenden Inhaltes:

„Vom österreichischen Ingenieur- und Architektenverein ist ein Ausschuß einzusetzen, der mit der Aufgabe betraut wird, durch fortlaufende Versuche die Kenntnis des Wesens der Eisenbetontragwerke zu erweitern und die zur Ausarbeitung von Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung solcher Tragwerke notwendigen und wichtigen Grundlagen zu beschaffen.

Dieser Ausschuß hat aus Vertretern der Baugewerbe, der Zementindustrie und der wissenschaftlichen Fachkreise zu bestehen. An die k. k. Regierung ist mit der Bitte heranzutreten, sie möge auch ihrerseits ihre Vertreter in den Ausschuß entsenden und dessen Arbeiten in jeglicher Weise unterstützen.“

In der eingehenden Begründung seines Antrages wies Ingenieur R o t h auf die hervorragende Rolle hin, welche die Eisenbetonkonstruktionen im modernen Bauwesen spielen, auf ihre ausgebreitete Anwendung in allen Kulturländern, unter denen außer Österreich nur wenige mehr der von Behörden oder Körperschaften ausgearbeiteten Konstruktions- und Ausführungsbestimmungen entbehren.

Es erscheine daher die Festsetzung solcher einheitlichen Vorschriften auch für Österreich dringend geboten, wo zur Zeit noch nach den verschiedensten theoretischen und praktischen Grundsätzen projektiert und gebaut werde.

Der wichtige Begriff des „Sicherheitsgrades“ sei infolgedessen noch gar nicht einheitlich festgelegt und damit nicht nur die Ausübung der Baupolizei, sondern nur zu oft auch die objektive Beurteilung der Konstruktionen im Wettbewerbe, also in materieller Hinsicht, erschwert.

Einheitliche Konstruktions- und Ausführungs-Bestimmungen würden gleichermaßen ein wertvolles Instrument der Baupolizei und ein unentbehrliches Schutz- und Förderungsmittel des so rasch aufstrebenden neuen Zweiges der Bauindustrie, des Eisenbetonbaues, darstellen.

Mit Rücksicht darauf, daß derlei Normen naturgemäß nicht für alle Zukunft restlos und abschließend sein können, sondern sich der fortschreitenden Erkenntnis auf dem vorliegenden Gebiete anpassen müssen, wäre nun vom österreichischen Ingenieur- und Architektenvereine der im Antrage genannte Studienausschuß einzusetzen.

Der Antrag des Ingenieurs R o t h wurde von der Vollversammlung einstimmig angenommen.

Am 30. Mai 1906 fand die konstituierende Sitzung des Eisenbeton-Ausschusses statt, in der Ingenieur Franz Pfeuffer, Zentralinspektor der k. k. Staatsbahnen, zum Obmanne, Ingenieur Viktor Brausewetter zum Obmann-Stellvertreter und Ingenieur Ludwig Roth zum Schriftführer gewählt wurden; in ihr sind auch bereits die allgemeinen Gesichtspunkte festgelegt worden, unter denen die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses durchgeführt werden sollten.

Der von einem engeren Komitee, dem Arbeitsausschusse, zu entwerfende Arbeitsplan sollte darnach vor allem praktische Ziele verfolgen unter steter Berücksichtigung der Ergebnisse, die bereits von anderweitig ausgeführten Versuchen vorliegen, und der bereits bekannten theoretischen Arbeiten über das einschlägige Gebiet.

Im Sinne des eingangs wiedergegebenen Antrages trat der Ausschuß zunächst an die betreffenden staatlichen Zentralstellen, an die autonomen Behörden und an die größeren Fachvereine mit der Einladung heran, sich an den Arbeiten des Ausschusses zu beteiligen und zu diesem Zwecke Vertreter in denselben zu entsenden. In Anerkennung der Wichtigkeit der beabsichtigten Arbeiten wurde dieser Einladung entsprochen und es wurden delegiert:

Vom k. u. k. Kriegsministerium:

Julius Mardl, k. u. k. Oberst des Geniestabes,

Konstantin Edler von Ceipek, k. u. k. Hauptmann;

vom k. k. Handelsministerium:

Johann Pachnik, k. k. Oberbaurat,

Dr. Friedr. Postuvanschitz, k. k. Baurat;

vom k. k. Eisenbahnministerium:

Julius Hübner, k. k. Ministerialrat;

vom k. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten:

Karl Haberkalt, k. k. Ministerialrat,

Adalbert Stradal, k. k. Oberbaurat;

vom niederösterreichischen Landesausschusse:

Franz Berger, Landes-Oberbaurat;

vom österreichischen Betonvereine:

Eduard Ast, Ingenieur und Bauunternehmer,

Ludwig Roth, beh. aut. Bauingenieur und Bauunternehmer.

Der Eisenbeton-Ausschuß hatte nach den voraufgezählten Entsendungen, nach den in der Vollversammlung des Vereines vorgenommenen Wahlen und infolge der im Laufe der Beratungen vom Ausschusse selbst vorgenommenen Kooptationen schließlich folgende Zusammensetzung:

Ast Eduard, Ingenieur und Bauunternehmer,

Berger Franz, Landes-Oberbaurat,

Blodnig Martin, Ingenieur,

Brausewetter Viktor, Ingenieur und Bauunternehmer.

- Ceipek Konstantin, Edler von, k. u. k. Hauptmann,
 Emperger, Dr. Fritz von, k. k. Oberbaurat, beh. aut. Bauingenieur,
 Gröger Hugo, beh. aut. Bauingenieur und Bauunternehmer,
 Haberkalt Karl, k. k. Ministerialrat,
 Hanisch August, k. k. Oberbaurat und Professor, Vorstand der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinenmaterial am k. k. technologischen Gewerbemuseum in Wien,
 Heß, Dr. Ludwig, Professor an der k. k. Staatsgewerbeschule in Brünn,
 Hofmann Richard, Ingenieur,
 Holzer Ferdinand, Baudirektor der k. k. priv. Südbahngesellschaft,
 Hořovsky Zdenko, technischer Direktor der Prager Eisenindustrie- und der böhm. Montan-Gesellschaft.
 Hübner Julius, k. k. Ministerialrat,
 Janesch Raimund, beh. aut. Bauingenieur und Bauunternehmer,
 Kirsch Bernhard, k. k. Professor und Vorstand des mechanisch-technischen Laboratoriums an der k. k. technischen Hochschule in Wien,
 Kluge Konrad, Ingenieur,
 Mandl Julius, k. u. k. Oberst des Geniestabes,
 Melan Josef, Dipl. Ingenieur, k. k. Hofrat und Professor an der deutschen technischen Hochschule in Prag,
 Milankovitch, Dr. Milutin, Ingenieur,
 Nähr Karl, k. k. Bau-Oberkommissär,
 Nemetschke Rudolf, Ingenieur und Bauunternehmer,
 Pachnik Johann, k. k. Oberbaurat,
 Pfeuffer Franz, k. k. Baurat, Zentral-Inspektor der k. k. Staatsbahnen,
 Pierus Theodor, Generaldirektor der Perlmooser Portlandzementfabriks-Aktiengesellschaft,
 Postuvanschitz, Dr. Friedrich, k. k. Baurat, Dozent der Hochschule für Bodenkultur,
 Prochaska Al., Edler von Mühlkampf, k. u. k. Major des Geniestabes,
 Roth Ludwig, beh. aut. Bauingenieur und Bauunternehmer,
 Saliger, Dr. Rudolf, k. k. Professor an der technischen Hochschule in Wien,
 Spitzer Joseph Ant., Ingenieur,
 Stöckl Karl, k. k. Ministerialrat,
 Stradal Adalbert, k. k. Oberbaurat,
 Swetz Alexander, städtischer Baurat,
 Thullie, Dr. Max Ritter von, k. k. Hofrat und Professor an der technischen Hochschule in Lemberg,
 Zuffer Josef, k. k. Hofrat.

Bei der Konstituierung des Ausschusses wurden gewählt als

Obmann: Pfeuffer;

Obmannstellvertreter: Brausewetter und Stöckl;

Schriftführer: Roth und Nähr.

Zum lebhaften Bedauern des Ausschusses sah sich Zentralinspektor Baurat Franz Pfeuffer im Jahre 1910 infolge einer Änderung seiner Dienstverhältnisse und der dadurch bedingten außergewöhnlichen Beanspruchung durch Amtsgeschäfte genötigt, die Obmannschaft niederzulegen; an seine Stelle trat Brausewetter, während auf den Platz des Obmannstellvertreters Dr. v. Emperger nach dem Hinscheiden des Ministerialrates Stöckl berufen wurde.

Im Verlaufe seiner Tätigkeit erlitt der Ausschuß durch den Tod der Mitglieder Hofrat Zuffer, Oberst Mandl und Ministerialrat Stöckl einen schweren Verlust. Es ist Pflicht des Ausschusses, an dieser Stelle dankbar des regen Eifers zu gedenken, mit dem die genannten Herren ihre reichen Kenntnisse und Erfahrungen in den Dienst der Arbeiten des Ausschusses gestellt haben. Der Ausschuß wahrt den verstorbenen Mitgliedern in Anerkennung ihrer verdienstvollen Tätigkeit ein ehrendes Andenken.

An Stelle des verstorbenen Mitgliedes Oberst Julius Mandl wurde vom k. u. k. Kriegsministerium Al. Prochaska Edler von Mühlkampff, k. u. k. Major des Geniestabes, in den Ausschuß delegiert.

Ingenieur Dr. Milankowitsch erhielt bald nach dem Beginne der Ausschußtätigkeit einen Ruf an die Universität in Belgrad und nahm von da ab an den weiteren Arbeiten des Ausschusses nicht mehr teil.

Bei der Aufstellung des Arbeitsprogrammes galt es zunächst, das durch die Versuche aufzuhellende Gebiet entsprechend abzugrenzen. Maßgebend hierfür waren nicht nur die zur Verfügung stehenden Mittel, sondern vor allem der Wunsch, gewisse Fragen zu beantworten, die in ihren mannigfachen Beziehungen zu den verschiedenen Projektierungs- und Ausführungsbestimmungen für Tragwerke aus Eisenbeton namentlich für die Baupraxis von Wichtigkeit, bisher entweder noch nicht genügend geklärt (Knickkoeffizient bei Säulen, Einfluß der Rippenentfernung auf die Plattenbreite bei Rippenbalken etc.) oder überhaupt noch nicht auf dem Wege des Versuches berührt worden sind (Wirkung der Einspannung etc.).

War damit der Rahmen geschaffen, der die Arbeiten des Eisenbetonausschusses einzuschließen hatte, so ist wieder für deren besondere Anlage und Durchführungsart der grundlegende Beschluß bestimmend gewesen, die Versuche durchaus baumäßig zu gestalten. Insbesondere sollten die Herstellungen der Versuchskörper ganz ähnlich wie bei einem solide und fachgemäß geführten Bau erfolgen und die Abmessungen den in der Praxis vorkommenden Verhältnissen möglichst entsprechen.

Diesem Grundsätze getreu ist bei den Herstellungsarbeiten von allen Gepflogenheiten abgesehen worden, die mit dem Begriffe „Laboratoriumsversuche“ gemeinlich verknüpft sind wie etwa die Verwendung besonders geschulter Arbeitskräfte, besondere, qualitätsmäßige Auswahl der Baustoffe, unverrückbar festgesetzte Wasserzusätze, strenge Regelung der Zahl und Stärke der Stampfstöße, Besonderheit der Schalungsformen usw.

Die auf dem Versuchsplatze des Eisenbetonausschusses vorsätzlich geschaffenen Bedingungen waren vielmehr derart, daß alle baulichen Ausführungen wohl immer unter strenger und fachkundiger Aufsicht und unter Bedachtnahme auf einen praktisch überhaupt erreichbaren Grad von Gleichartigkeit, sonst aber unter Verhältnissen erfolgten, wie sie auch in der Baupraxis gegeben sind.

So wurden zur Betonierung großenteils Tagelöhner verwendet, die mit der ihnen obliegenden Arbeit erst vertraut gemacht werden mußten; die Menge des Mischwassers war nicht durch eine unabänderliche Prozentzahl festgelegt, sondern durfte von Fall zu Fall entsprechend der wechselnden Feuchtigkeit der Luft innerhalb gewisser Grenzen nach Ermessen des Versuchsleiters gewählt werden. Hinsichtlich der Stampfarbeit war nur vorgeschrieben, daß sie zur Erzeugung eines sogenannten plastischen Betons führen müsse, der durch seine charakteristische Konsistenz für den Praktiker ja genügend gekennzeichnet ist. Schließlich waren auch mit Ausnahme der zur Herstellung der Würfel dienenden Stahlgußformen die Schalungen durchaus baugemäß. Wohl waren die Innenflächen der Schalungswände zumeist gehobelt und die einzelnen Bestandteile der Schalung zur Einhaltung der theoretisch geforderten Form möglichst genau aneinander gepaßt, es wurden aber zur Erreichung dieses Zieles keinerlei Vorkehrungen getroffen, die nicht auch auf einem solide geführten Bau üblich wären.

Größere Sorgfalt ist darauf verwendet worden, daß die Einlageeisen die vorgeschriebenen Abstände von einander und von den Betonoberflächen besaßen. Die in diesem Belangen getroffenen Maßnahmen sind in den folgenden Einzelberichten noch besonders erwähnt.

Es ist ja sicher, daß eine strenge Bedachtnahme auf alle voraufgezählten, bei Laboratoriumsversuchen strenge beobachteten Umstände eine gewisse Gleichartigkeit in der Beschaffenheit der Probekörper verbürgt und daß sie somit manche Verschleierung der Versucherscheinungen hintanhält. Eine derartig strenge Versuchsform wird aber nur dort vonnöten sein, wo es sich um die Beantwortung von ganz eng umrissenen, sozusagen eine Einzelheit darstellenden Fragen handelt wie etwa um die Bestimmung des Einflusses, den die Korngröße des Zuschlagmaterials unter sonst gleichen Umständen auf die Druckfestigkeit des Betons besitzt, oder beispielsweise um die Ermittlung der Wirkung, die verschiedene Zementgattungen im vorgenannten Sinne auszuüben vermögen usw.

Einen Aufschluß über die tatsächlichen auf Baustellen unter Anwendung der in der Praxis üblichen Verfahren erzielbaren Festigkeitsverhältnisse vermögen Laboratoriumsversuche indes nicht zu geben. Hier müssen, sofern die Ergebnisse auch für die Praxis wertvolle Rückschlüsse gestatten sollen, Versuche einsetzen mit Versuchskörpern, die nicht nur baumäßig hergestellt, sondern auch in den Abmessungen so gehalten sind, daß sie den auf dem Baue wirklich vorkommenden Verhältnissen entsprechen.

Das Arbeitsprogramm umfaßte folgende Versuche:

1. Versuche über die Tragfähigkeit von Säulen.

Durch sie sollte der Einfluß klargestellt werden, den Höhe, Bewehrungsart und Stärke, Erhärtungsdauer, Mischungsverhältnis, Lagerung bei der Belastung (Flächen- oder Spitzenlagerung), Belastungsart (zentrisch oder exzentrisch) usw. auf die Tragfähigkeit der Säulen nehmen.

2. Versuche über die Tragfähigkeit der Platten.

Sie bezweckten die Feststellung der Festigkeitsverhältnisse kreuzweise bewehrter Platten bei verschiedener Auflagerungsart (auf zwei oder vier Seiten) und Lastanordnung (gleichförmig verteilt oder mit Einzellast in der Mitte).

3. Versuche über das Verhalten von an den Enden „eingespannten“ Eisenbetonbalken.

Sie dienten der Beantwortung der noch ganz offenen Frage, in welchem Ausmaße bei eingemauerten (übermauerten) Eisenbetonbalken auf eine Einspannungswirkung gerechnet werden kann. Außer den in der praktisch üblichen Art eingemauerten Balken wurden vergleichsweise auch freiaufliegende Balken, an den Enden durch eine Einzelkraft belastete Balken, Kragbalken und rahmenartige Tragwerke auf ihre Tragfähigkeit untersucht.

4. Versuche über den Einfluß der Rippenentfernung bei Plattenbalken auf deren Tragfähigkeit.

Durch Parallelversuche, vorgenommen an Plattenbalken mit verschiedener Rippenentfernung, sollte ein Beitrag zu der wichtigen Frage geliefert werden, bis zu welchem Abstände der Tragrippen die ganze Plattenbreite als mitwirkend in Rechnung gestellt werden darf.

5. Versuche über den Einfluß der Bewehrung auf die nach den üblichen Verfahren rechnerisch zu ermittelnde Biegunzugfestigkeit des Betons.

6. Versuche zur Ermittlung der Druck-, Zug- und Biegunzugfestigkeit des Betons.

Diese Versuchsreihe sollte die Festigkeitseigenschaften des zu den Versuchen 1 bis 5 verwendeten Betons feststellen und hatte demnach die Untersuchung aller verwendeten Betongattungen in den entsprechend gleichen Mischungsverhältnissen und Erhärtungszeiten zu umfassen.

7. Versuche über die Volumsänderung des bewehrten Betons.

Hier sollte das sogenannte „Schwinden“ des Betons bei Lufterhärtung durch Messen der Längenänderungen an entsprechenden Probekörpern von verschiedener Mischung und verschieden langer Erhärtung zahlenmäßig bestimmt werden.

8. Versuche mit Kontrollbalken.

Diese Versuchsreihe ist eine nachträgliche Erweiterung des erst aufgestellten Arbeitsplanes. Sie hatte den Zweck, klarzulegen, ob durch möglichst einfach

vorzunehmende Biegeproben an Eisenbetonbalken mit verhältnismäßig kleinen also nicht baumäßigen Abmessungen (Kontrollbalken) verlässliche Aufschlüsse über die Festigkeitseigenschaften des Betons gewonnen werden können. Auch die zweckmäßigste Form, Größe und Bewehrungsart solcher Balken war durch diese Versuche festzustellen.

Erst auf Grund dieses Arbeitsprogrammes und eines darauf bezüglichen Kostenvoranschlages wandte sich der österreichische Ingenieur- und Architektenverein im Jahre 1907 an die staatlichen und autonomen Landesbehörden, an die Gemeindeverwaltungen größerer Städte, an die industriellen Verbände und Institute, wie auch an Einzelpersonen und stellte unter Hinweis auf die Wichtigkeit der geplanten Versuche für das öffentliche und private Bauwesen die Bitte um materielle Unterstützung zur Deckung der veranschlagten Kosten.

Dieser Aufruf hatte den erwünscht erfreulichen Erfolg, so daß im Frühjahr des Jahres 1908 mit der praktischen Durchführung der geplanten Arbeiten begonnen werden konnte.

Die Natur solcher Versuche bringt es aber mit sich, daß während des Ganges der Untersuchungen trotz grundsätzlichem Festhalten an den Hauptumrißlinien des ursprünglichen Programmes von diesem nicht bloß in den Einzelheiten abgewichen werden muß, sondern daß sich in einzelnen Fällen auch Erweiterungen des erst aufgestellten Programmes hinsichtlich besonderer Punkte als zweckmäßig, ja als notwendig erweisen, wenn anders der angestrebte Erfolg in befriedigender Weise auch tatsächlich erreicht werden soll.

Bei den in Rede stehenden Fragen galt dies umsomehr, als hier häufig erst Versuchsbedingungen auf Grund von Vorversuchen ermittelt, manche Proben, die sich als Fehlversuche erwiesen hatten, wiederholt werden mußten und endlich durch Veränderung der Versuchform erst vielfach Licht in noch nicht genügend geklärte Fragen zu bringen war.

Alle diese Umstände haben sich naturgemäß auch im Laufe der Arbeiten des Eisenbeton-Ausschusses geltend gemacht, so daß nahezu sämtliche Abteilungen des erst aufgestellten Arbeitsprogrammes wesentliche Erweiterungen erfahren mußten.

Auf diese Weise ergab sich im Jahre 1910 die Notwendigkeit, nochmals an die vorausgezählten Kreise mit dem Ersuchen um entsprechende Unterstützung heranzutreten, damit der Ausschuß in die Lage versetzt werde, die im Zuge befindlichen Versuche abzuschließen.

Dank der Opferwilligkeit der beteiligten Kreise hatte auch dieses Ersuchen den gewünschten Erfolg und es konnten alle Arbeiten in dem in Aussicht genommenen Umfange durchgeführt werden.

Die dem Eisenbeton-Ausschuß seitens Behörden, Gemeindeverwaltungen, Vereinen, Unternehmungen und Einzelpersonen zuteil gewordene Förderung bestand aber nicht bloß in der Überweisung von Geldspenden, sie gelangte auch in der kostenlosen Lieferung der erforderlichen Rohmaterialien (Zement, Eisen, Ziegel), in der leihweisen Überlassung von Maschinen, Geräten, Belastungs-

material und in der unentgeltlichen oder preisermäßigten Beistellung von Hilfskonstruktionen zum Ausdruck.

Die nachstehende Liste enthält das Verzeichnis der geldlichen Beitragsleistungen, sowie die Angabe jener Firmen, welche in der letztgenannten Weise die Versuche unterstützten.

Beitragsleistungen für die Versuchsarbeiten des Eisenbetonausschusses.

Ministerien, Behörden und Ämter.

K. u. k. Kriegsministerium	5.000 K
Marine-Sektion des k. u. k. Kriegsministeriums	100 „
K. k. Ministerium des Innern	5.000 „
K. k. Handelsministerium	6.000 „
K. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten.	5.000 „
K. k. Eisenbahnministerium	6.000 „
K. k. Ackerbauministerium	1.000 „
Landesausschuß von Nieder-Österreich	300 „
Landesausschuß von Ober-Österreich	600 „
Landesausschuß von Schlesien	300 „
N.-Ö. Donau-Regulierungs-Kommission	1.000 „
Kommission für die Wiener Verkehrsanlagen	500 „
Nieder-Österreichische Handels- und Gewerbekammer	500 „
Handels- und Gewerbekammer von Salzburg	200 „

Stadtgemeinden:

Stadtgemeinde Wien	5.500 K
Stadtgemeinde Linz	100 „
Stadtgemeinde Salzburg	300 „
Stadtgemeinde Brünn	500 „
Stadtgemeinde Troppau	200 „
Bürgermeisteramt Bielitz	50 „
Magistrato Civico, Triest	1.000 „

Eisenbahngesellschaften.

K. k. priv. Südbahn	2.000 K
Priv. österr.-ung. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft	1.000 „
Österreichische Nordwestbahn	1.000 „
Aussig-Teplitzer-Eisenbahn	400 „
A. priv. Buschtehrader Eisenbahn	350 „
Fürtrag	43.900 K

Industrielle Verbände, Unternehmungen und Private.

	Übertrag . . .	43.900 K
Verein der Österreichischen Zement-Fabrikanten		15.000 „
Österreichischer Betonverein		12.000 „
Königshofer Zementfabrik		1.000 „
Österreichische Siemens-Schuckert-Werke		200 „
Oswald Ziwotski		200 „
Fürst Schwarzenberg		150 „
Wiener Baugesellschaft		100 „
Johann Schrems, Lambach.		60 „
A. Lanna, Prag		50 „
Karl Rieß		50 „
Albert Paar		40 „
Adolf Hofbauer		20 „
Viktor Fiala		10 „
Oskar Laske		10 „
Schratz & Sohn, Linz-Urfahr		10 „
	Summe . . .	72.800 K

Verzeichnis der Firmen,

welche durch kostenlose Beistellung von Materialien, unentgeltliche Arbeitsleistungen sowie leihweise Überlassung von Maschinen, Werkzeugen, Instrumenten usf. den Ausschuß unterstützten. (In alphabetischer Reihenfolge.)

Ast & Co., Betonbauunternehmung, Wien.

St. Egydyer Eisen- und Stahlindustrie-Gesellschaft.

Fischmann & Co., Betonbauunternehmung, Brünn.

J. Gridl, Brückenbauanstalt und Eisenkonstruktionswerkstätte, Wien.

Janesch & Schnell, Betonbauunternehmung, Wien.

Königshofer Zementfabrik-Aktiengesellschaft, Königshof.

Pittel & Brausewetter, Betonbauunternehmung, Wien.

H. Rella & Co., Betonbauunternehmung, Wien.

N. Rella & Neffe, Betonbauunternehmung, Wien.

Siemens & Halske, Kabelwerke, Wien.

Skodawerke A.-G., Pilsen.

R. Ph. Waagner, L. & J. Biro & A. Kurz, A.-G., Brückenbauanstalten, Eisen-
gießerei und Kesselschmiede, Wien.

Wayss, Freytag & Meinong, Betonbauunternehmung, Wien.

Wienerberger Ziegelfabriks- und Baugesellschaft, Wien.

Winiwarter G., Blech- und Bleiwaren-Fabrik, Wien.

Die detaillierte Darstellung der geleisteten Arbeiten und Lieferungen bleibt den betreffenden Einzelberichten vorbehalten.

Über die Kosten der Versuche wird in einem Anhange zu den Berichten noch eingehend Aufschluß gegeben werden. Eine endgültige Zusammenstellung dieser Kosten ist jetzt schon aus dem Grunde nicht möglich, weil die Versuche zum Zeitpunkte des Erscheinens dieses Berichtsheftes noch nicht abgeschlossen sind.

Es ist nun Pflicht des Eisenbetonausschusses, schon an dieser Stelle den herzlichsten Dank allen hohen k. k. Zentralstellen, Behörden, Verwaltungen, Vereinen, Firmen und Personen auszusprechen, welche durch ihre tatkräftige Unterstützung die Durchführung der Versuche und damit die Erreichung des angestrebten Zweckes ermöglicht haben: Die Förderung der wissenschaftlichen und praktischen Erkenntnis auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

Besonderen Dank schuldet der Eisenbeton-Ausschuß dem Vorstände des mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien, Professor *Bernhard Kirsch*, und dem Vorstände der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinenmaterial am k. k. Technologischen Gewerbemuseum in Wien, k. k. Oberbaurat Professor *August Hanisch*, welche Herren sich in alle jene Arbeiten des Ausschusses teilten, die nur in einem Laboratorium durchgeführt werden können. So übernahm Professor *Bernhard Kirsch* sämtliche Säulenproben, die Durchführung der unter 2 und 5 (Seite 8) angeführten Versuchsserien, zahlreiche Zement- und Eisenproben, während Oberbaurat Professor *August Hanisch* die unter 6 aufgezählten Qualitätsproben, die zu 8 gehörigen Würfelproben nebst zahlreichen Prüfungen der verschiedensten Art (Eisenproben, Sandstrahlproben etc.) in dem unter seiner Leitung stehenden, zweitgenannten Laboratorium erledigte.

Den Herren Beamten und Angestellten der genannten Institute, die im Auftrage der Vorstände bei der Durchführung der Arbeiten tätig waren, sei gleichfalls an dieser Stelle der wärmste Dank ausgesprochen. Der gleiche Dank sei auch allen Herren Ingenieuren sowie jenen Herren zum Ausdrucke gebracht, die sich bei den Versuchsarbeiten in Heiligenstadt und Prag, wo oft eine große Anzahl von wissenschaftlich gebildeten Beobachtern erforderlich war, helfend betätigten. Die Namensnennung bleibt den entsprechenden Einzelberichten vorbehalten.

Im besonderen ist hier auch noch des außerordentlichen Entgegenkommens zu gedenken, welches das k. k. Handelsministerium dem Ausschusse bewies, indem es einem Ansuchen des Eisenbetonausschusses bzw. des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines bereitwilligst entsprechend dem Ausschußmitgliede Bauoberkommissär Ingenieur *Karl Nähr* die Leitung und Überwachung sämtlicher Arbeiten des Eisenbeton-Ausschusses auf dem Heiligenstädter Versuchsplatze gestattete. Der energischen und zielbewußten Tatkraft des genannten Herrn, der sich den vielfältigen, anstrengenden und mühevollen Arbeiten mit unermüdlichem Eifer und besonderer Sachkenntnis unterzog, ist es zu danken, daß die Durchführung der Versuche programmäßig erfolgte und mit den zur Verfügung stehenden Mitteln das Auslangen gefunden werden konnte.

Nur mit Hilfe so vielfacher Unterstützungen, die den Ausschuß vor mehr oder minder kostspieligen Investitionen bewahrten und es möglich machten, die eingelaufenen Barspenden ausschließlich für die Beschaffung der noch fehlenden Materialien wie Holz, Sand etc., für Miete und Einrichtung der Versuchsplätze und deren Überwachung, für Werkzeuge, Transporte, Arbeitslöhne, Instrumente, Beheizung usw. aufzubrauchen, während die einen großen Aufwand an Zeit und Mühe erfordernde Vorbereitung, Leitung und Durchführung der Versuche selbst, sowie die wissenschaftliche Bearbeitung des Beobachtungsmateriales von den Ausschußmitgliedern in uneigennützig Weise kostenlos besorgt wurden, konnte mit den verhältnismäßig geringen Geldmitteln das Auslangen gefunden werden.

Zur Durchführung der Arbeiten ward ein eigener Arbeitsausschuß eingesetzt mit folgenden Mitgliedern:

Obmann: Brausewetter,

Obmannstellvertreter: Stöckl, Dr. v. Emperger,

Schriftführer: Nähr,

Kasseverwalter: v. Ceipek, Dr. Postuvanschitz,

Beisitzende: Ast, Gröger, Haberkalt, Hanisch, Janesch,
Kirsch, Melan, Nemetschke, Roth, Dr. Saliger, Spitzer,
Swetz, Dr. v. Thullie.

Im Laufe der Arbeiten des Ausschusses hat sich dann eine weitere Unterteilung nach besonderen Arbeitsgruppen als notwendig herausgestellt, deren jede eines der auf Seite 8 aufgezählten und in sich abgeschlossenen Gebiete des Arbeitsplanes als besonderen Tätigkeitsbereich zugewiesen erhielt.

Aufgabe dieser Arbeitsgruppen war es auch, dem Arbeitsausschusse über alle für den ungehinderten Fortgang der Versuche wie auch zu deren weiterem Ausbau sich als notwendig ergebenden Forderungen wissenschaftlicher und materieller Natur fortlaufend Bericht zu erstatten und dabei die erforderlich erscheinenden Anträge zu stellen.

Solche besondere Arbeitsgruppen waren die folgenden:

- a) für die Versuchsreihen 1 und 2 (Tragfähigkeit von Säulen und Platten): Haberkalt, Kirsch, Spitzer;
- b) für die Versuchsreihe 3 (Verhalten von „eingespannten“ Balken): Dr. v. Emperger, Kirsch, Nemetschke; diese Arbeitsgruppe kooptierte später behufs Mitwirkung bei den Versuchen mit „Rahmen“ Dr. Saliger;
- c) für die Versuchsreihe 4 (Einfluß der Rippenentfernung bei Plattenbalken auf deren Tragfähigkeit): Melan, Dr. Postuvanschitz, Dr. Saliger;
- d) für die Versuchsreihen 5, 6 und 7 (Versuche über die Festigkeit und über die Volumsänderung von bewehrtem und unbewehrtem Beton): Haberkalt, Hanisch, Kirsch;

e) für die Versuchsreihe 8 (Kontrollbalken): Dr. v. Emperger, Gröger, Haberkalt, Nähr, Dr. Postuvanschitz, Dr. Saliger, Spitzer.

Für die Beschaffung der erforderlichen Materialien sorgte ein besonderer Unterausschuß, dem die Herren v. Ceipek, Haberkalt, Nähr und Swetz angehörten; derselbe betätigte sich auch bei den Übernahmen in den Zementfabriken und Hüttenwerken.

Die Versuche wurden in den Jahren 1909 bis 1912 durchgeführt. Die Ergebnisse derselben erscheinen in Einzelberichten zusammengefaßt, die für jede Versuchsreihe von einem Mitgliede der betreffenden Arbeitsgruppe verfaßt worden sind. Die Aufgabe der Berichterstattung haben in dankenswerter Weise übernommen: Für die Versuchsreihe 1: Spitzer; für die Versuchsreihe 2, 5 und 7: Kirsch; für die Versuchsreihe 3: Dr. v. Emperger; für die Versuchsreihe 4: Melan; für die Versuchsreihe 6: Hanisch und für die Versuchsreihe 8: Nähr und Dr. Postuvanschitz.

Mit allen auf die Schlußredaktion und auf die Drucklegung der Einzelberichte bezug habenden Arbeiten war ein besonderer Redaktions-Ausschuß betraut, dem die Herren Haberkalt (Obmann), Dr. v. Emperger (Obmannstellvertreter), Nähr (Schriftführer), Hanisch, Kirsch, Dr. Postuvanschitz, Dr. Saliger und Spitzer angehörten.

Wien, im November 1911.

Für den Ausschuß
der Obmann:
Ingenieur Viktor Brausewetter.

Verwendete Baustoffe und deren Prüfung.

Bericht erstattet von

INGENIEUR KARL NÄHR,

k. k. Bau-Oberkommissär.



A. Einrichtung des Versuchsplatzes in Heiligenstadt.

Die mit dem vielgestaltigen und weitgreifenden Arbeitsplane des Eisenbetonausschusses verbundenen, umfangreichen Betonierungsarbeiten und die Erprobungen eines großen Teiles der Versuchskörper, die, als Bauversuche gedacht, nicht in Laboratorien durchgeführt werden konnten, ergaben die Notwendigkeit, einen eigenen Versuchsplatz mit allem erforderlichen Zubehör wie Bureauräumlichkeiten, Magazinen, gedecktem Arbeitsraum etc einzurichten.

Ursprünglich hatte der Plan bestanden, sämtliche Versuche des Eisenbetonausschusses nur in Wien durchzuführen und damit nicht nur die Einheitlichkeit der Herstellungsarbeiten und der Versuchsdurchführungen, sondern auch die größtmöglichste Sparsamkeit zu gewährleisten.

In der Folge mußte indes auch noch in Prag ein Versuchsplatz beschafft und ausgerüstet werden mit Rücksicht auf Hofrat Professor J. M e l a n, der in Prag wohnhaft nur dann in der Lage war, die Abwicklung der Versuchsreihe 4 (Plattenbalken) zu übernehmen, wenn die Versuche in Prag abgeführt würden.

Die Einrichtung des Prager Versuchsplatzes, dessen Territorium von dem Prager Platzkommando in entgegenkommender Weise für die Dauer der Versuchsarbeiten dem Ausschusse kostenlos zur Verfügung gestellt wurde, war dem kurzen Bedarfszeitraume entsprechend naturgemäß äußerst einfach beschaffen. Es soll daher auch von einer Beschreibung dieser Einrichtungen hier abgesehen werden und dieselbe dem Sonderberichte über die Plattenbalkenversuche vorbehalten bleiben.

Ganz anders stand es um die Zwecke, denen der Versuchsplatz in Wien (Heiligenstadt) zu dienen hatte; hier mußte auf die Wahrscheinlichkeit einer mehrjährigen Dauer der Versuche Bedacht genommen werden.

In den Abbildungen 1 bis 6 ist der Versuchsplatz mit den darauf errichteten Baulichkeiten dargestellt. Letztere bestehen aus einem Arbeitsschuppen, einem Magazine und einer Kanzlei.

Die Anlage des bloß nach einer Seite hin offenen Arbeitsschuppen mit seinen reichlich großen Abmessungen erschien aus mehrfachen Gründen zweckmäßig. Unter dem Arbeitsschuppen konnte das zur Betonierung verwendete Zuschlagsmaterial nach Korngrößen gesondert und in immer gleichmäßiger Trockenheit aufbewahrt werden; die Einlageeisen und der in Säcken auf eigenen über dem Betonpflaster errichteten Holzbühnen lagernde Portlandzement waren hier vor den Unbilden der Witterung genügend geschützt. Auch die Mischarbeit konnte unbeeinflusst von Niederschlägen vor sich gehen und zu alledem blieb noch

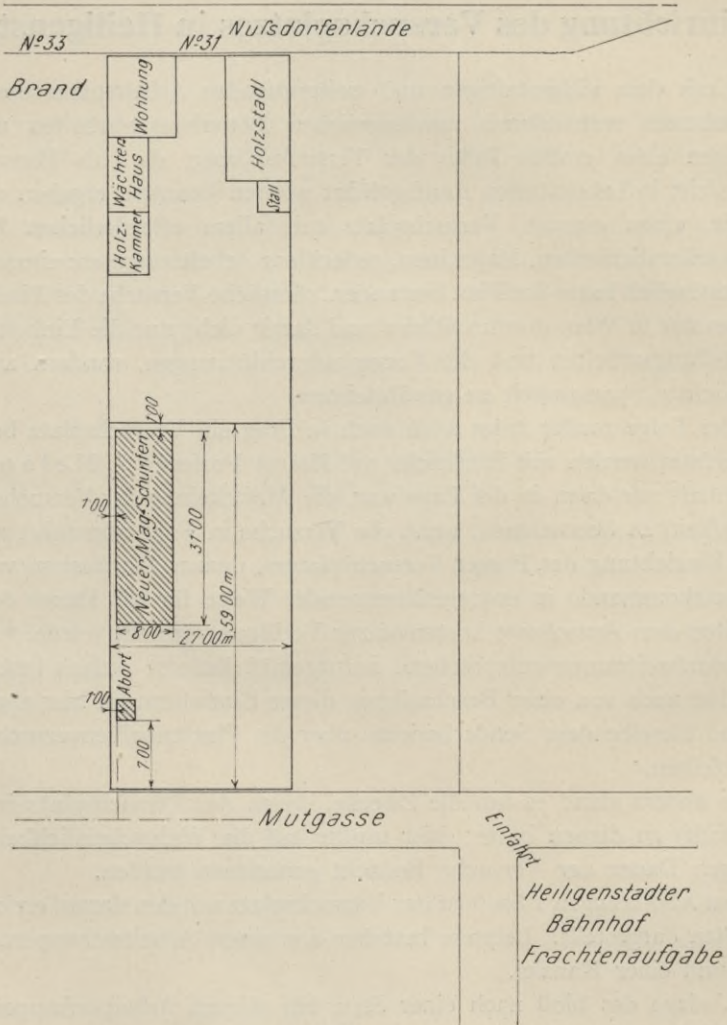
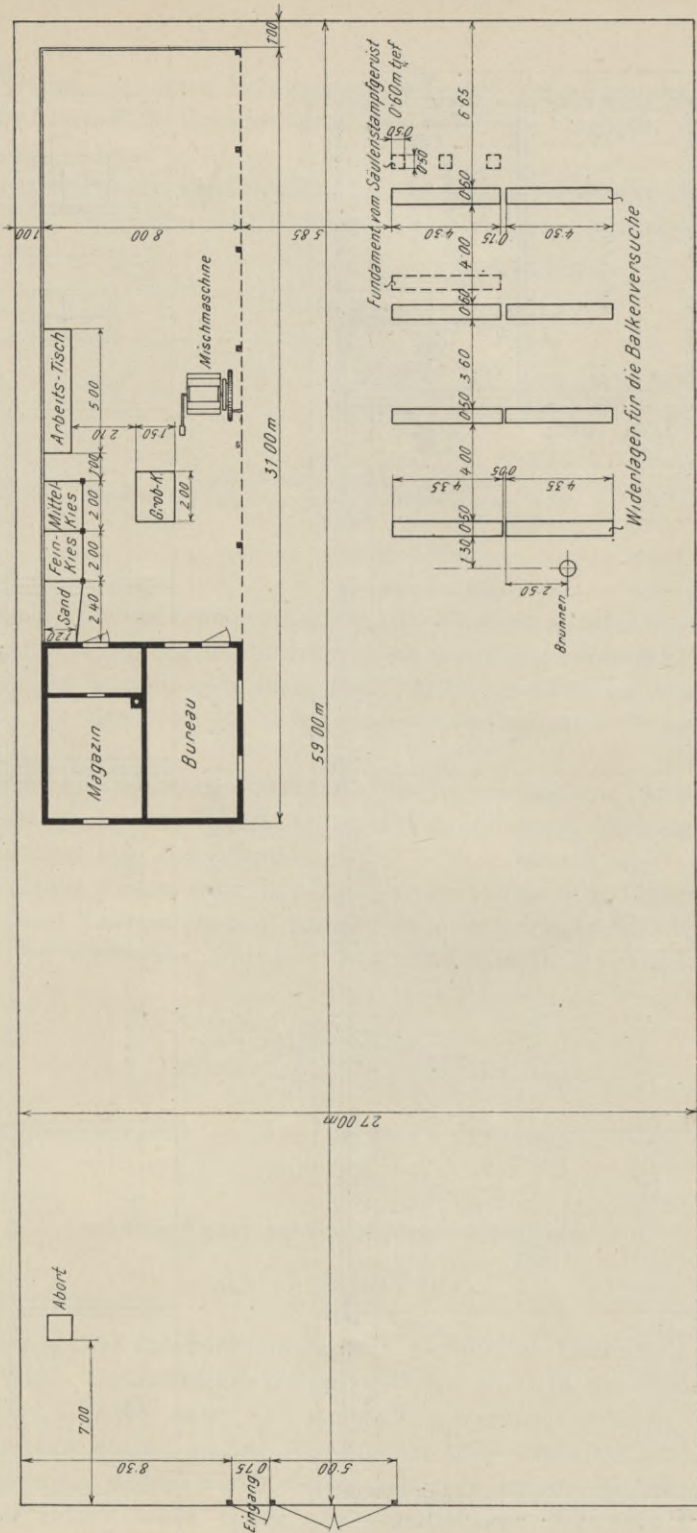


Abb. 1. Situation des Versuchsplatzes.



XIX. Bez. Mutgasse.

Abb. 2. Lageplan des Versuchsplatzes. 1 : 300.

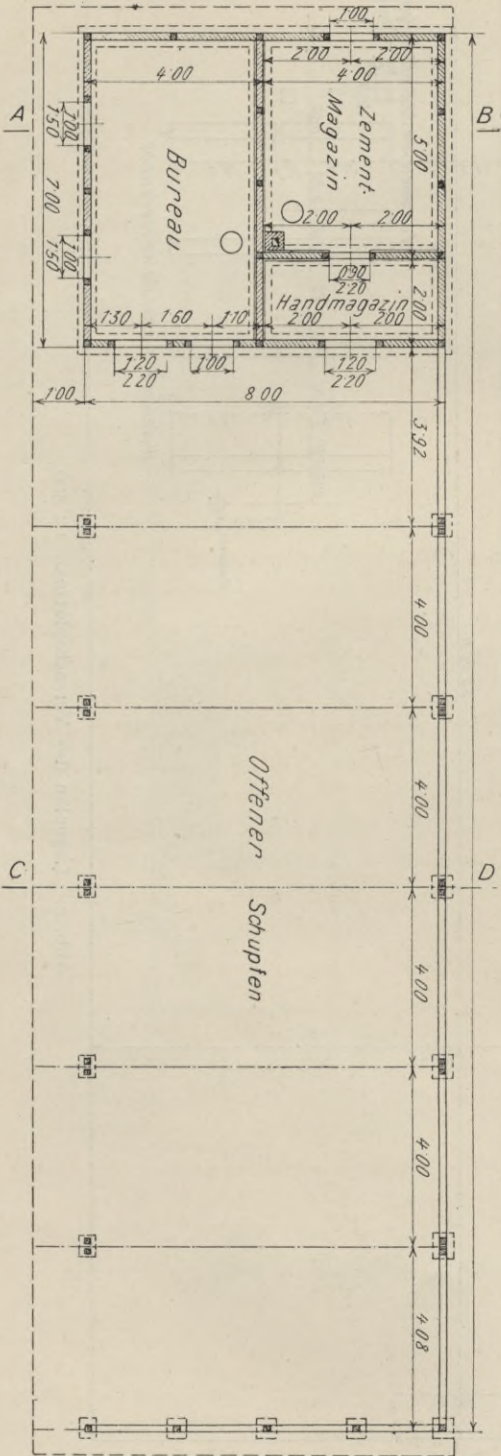


Abb. 4. Grundriß.

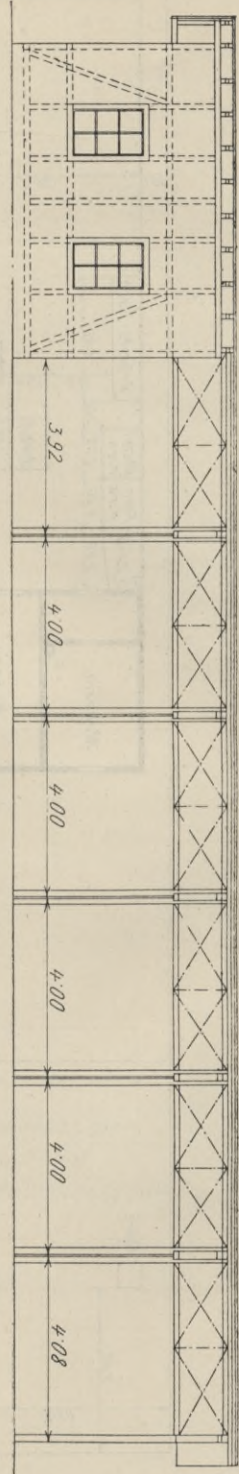


Abb. 3. Längenschnitt.

Abb. 3—6. Arbeitsschuppen.

hinlänglich Raum, um auch Schalungsarbeiten, das Vorrichten der Einlagen sowie kleinere Betonierungen wenn nötig unter dem Flugdache vornehmen zu können.

Im Situationsplane Abb. 2 ist die Anordnung der Widerlager angedeutet, welche den zu Programmpunkt 4 (Einspannungsversuche) gehörigen Balken

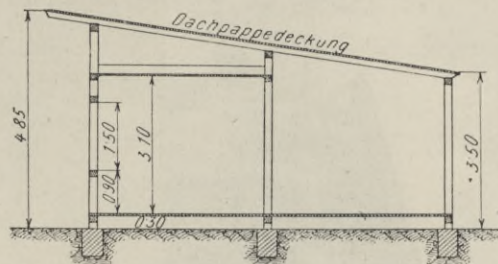


Abb. 5. Schnitt AB.

zur Auflagerung bzw. zur Einmuerung dienten. Mit ihnen konnten für sämtliche Balkenversuche das Auslangen gefunden werden, indem eine teilweise Erneuerung dieser Widerlager nur insoweit Platz griff, als die Einbringung eines neuen Balkens oder die Zerstörungen infolge eines vorangegangenen Versuches eine solche erforderte.

Die nicht unerheblichen Kosten für die Fundierung und Aufmauerung bzw. Aufbetonierung der Widerlager wurden durch diesen Vorgang auf ein möglichst geringes Maß eingeschränkt.

Die Wahl des Platzes in Heiligenstadt hat im Verlaufe der Versuche allerdings auch einen Nachteil ergeben, nämlich die nicht geringen Schwierigkeiten und Kosten, mit denen der Transport der großen, 3 m bis 7 m langen Säulen

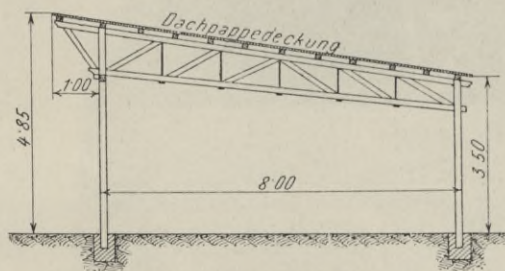


Abb. 6. Schnitt CD.

vom Bauplatze in das Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien verbunden war. Die anfänglich gehegten Bedenken, daß die Säulen dabei Schaden leiden könnten, haben sich indes als unbegründet erwiesen, und der für die Transporte nötige, größere Aufwand an Mühe und Geld ist jedenfalls weitaus aufgewogen worden durch die mannigfachen anderen Vorteile, die der Versuchsplatz infolge seiner Größe, der unmittelbaren Nähe des Frachten-

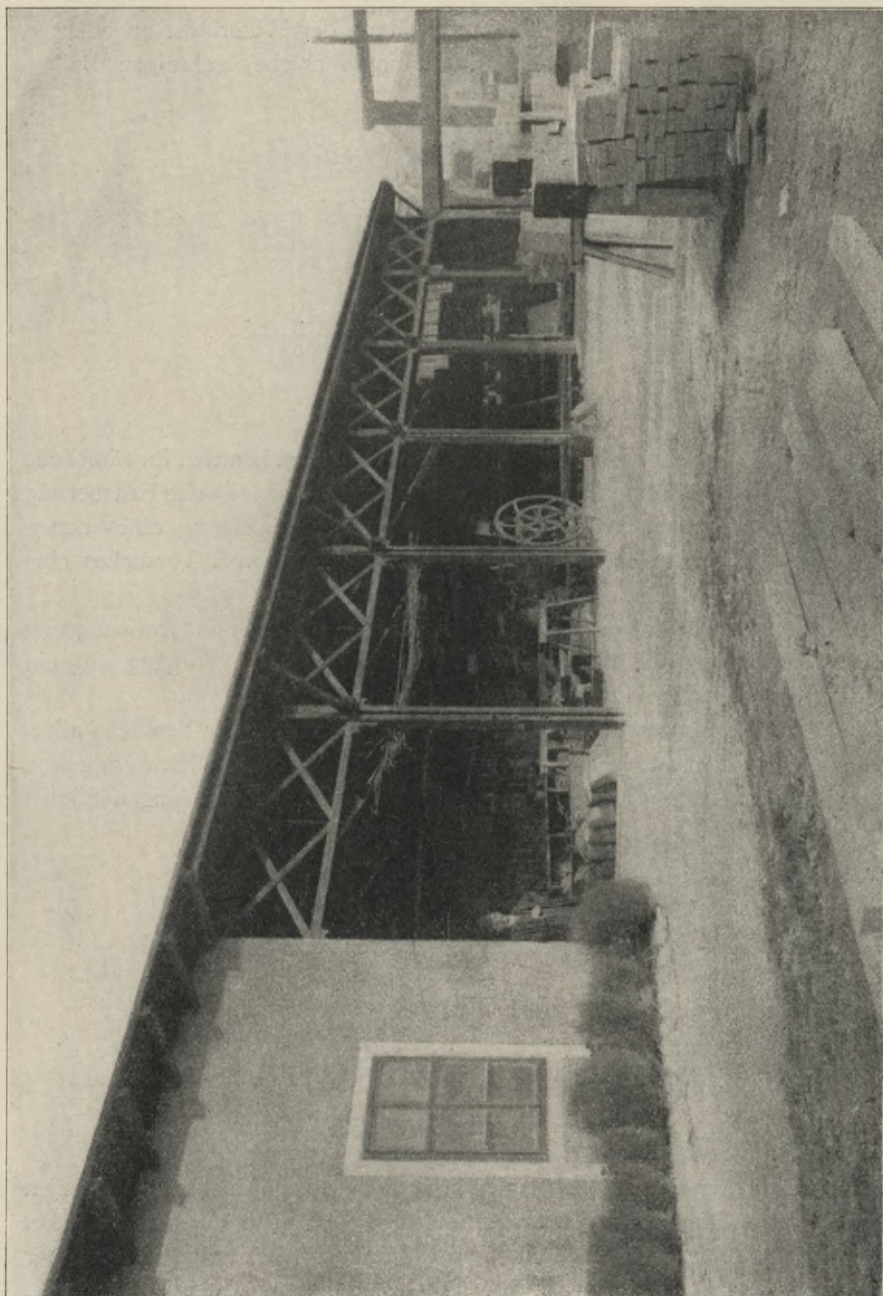


Abb. 7. Schaubild des Arbeitsschuppens.

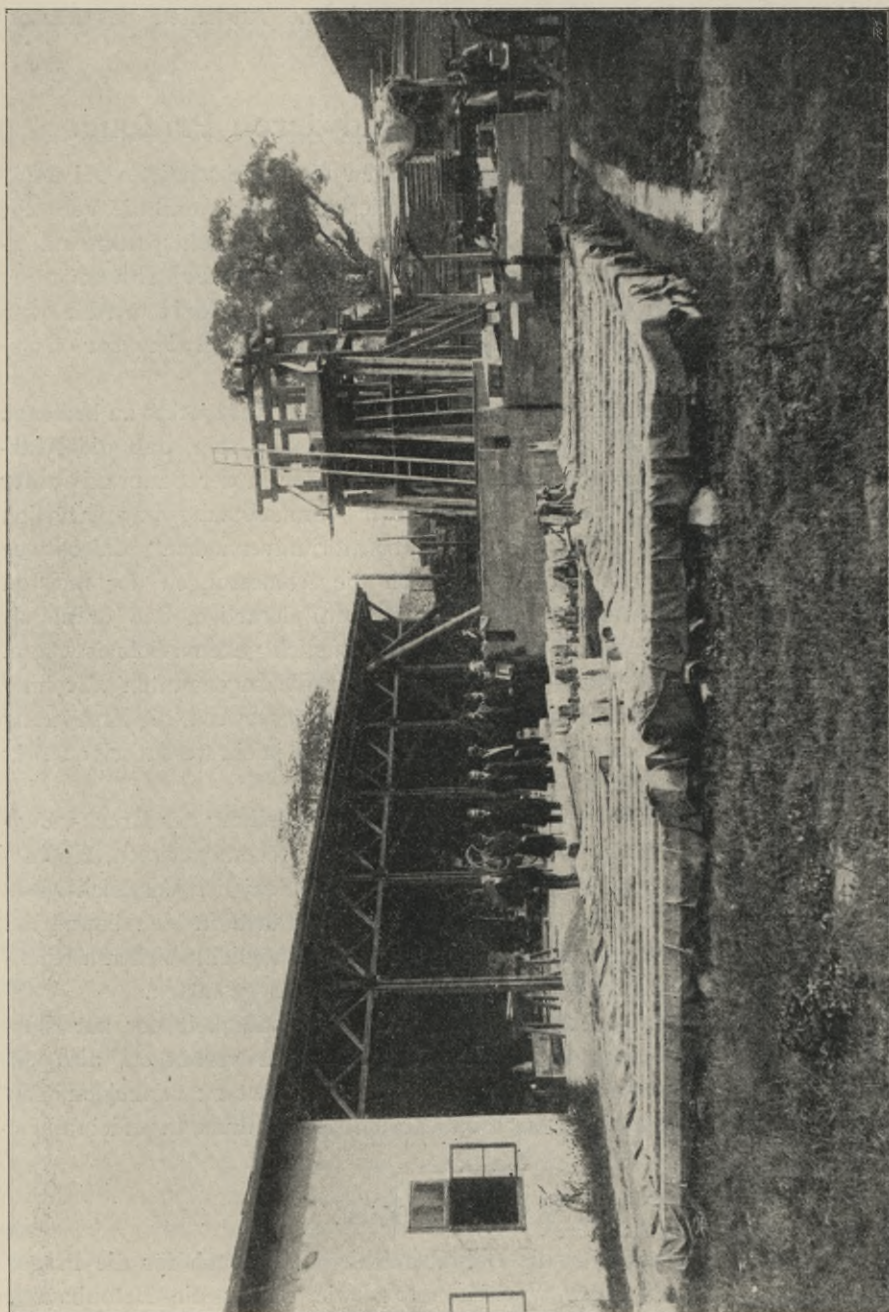


Abb. 8. Schaubild des Versuchsplatzes, mit Säulen, Stampfgerüste und Balkenwiderlager.

bahnhofes der Staatsbahnen sowie der Konzentrierung und einheitlichen Leitung der Arbeiten geboten hat.

Die Schaubilder 7 und 8 zeigen verschiedene Ansichten des Platzes mit dem Arbeitsschuppen und den Versuchseinrichtungen.

B. Verwendete Baustoffe und deren Prüfung.

Einleitend zu den folgenden Ausführungen dieses Abschnittes sei nochmals, wie schon früher bemerkt, ausdrücklich hervorgehoben, daß die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses unter folgendem wichtigen Gesichtspunkte unternommen worden sind: Bei der Herstellung der Versuchskörper ist im allgemeinen nur jenes Maß von Genauigkeit und Sorgfalt einzuhalten, das bei soliden Ausführungen in der Baupraxis gerade noch beobachtet werden kann.

Die Versuche sollten also — um sich eines üblichen Ausdruckes zu bedienen — „baumäßig“, d. h. in jedem Belangen so geartet sein, daß die Nutzanwendung der Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse in der Baupraxis unter allen Umständen möglich werde. Unter dieser Voraussetzung war natürlich alles zu vermeiden, was die Versuche zu „Laboratoriumversuchen“ schlechtweg hätte stempeln können. Es sind daher auch die Abmessungen der meisten Versuchskörper (beispielsweise Säulen und Balken) derartige, daß durch sie allein schon die Versuche als „Bauversuche“ hinlänglich gekennzeichnet wären.

In eingeschränktem Maße gilt dies auch für die sogenannten „Technologischen Versuche“ (Versuchsreihen 5, 6, 7), deren Hauptzweck, die Ermittlung der Festigkeitseigenschaften der verwendeten Baustoffe, ja ein wesentlich anderer als die Erprobung von ganzen Tragwerksteilen ist.

Indessen ist auch hier beispielsweise bei der Herstellung der Druck-, Zug- und Biegeprobekörper durchaus nicht der Wunsch maßgebend gewesen, Höchstwerte der Festigkeit zu erzielen, sondern man wollte lediglich Vergleichswerte erhalten, die zur Aufklärung der verwickelteren Vorgänge in den bewehrten Tragwerksteilen mit baumäßigen Abmessungen einen möglichst sicheren Rückschluß auf die Beschaffenheit des verwendeten Betons gestatten.

Eine weitere wichtige Aufgabe war, die Gleichmäßigkeit der zur Herstellung der Versuchskörper verwendeten Baustoffe zu verbürgen, also die Einheitlichkeit des Materiales zu gewährleisten und derart zu vermeiden, daß das Ergebnis der Versuche etwa durch unbeabsichtigte Einflüsse in unliebsamem Grade verschleiert werde.

a) Sand und Kies.

Als Zuschlagsmaterial für die Betonbereitung kam, auch für die Prager Versuche, *Donausand* zur Verwendung*), wie er für die Betonbauten

*) Eine Ausnahme stellt bloß die erst nachträglich hinzugekommene Versuchsreihe 8 (Kontrollbalken) dar, in der außer dem Donausande auch noch Grubensand aus der Umgegend von Brünn und Kalksteinsand aus Salzburg verarbeitet worden sind.

in Wien und Umgebung gemeinlich geliefert wird. Dieses Material wurde, um die Einheitlichkeit der Betongattung zu verbürgen, einer Sichtung unterzogen, d. h. die Bestandteile des natürlichen Gemenges wurden nach Korngrößen getrennt und diese verschiedenen Sand- und Kiesgattungen wieder nach entsprechenden Raumteilen zusammengemischt. Zur Trennung nach Korngrößen sind 4erlei Siebgrößen und zwar Siebe mit 5 mm, 10 mm, 16 mm und 20 mm Maschenweite verwendet worden. Diese Weiten sind als senkrechte Abstände zwischen je zwei Paralleldrähten einer Siebmasche gemessen. Der Einfachheit halber sollen die nach obigen Korngrößen getrennten Zuschlagstoffe von nun ab im Berichte bezeichnet werden als: Sand, Feinkies, Mittelkies und Grobkies.

Für das Einheitsgewicht und die Hohlräume dieser Sorten fanden sich folgende Werte:

	Litergewicht in kg		Hohlräume
	lose eingefüllt	ingerüttelt	
Sand	1.61	1.79	30.4 v. H.
Feinkies	1.55	1.69	40.0 „ „
Mittelkies	1.58	1.67	40.4 „ „
Grobkies	1.57	1.68	40.0 „ „

Die letztere Untersuchung ist derart vorgenommen worden, daß man ein Blechgefäß von bestimmtem Inhalt mit dem zu prüfenden Gemenge von Sand und Kies der oben angegebenen Zusammensetzung füllte und dann solange Wasser zugoß, bis die Hohlräume des Gemenges eine weitere Wassermenge nicht mehr aufzunehmen vermochten. Dieser wassergesättigte Zustand war leicht daran zu erkennen, daß keine Luftblasen mehr aufstiegen, wenn man mit einem Eisenstäbchen in dem mit Wasser durchtränkten Sand- oder Kiesgemenge umrührte und weiter auch daran, daß sich an der Oberfläche der Sand- bzw. Kiesfüllung ein gleichmäßiger Wasserspiegel absetzte.

Aus der jeweiligen Gewichtszunahme des Gefäßinhaltes waren dann die Hohlräume leicht zu ermitteln; sie waren gleich der vom Gemenge aufgenommenen, nach Raumteilen gemessenen Menge Wassers. Zur Kontrolle wurde das Wasser mittels eines genau graduierten Gefäßes eingefüllt und die Gewichtsangabe immer mit den entsprechenden Ablesungen an der Gefäßteilung verglichen.

Aus den getrennten Zuschlagstoffen ist nun durch entsprechende Mischung ein Gemenge gebildet worden, das in einheitlicher Weise bei allen Versuchen des Ausschusses Verwendung fand. (Eine Ausnahme bilden wieder nur einzelne Reihen von Probekörpern der Versuchsreihe 8, Kontrollbalken. Nähere Angaben über diese Zuschlagstoffe werden in dem Einzelberichte über Kontrollbalken enthalten sein). Bei der Zusammenmischung der Sorten: Sand, Fein-, Mittel- und Grobkies wurde — entsprechend dem vielfach üblichen Vorgange in der Praxis — getrachtet, ein möglichst dichtes Gemenge zu erzielen. Bei einigen angestellten Versuchen ergab sich folgendes:

Ein Gemenge von $1\frac{1}{2}$ RT (Raumteilen) Sand, 1 RT Feinkies, 1 RT Mittelkies und 1 RT Grobkies erschien etwas zu sandarm; das durch Hinzufügen von noch einem RT Sand hergestellte Gemenge, bestehend also aus 2 RT Sand, 1 RT Feinkies, 1 RT Mittelkies und 1 RT Grobkies, war etwas zu reich an Grobkies. Ein weiterer Versuch mit einem Gemenge aus

2	Raumteilen	Sand	
1	„	Feinkies	
$1\frac{1}{2}$	„	Mittelkies	
$\frac{1}{2}$	„	Grobkies	

zeigte endlich eine befriedigende Zusammensetzung. Diese Mischung ist dann auch als zweckentsprechend gewählt und — wie bereits erwähnt — allen Versuchen zugrunde gelegt worden.

Die Hohlräume dieses Gemenges (lose eingefüllt) wurden durch wiederholte Untersuchung mit 27·6 v. H. gefunden.

Das Litergewicht des Gemenges ergab sich als Mittel aus wiederholten Wägungen zu 1·84 kg, wenn das Gemenge lose eingefüllt, und zu 20·4 kg, wenn es eingerüttelt war. Zur Bestimmung der Mischungsmengen an Zement war es wünschenswert, die Schwendung des Sand- und Kiesgemenges zu bestimmen d. i. jenen Prozentsatz, um welchen sich die Summe der Einzelmengen an Sand, Fein-, Mittel- und Grobkies gegenüber dem daraus durch Mischung gewonnenen Gemenge verkleinert.

Die Schwendung dieses Zuschlagmaterials ist nach folgendem Vorgange ermittelt worden: In Hohlwürfeln aus Holz, mit einer lichten Kantenlänge von 30 cm, wurden der Reihe nach eingefüllt und oben mittels eines scharfen Flacheisens glatt abgestrichen: 2 Würfel Sand, 1 Würfel Feinkies, $1\frac{1}{2}$ Würfel Mittelkies und $\frac{1}{2}$ Würfel Grobkies.

Diese Zuschlagbestandteile, sorgfältig zu einem Gemenge von Hand gemischt und neuerlich in die vorbeschriebenen Hohlwürfel eingefüllt, ergaben eine Raummenge von 4 solchen Würfel und überdies noch eine Schichte von 12 cm Höhe über der Grundfläche.

Der gesamte Rauminhalt des Kies- und Sandgemenges beträgt sonach bei diesen Versuchen $(4 \cdot 30 + 12) \cdot 30 \cdot 30 = 118.800 \text{ cm}^3 = 0\cdot1188 \text{ m}^3$. Bei einem zweiten in gleicher Weise angestellten Versuche wurde ein Rauminhalt festgestellt von $0\cdot1206 \text{ m}^3$. Als Mittel aus diesen beiden Versuchen ergibt sich sonach der Rauminhalt des Versuchsgemenges mit

$$\frac{1}{2}(0\cdot1188 + 0\cdot1206) = 0\cdot1197 \text{ m}^3.$$

Der ursprüngliche Rauminhalt d. h. die Summe der Rauminhalte der einzelnen Bestandteile des Zuschlaggemenges war $5 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 30 = 135.000 \text{ cm}^3 = 0\cdot135 \text{ m}^3$.

Die Größe der Schwendung des Zuschlagmaterials für das Arbeitsgemenge ist somit in Prozenten des Rauminhaltes ausgedrückt

$$\frac{(0\cdot1350 - 0\cdot1197) 100}{0\cdot135} = 11\cdot3 \text{ v. H.}$$

Tabelle Nr. 1.

Art der zur Zementuntersuchung vorgenommenen Proben	Tschischkowitz Portlandzement		Achauer Portlandzement		Königs- hofer Schlacken- zement
	äußerste Werte		äußerste Werte		
Glühverlust in v. H.	2'790	1'47	2'16	2'4	6'230
Raumgewicht } lose eingesiebt . .	1'167	1'127	1'21	1'202	0'884
in kg/l } maschinell einge- rüttelt	1'892	1'781	1'83	1'848	1'466
Spezifisches Gewicht des ausge- glühten Materiales	3'165	3'14	3'171	3'02	2'752
Siebrückstand bei dem maschi- nellen Siebversuche unter dem Normalsiebe: von 900 Maschen per cm^2 in v. H.	0'4	0'16	1'2	0'7	1'1
von 4900 Maschen per cm^2 in v. H.	10'8	9'3	17'1	10'7	14'0
(Lufttemperatur) in $^{\circ}C$	(19'6)	(21'7)	(19'8)	(20'0)	(19'6)
(Luftfeuchtigkeit) in v. H.	(67)	(67)	(65)	(58)	(67)
Wassermenge für Normalkonsistenz in v. H.	(29)	(26'5)	(27'5)	(27'5)	(39)
Erhärtungsbeginn nach	1 Stunde 50 Min.	3 Stunden 35 Min.	2 Stunden 15 Min.	3 Stunden 55 Min.	31 Min.
Bindezeit	7 Stunden	11 Stund.	7 Stunden	12 Stund. 5 Min.	4 Stunden 10 Min.
Temperaturerhöhung in $^{\circ}C$	2'0	2'8	0'8	0'6	3'6
Kuchenprobe, Wasserlagerung nach 28 Tagen	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden
Kuchenprobe, Luftlagerung nach 28 Tagen	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden
Darrprobe	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden	bestanden
Wasserzusatz zum Mörtel, beste- hend aus 1 Teil Zement und 3 Teile Normalsand v. H.	7'0	6'8	6'8	6'8	7'6
Zugfestigkeit des Mörtels in kg/cm^2 nach 7 Tagen Wasserlagerung	25'75	28'8	18'6	23'2	25'32
Zugfestigkeit des Mörtels in kg/cm^2 nach 28 Tagen Wasserlagerung	28'15	35'1	25'3	26'2	27'60
Druckfestigkeit des Mörtels in kg/cm^2 nach 7 Tagen Wasser- lagerung	349'25	430	276'4	301	303'50
Druckfestigkeit des Mörtels in kg/cm^2 nach 28 Tagen Wasser- lagerung	363'25	458	394'2	360	338'37

b) Zemente.

An Zementen wurden für die Herstellung der Versuchskörper zweierlei Gattungen Portlandzemente, nämlich aus den Fabriken zu Achau und Tschischkowitz, verwendet. Letzterer, im Arbeitsprogramme als Marke A bezeichnet, ist bei der Herstellung sämtlicher Balken (ausgenommen die Kontrollbalken) und Rahmen verarbeitet worden. Der Achauer Zement, im Arbeitsprogramm als Marke B angeführt, diente zur Herstellung der Säulen, Platten und der Kontrollbalken. Beide Zementgattungen sind kostenlos von der Vereinigung der österreichischen Zement-Fabrikanten zur Verfügung gestellt worden, desgleichen auch aller Portland-Zement, der zur Aufführung des Versuchsgebäudes, zur Betonierung der Fundamente, zur Aufmauerung der Mauerwerkskörper etc. vonnöten war.

Endlich sind auch Probekörper aus Königshofer Schlackenzement hergestellt worden, dessen Beistellung durch die Königshofer Zementfabrik gleichfalls kostenlos erfolgte.

Sämtliche Zemente wurden kommissionell vom Eisenbeton-Ausschusse übernommen. Es liegen darüber Übernahmsprotokolle vor, ausgefertigt in Biedermansdorf (Achauer Zement), in Tschischkowitz und in Königshof. Die Kommissionsmitglieder wählten einen beliebigen Silo, aus welchem dann die vom Ausschuß benötigte Zementmenge in besonders plombierte Säcke gefüllt wurde.

Alle drei Zemente wurden wiederholt am mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien einer eingehenden Prüfung unterzogen, um Aufschluß darüber zu erhalten, ob die im Laufe der ganzen Arbeiten verwendeten Bindemittel innerhalb der gebotenen Grenzen mit hinreichend gleichmäßiger Qualität angeliefert worden waren. — Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind aus der Zusammenstellung auf Seite 27 zu entnehmen.

c) Mischungsverhältnisse des Betons.

Der Ausschuß beschloß, die Versuchskörper in verschiedenen Mischungsverhältnissen herzustellen und zwar innerhalb jener Grenzen, in denen sich die praktischen Ausführungen bei Bauten in Eisenbeton zumeist bewegen. Die Kennzeichnung des Mischungsverhältnisses geschah analog der Vorschrift des k. k. Ministeriums des Innern vom 15. November 1907, Z. 37.295, über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Eisenbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken (mittlerweile ersetzt durch die Vorschrift des k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 15. Juni 1911, Z. 42/30—IX d), durch die Angabe der Gewichtsmenge von Portlandzement, die auf $1 m^3$ „fertiges Gemenge von Sand und Steinmaterial entfällt.“

Es wurden gewählt 3 verschiedene Mischungsverhältnisse und zwar:

- a) 420 kg Portlandzement auf $1 m^3$ fertiges Gemenge von Sand und Steinmaterial;

- b) 320 kg Portlandzement auf 1 m³ fertiges Gemenge von Sand und Steinmaterial;
 c) 250 kg Portlandzement auf 1 m³ fertiges Gemenge von Sand und Steinmaterial.

Der Kürze halber sollen diese Verhältnisse im Folgenden mit 420 kg/m³, 320 kg/m³ und 250 kg/m³ bezeichnet werden.

Unter Annahme eines Raumbgewichtes des Portlandzementes von 1260 kg pro 1 m³ (wie es der verwendete Portlandzement im lose eingefüllten Zustande annäherungsweise besitzt), würden die genannten Mengen ungefähr den Raummischungsverhältnissen 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 5 entsprechen.

Um nun sicher zu sein, daß bei der Herstellung der Probekörper nur durchaus frischer Beton verarbeitet werde und nicht etwa ein Teil des Betons infolge einer Verzögerung des Arbeitsvorganges vor seiner eigentlichen Verwendung vorzeitig abbinde, sind immer nur verhältnismäßig kleine Mischungen, sogenannte Arbeitsmischungen, aufbereitet worden.

Die Menge des Zuschlagsmaterials einer solchen Arbeitsmischung bestand bloß aus 2 Hohlprismen von den Abmessungen 30 . 30 . 20 cm Sand, 1 ebensolchen Hohlprisma Feinkies, 1½ Hohlprisma Mittelkies und ½ Hohlprisma Grobkies, also insgesamt aus 0·09 m³ ohne Berücksichtigung der Schwendung.

Die Zuschlagsmaterialien, die in staubtrockenem Zustande den betreffenden Behältern entnommen waren, wurden zunächst auf glatten, sauberen Betonfließen im Schutze des Flugdaches des gedeckten Schuppens von Hand mit Schaufeln zweimal durchgemischt, und erst in diesem halbvermengten Zustande in den Behälter der handbetriebenen Betonmischmaschine (System Kunze) gebracht.

Abzüglich der ermittelten Schwendung von 11·3 v. H. ergibt sich der Rauminhalt der vorbeschriebenen Arbeitsmischung mit (1 — 0·113) 0·09 = 0·07983 m³. Die den Mischungsverhältnissen 420 kg/m³, 320 kg/m³ und 250 kg/m³ entsprechenden, obigem Gemenge beizugebenden Zementgewichtsmengen haben dann betragen:

$$420 \cdot 0\cdot07983 = 33\cdot5 \text{ kg}$$

$$320 \cdot 0\cdot07983 = 25\cdot5 \text{ kg}$$

$$250 \cdot 0\cdot07983 = 20\cdot0 \text{ kg.}$$

Diese Gewichtsmengen kamen nun sowohl bei Portland- als auch bei Schlackenzement zur Anwendung.

Infolge des geringeren spezifischen Gewichtes des Schlackenzementes ist also die Mischung der Probekörper aus Schlackenzementbeton unter sonst gleichen Umständen fetter gewesen wie jene der mit Portlandzement angearbeiteten Versuchskörper. Es wird dieser Umstand bei einem Vergleiche der Versuchsergebnisse nicht außer Acht zu lassen sein.

d) Wasserzusatz.

Gleich allen übrigen die Zusammensetzung des Baustoffes Beton bedingenden Bestimmungen ist auch die Ermittlung des Wasserzusatzes für die drei zur Verwendung gekommenen Mischungsverhältnisse kommissionell durch die Mitglieder des Eisenbeton-Ausschusses vorgenommen worden und zwar sowohl für den Portlandzement als auch für den Königshofer Schlackenzement.

Hinsichtlich der Portlandzemente ist sie bloß für die Marke „Achau“ erfolgt. Der Beton mit „Tschischkowitz“ Portlandzement wurde dann mit den gleichen Wasserzusätzen aufbereitet, die sich für den „Achauer“ Portlandzement für die jeweiligen Mischungsverhältnisse versuchsweise ergeben hatten.

Bei der Bestimmung der Wasserzusätze ist darauf Bedacht genommen worden, daß ein Beton solcher Konsistenz entstehe, wie sie für Eisenbetontragwerke bei soliden Ausführungen der Praxis vorteilhaft angewendet wird.

Wie bekannt, wird bei der Anfertigung von Probekörpern zu wissenschaftlichen Versuchszwecken in der Absicht, möglichst hohe Betonfestigkeiten zu erzielen, häufig bis an die unterste zulässige Grenze des Wasserzusatzes gegangen, ohne Rücksicht darauf, daß dieser Vorgang die praktische Herstellung einer Eisenbetonkonstruktion sehr erschwert.

Allerdings ist nun bei Laboratoriumsversuchen dieser letztere Übelstand vielleicht von geringerer Bedeutung, weil eine flotte Herstellung und alle mit einer solchen zusammenhängenden, praktischen Erwägungen (nicht zuletzt jene wirtschaftlicher Natur) gar nicht oder doch nur in geringem Maße in Betracht kommen.

Die Versuche des Eisenbetonausschusses sind aber, wie schon früher erwähnt, als b a u m ä ß i g e Versuche gedacht und unter diesem Gesichtspunkte sind daher auch die Wasserzusätze für die verschiedenen Mischungsverhältnisse der verwendeten Zemente so gewählt worden, daß im allgemeinen plastischer d. h. ziemlich nasser Beton in Verwendung kam. Es war damit die erwünschte, satte Umhüllung der Eiseneinlagen ohne übergroße Stampfarbeit gewährleistet, mit der übrigens bei dieser Art Beton bekanntermaßen ja nicht wie bei dem erdfeuchten Beton eine größere Verdichtung und als Folge davon die Erzielung einer größeren Festigkeit beabsichtigt, sondern lediglich der Zweck verfolgt wird, das überschüssige Wasser an die Oberfläche zu befördern und eingeschlossene Luftblasen zu entfernen, damit der Beton beim Abbinden nicht zu porig werde.

Unter diesen Gesichtspunkten waren als zweckmäßigste Wasserzusätze versuchsweise erhalten worden für die P o r t l a n d z e m e n t e :

Für die Mischung von 420 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies 17 v. H. Wasser (nach Raumteilen gemessen) oder 13·6 Liter für eine Arbeitsmischung von 0·07983 m³ Sand und Kies;

für die Mischung von 320 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies 16 v. H. Wasser (nach Raumteilen) oder 13 Liter für die gleiche Arbeitsmischung wie vorhin;

für die Mischung von 250 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies 15 v. H. Wasser (nach Raumteilen) oder 12 Liter für die vorige Arbeitsmischung.

Mit Rücksicht auf das auf Seite 26 angegebene Einheitsgewicht des verwendeten Gemenges von Sand und Kies (1·84 kg pro 1 Liter) stellen diese Raumteile des Wasserzusatzes folgende Gewichtsteile dar:

$$\text{Für die Mischung } 420 \text{ kg/m}^3: \frac{17}{1\cdot84} = 9\cdot23 \text{ v. H.};$$

$$\text{für die Mischung } 320 \text{ kg/m}^3: \frac{16}{1\cdot84} = 8\cdot69 \text{ v. H.};$$

$$\text{für die Mischung } 250 \text{ kg/m}^3: \frac{15}{1\cdot84} = 8\cdot04 \text{ v. H.}$$

Für den Königshofer-Schlackenzement haben sich als zweckmäßig die Wasserzusätze ergeben:

Für die Mischung von 420 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies 20 v. H. Wasser (nach Raumteilen) oder 16 Liter Wasser für die vorgenannte Arbeitsmischung;

für die Mischung von 320 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies 17 v. H. Wasser (nach Raumteilen) oder 13·6 Liter Wasser für die gleiche Arbeitsmischung wie vor.

Die bezüglichen Zahlen der Wasserzusätze in Gewichtsteilen sind dann:

$$\text{Für die Mischung von } 420 \text{ kg/m}^3 \frac{20}{1\cdot84} = 10\cdot90 \text{ v. H. und}$$

$$\text{für die Mischung von } 320 \text{ kg/m}^3 \frac{17}{1\cdot84} = 9\cdot25 \text{ v. H.}$$

Kleine Schwankungen in den zugesetzten Wassermengen (bis zu ½ Liter etwa) waren mit Rücksicht auf die veränderlichen Witterungsverhältnisse gestattet. Die vorangegebenen Zahlen sind durchwegs an trüben Tagen mit mäßigem Feuchtigkeitsgehalt der Luft ermittelt worden. An warmen, sonnigen Tagen hat sich eine etwas höhere Wasserzugabe als notwendig herausgestellt, um während der Verarbeitung einer Mischung die gleiche Konsistenz des Betons wie bei den Wasserzusatzversuchen zu erzielen.

e) Einlageeisen.

Das als Einlageeisen für die Versuchskörper verwendete Walzeisen ist von dem Eisenwerke Kladno der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft kostenlos zur Verfügung gestellt worden.

Das Eisen ist gewöhnliche Handelsware, Thomasflußeisen, welches kommissionell und zwar von Ministerialrat Karl Haberkalt und Bau-Oberkommissär Karl Nähr im Werke übernommen wurde.

Von der ursprünglichen Absicht, bloß Walzeisen ein und derselben Charge zu verwenden, mußte aus praktischen, werktechnischen Gründen abgesehen werden, und man hat sich darauf beschränkt, die Einlageeisen aus einer möglichst geringen Anzahl von verschiedenen Chargen herzustellen.

Tabelle Nr. 2.

Ergebnisse der in Kladno durchgeführten Eisenproben.

(Zugproben.)

Material	Profilgattung	Abmessungen des Probestabes in mm		Mittelwert der Zugfestigkeit in kg/cm^2	Mittelwert der Bruchdehnungen v. H.*	
		nominell	gemessen (im Mittel)			
Thomasflußeisen:	Rundeisen	5'5	5'55	4370	32'5	
	"	6'0	6'06	4340	32'0	
	"	7'0	7'10	4150	31'2	
	"	8'0	7'97	4490	30'4	
	"	10'0	10'05	4260	30'0	
	"	12'0	11'96	4360	29'1	
	"	15'0	15'10	4180	32'5	
	"	16'0	16'02	4100	32'8	
	"	18'0	17'90	4290	33'7	
	"	19'0	19'00	4110	31'7	
	"	25'0	29'90	4110	30'9	
	"	Flacheisen	30 × 6	30'2 × 5'95	4250	31'7
	"	"	25 × 4	25'15 × 4'1	4380	31'6
	"	Winkelisen	40 × 40	5'6, 28'05	4240	30'9
		6				

* Meßlänge $\sqrt{80 F}$.

Tabelle Nr. 3.

Ergebnisse der im mech.-techn. Laboratorium der k. k. techn. Hochschule in Wien durchgeführten Proben.

Material	Profilgattung	Durchmesser des Probestabes in mm		Mittelwerte der Streckgrenze in kg/cm^2	Mittelwerte der Zugfestigkeit in kg/cm^2	Mittelwerte der Bruchdehnungen v. H.*	Mittelwerte der Kontraktionen v. H.
		nominell	gemessen (im Mittel)				
Thomasflußeisen	Rundeisen	5'0	4'99	2708	4080	29'6	67'0
		6'0	6'03	3170	4360	28'4	67'7
		7'0	7'00	2860	4225	23'4	66'9
		8'0	8'20	3785	4583	18'1	67'4
		9'0	8'93	3440	4233	20'7	70'3
		10'0	10'00	2903	4130	25'0	71'2
		12'0	12'00	3370	4610	23'0	65'6
		16'0	15'86	2680	3730	33'3	76'0
		19'0	19'00	2513	3610	38'3	72'1
		25'0	24'93	3157	4190	31'3	66'3

* Meßlänge $\sqrt{80 F}$.

Die Erprobung des Eisens erfolgte im allgemeinen nach den Bestimmungen der Vorschrift des k. k. Ministeriums des Innern vom 16. März 1906, Z 49898 ex 1905, betreffend die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen Tragwerken, und erstreckte sich auf Zug-, Biegungs-, Stauch- und Härtungsbiegeproben, wobei die Biegeproben im kalten und warmen Zustande, mit verletzter und unverletzter Oberfläche vorgenommen wurden.

Über die Ergebnisse der Zerreißproben geben die Tabellen 2, 3 und 4 hinreichenden Aufschluß; die übrigen Proben entsprachen den erwähnten Bedingungen.

Aus den Tabellen ist zu ersehen, daß das für die Versuche verwendete Thomasflußeisen als Walzeisen zu bezeichnen ist, welches den an ein Betoneisen als Handelsware zu stellenden Anforderungen vollkommen entspricht.

Im Verlaufe der Versuche ergab sich die Notwendigkeit, neuerlich Eisenmaterial zu bestellen. Diese verhältnismäßig geringfügigen Mengen wurden aber nicht im Werke geprobt und übernommen, und man begnügte sich, nach Einlangen am Bauplatze stichprobenweise Stücke jeder Walzgattung zu entnehmen und im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien prüfen zu lassen. Diese Proben sind in der nachstehenden Tabelle 4 verzeichnet.

Tabelle Nr. 4.

Material	Profilgattung	Stabquerschnitt in mm		Streckgrenze in kg/cm^2	Zugfestigkeit in kg/cm^2	Elastizitätsgrenze in kg/cm^2	Elastizitätsmodul in kg/cm^2	Dehnung v. H. (Meßlänge $\sqrt{80F}$)	Kontraktion v. H.
		ursprünglich	abgedreht						
Thomasflußeisen	Rundeisen	16	12	2920	3620	1780	2,155.000	36·0	78
		25	19·9	3050	4250	1700	2,162.000	33·7	67

Wien, im August 1911.

Karl Nähr.

VERSUCHE
mit
unbewehrten Betonkörpern.

Bericht erstattet von

AUGUST HANISCH,

k. k. Oberbaurat, Professor, Vorstand der Prüfungsanstalt für Bau- und
Maschinenmaterial am k. k. technologischen Gewerbe-Museum in Wien.



Die Versuche mit unbewehrten Betonkörpern (Punkt 6 des Arbeitsprogrammes) bezweckten die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften und zwar der Zug-, Druck- und Biegezugfestigkeit des zu den übrigen Versuchen verwendeten Betons und zwar für alle betreffenden Mischungsverhältnisse (420 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies, 320 kg/m³, 250 kg/m³), Erhärtungszeiten (4, 6 und 12 Wochen) und Zementgattungen (Portlandzemente aus den Werken in Tschischkowitz und Achau und Königshofer Schlacken-zement).

Es gelangten Würfel von 20 cm Seitenlänge, ferner die in den Fig. 1 und 2 dargestellten Zugprobekörper und Rechteckbalken zur Erprobung.

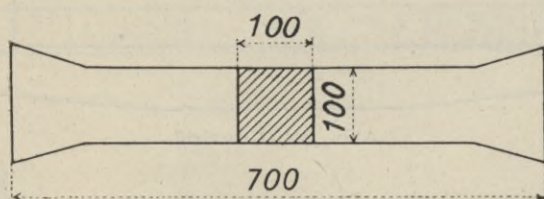


Abb. 1. Zugprobekörper (Maße in mm).

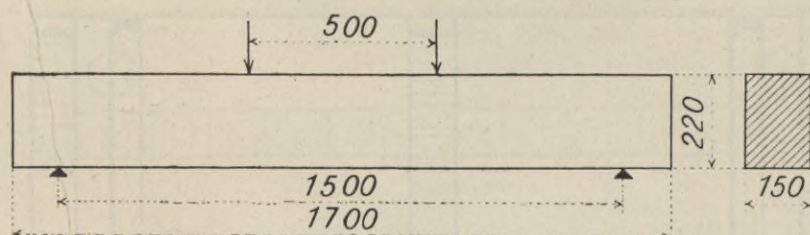


Abb. 2. Balken für die Biegeproben (Maße in mm).

Sämtliche Probekörper sind im allgemeinen dem auf Seite 24 der Einleitung erwähnten Grundsätze entsprechend, baumäßig d. h. auf dem Versuchsplatze und mit derselben Sorgfaltsgrenze hergestellt worden, wie die Versuchskörper zu den Programmpunkten 1 bis 5.

Zur Herstellung der Betonwürfel von 20 cm Kantenlänge dienten Stampf-
formen aus Stahlguß (Abb. 3); diese waren Eigentum des mechanisch-
technischen Laboratoriums der k. k. technischen Hochschule in Wien und
wurden vom Vorstande desselben, Herrn k. k. Professor Kirsch, dem
Eisenbetonausschusse zur Benützung überlassen. Eigentlich waren diese

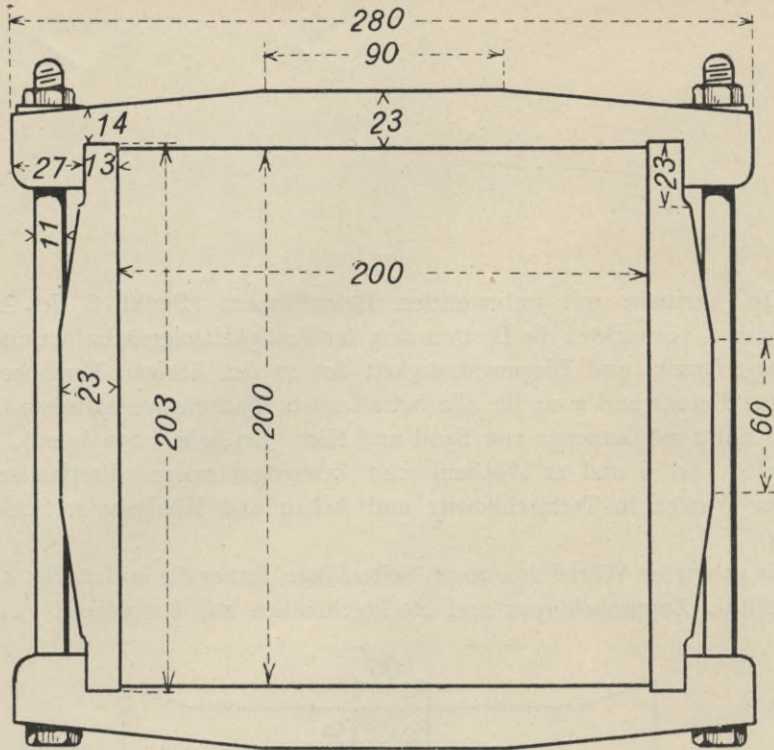


Abb. 3a. Grundriß.

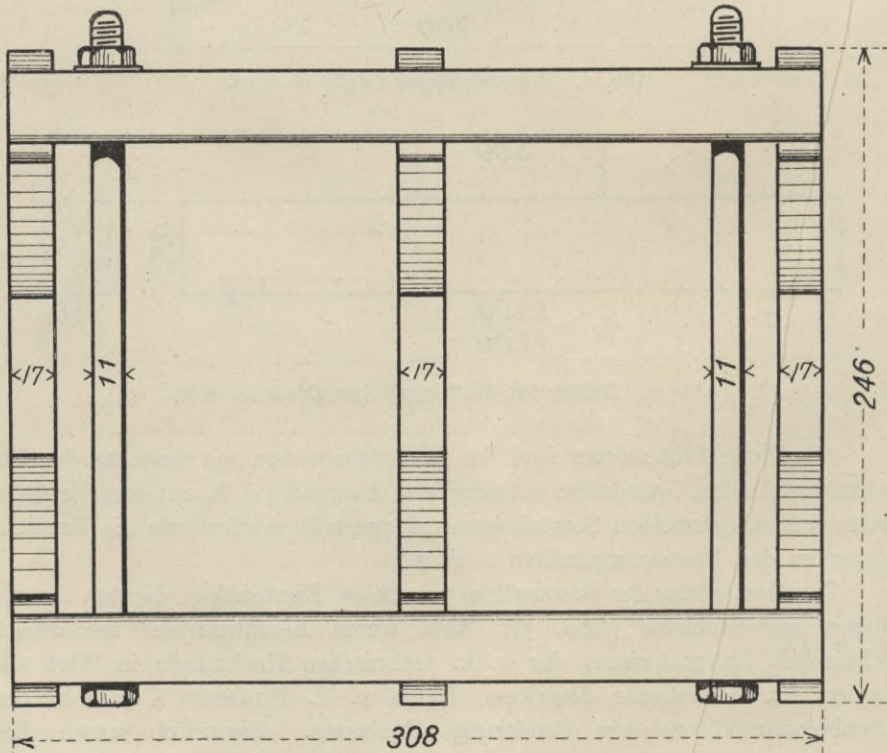


Abb. 3b. Seitenansicht.

Abb. 3a—d. Würfelformen aus Stahlguß zur Herstellung der Probekörper (Maße in mm).

Formen Hohlprismen von 20 auf 20 *cm* Grundquerschnitt und 30 *cm* Höhe. Um mit ihnen die gewünschten Würfel von 20 *cm* Kantenlänge herstellen zu können, erhielten sie eine 10 *cm* hohe Bodeneinlage aus Hartholz, die der ge-

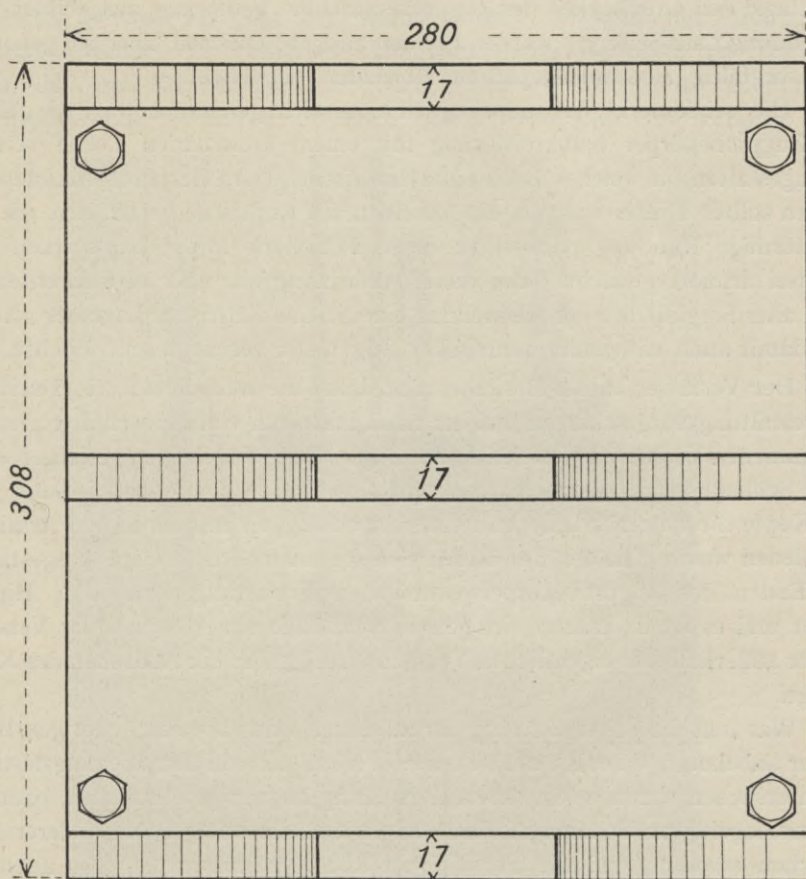


Abb. 3c. Seitenansicht.

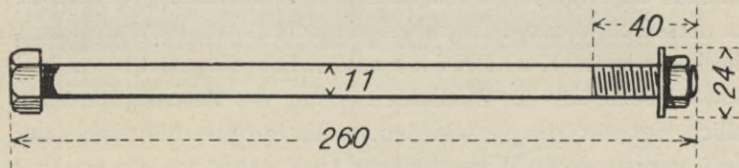


Abb. 3d. Verbindungsschraube.

forderten Genauigkeit der Würfel entsprechend und zum Zwecke eines genauen Anpassens an die seitlichen Stahlwände der Formen sorgfältig abgehobelt war.

Ein besonderes Abgleichen oder Abschleifen der Betonwürfel ist weder auf dem Werkplatz, noch im Laboratorium erfolgt, da bei der senkrecht zur Stampfrichtung gewählten Druckrichtung die während des Stampfens lotrechten

Seiten als Druckflächen benützt wurden und diese hinreichend glatt waren, so daß eine besondere Bearbeitung entbehrlich erschien.

Zur Herstellung der Zugprobekörper, die an den Enden entsprechend den Greifbacken der Zugprobemaschine keilförmig ausgebildet waren (Abbildung 1 auf Seite 37), wurden Formen aus gewöhnlichen, aber gut gehobelten und sorgfältig zusammengepaßten Holzladen verwendet.

Hier sei bemerkt, daß ursprünglich in Aussicht genommen war, die „Köpfe“ der Zugprobekörper halbkreisförmig mit einem kreisrunden Loche versehen, auszugestalten, in welches Loch ein zylindrischer Dorn der Probemaschine eingreifen sollte. Hierbei war, um ein Abreißen des Kopfes zu verhindern, die halbkreisförmige Rundung parallel zu deren Peripherie mit 5 mm starken Walzdrähten armiert gedacht. Bei dieser Anordnung war aber zu befürchten, daß trotz aller Sorgfalt bei der Herstellung eine genaue zentrische Lage der „Augen“ und damit auch ein genau zentrischer Zug nicht verbürgt sein möchte.

Der Verfasser dieses Berichtes hat daher die weit einfachere, keilförmige Ausgestaltung vorgeschlagen, bei der nach mehreren von ihm schon vorher vorgenommenen Versuchen eine zentrische Zugwirkung am ehesten gesichert schien.

Schließlich fiel als nicht unwesentlich ins Gewicht, daß bei dieser Form der Köpfe die beschwerliche und eine Ungenauigkeit nur fördernde Armierung vermieden wurde. In der Tat haben sich die an die keilförmige Ausgestaltung der Enden der Zugprobekörper geknüpften Erwartungen in jeder Hinsicht erfüllt und es ist in keinem einzigen Versuchsfalle ein Abreißen der Versuchskörper außerhalb der eigentlichen Versuchsstrecke oder ein Abdrehen des Kopfes erfolgt.

Was nun die dritte Gattung der zu dieser Versuchsreihe gehörigen Betonkörper anbelangt, die Rechteckbalke n, die auf ihre Biegezugfestigkeit zu untersuchen waren, so ist deren Herstellung in ganz gewöhnlichen, baumäßig zusammengefügtten Schalungsformen aus Weichholz erfolgt. An anderer Stelle ist schon erwähnt, daß die Probekörper aller Versuchsreihen, also auch jene der hier besprochenen auf dem Versuchsplatze des Eisenbetonausschusses in Heiligenstadt angefertigt worden sind. Die Aufbereitung des Betons ist dabei in ganz derselben Weise erfolgt, wie sie bereits im Berichte des Herrn k. k. Bau-Oberkommissärs Karl Nähr ausführlich dargestellt wurde.

Sowohl bezüglich der Zusammensetzung des Zuschlagmateriales, als auch hinsichtlich der für die verschiedenen Mischungsverhältnisse (420, 320 und 250 kg/m³) angewendeten Wasserzusätze kann daher auf den erwähnten Bericht (Seite 30 usw.) verwiesen werden. Zu den Probekörpern sind auch alle drei bei den Versuchen benützten Zemente herangezogen worden, nämlich: Portlandzement aus den Werken in Tschischkowitz (Zement A) und Achau (Zement B), ferner Königshofer Schlackenzement (Zement S).

Die Behandlung der Probekörper nach deren Fertigstellung kann gleichfalls als eine baumäßige bezeichnet werden. Bis zu dem Zeitpunkte ihres Abtransportes an die Prüfungsanstalt waren sie, ausgenommen die erste Woche, während

welcher sie unter dem gedeckten Schuppen des Arbeitsplatzes aufbewahrt waren, im Freien gelagert und den Einflüssen der Witterung ausgesetzt. Ein regelmäßiges Begießen der Probekörper fand nur in den ersten vierzehn Tagen statt. Nachher wurden sie gleich allen übrigen Probekörpern (wie Säulen, bewehrte Balken etc.) in dieser Hinsicht nicht weiter betreut. Bezüglich der Erhärungszeiten ist folgendes zu bemerken: Eingangs dieses Berichtes ist erwähnt worden, daß die Erhärungszeiten gleich jenen der Körper in den übrigen Versuchsreihen 4, 6 und 12 Wochen betragen sollten. Im Verlaufe der

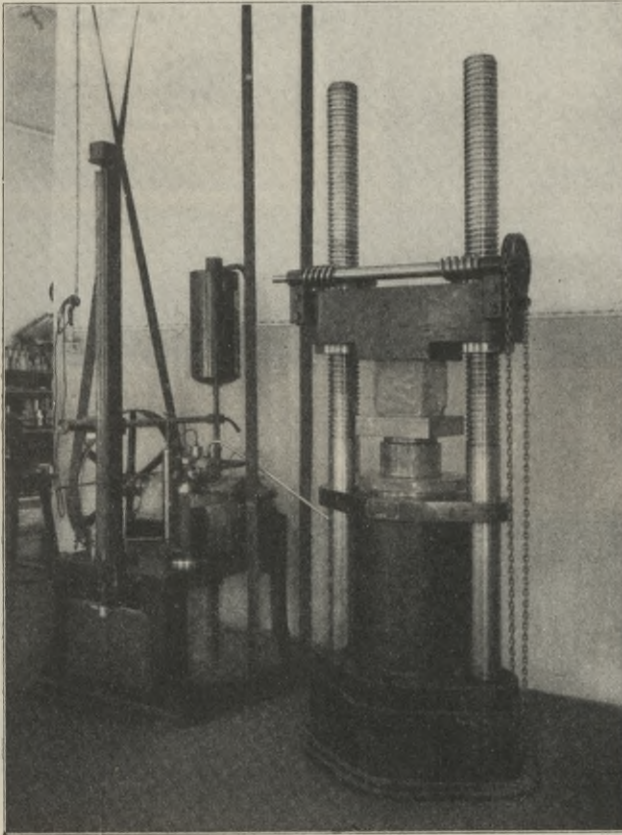


Abb. 4. Amsler-Laffon'sche Presse zur Bestimmung der Druckfestigkeit.

Durchführungsarbeiten war es aber dann nicht möglich, diese programmmäßigen Vorschriften streng einzuhalten und, wie aus den Prüfungstabellen hervorgeht, sind einige der ältesten Körper, statt wie ursprünglich geplant 12 Wochen, fünf Monate und etwas mehr alt geworden, bevor sie zur Prüfung kamen. Nachdem es sich aber hauptsächlich um den Vergleich von ganz jungem, erst ausschaltungsfähigem Beton und von solchem Beton handelte, wie er im Bauwerke, bereits zu voller Tragfähigkeit gelangt, unter Nutzlast zu stehen hat, überdies aber die Festigkeit über 12 Wochen Erhärungszeit

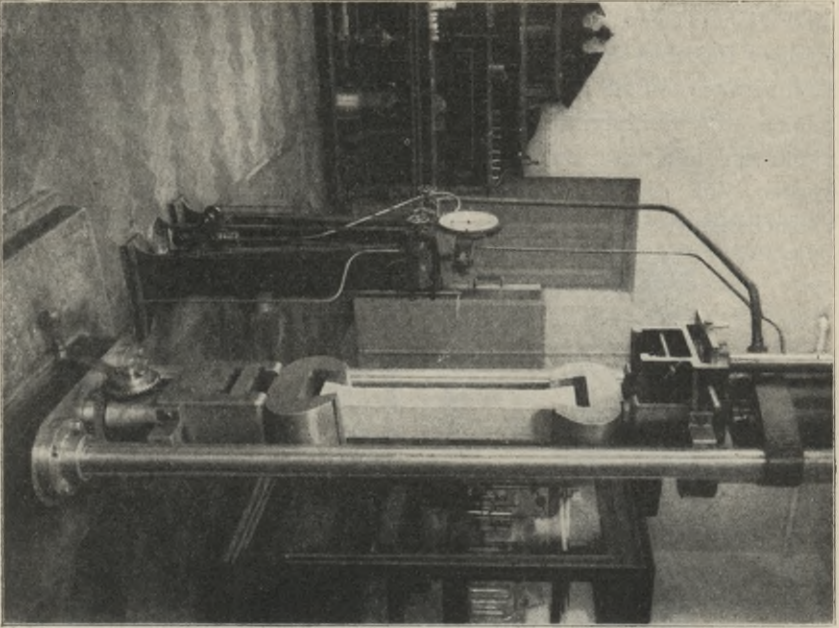


Abb. 5. Maschine von Amsler-Laffon zur Bestimmung der Zugfestigkeit.

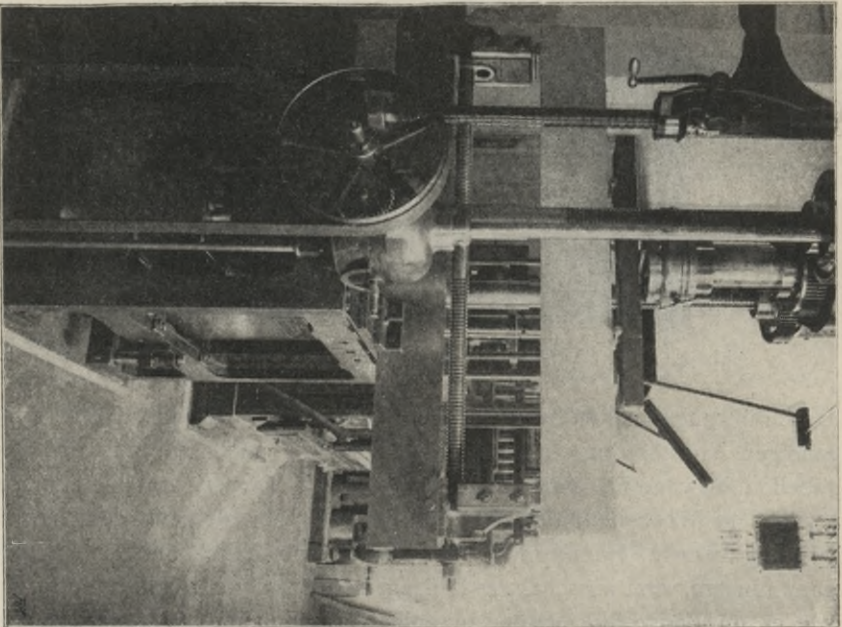


Abb. 6. Prüfung der Rechteckbalken in einer Emry-Maschine.

nur mehr sehr langsam zunimmt, so ist für den Wert der hier vorgeführten Versuche das über drei Monate hinausgehende Alter der Versuchskörper nicht von wesentlichem Belange.

Eine Reihe von Versuchen mit den Betonbalken sind, wie aus den folgenden Tabellen hervorgeht, wiederholt worden. Es hat sich nämlich die Biegefestigkeit des Betons der sechs Wochen alten, mit den Mischungsverhältnissen 420 kg/m^3 und 320 kg/m^3 hergestellten Balken kleiner ergeben, als jene der gleichartigen 4 Wochen alten Balken. Leider haben die wiederholten Versuche diese Erscheinung nicht vollständig aufzuklären vermocht. Bei der Besprechung der Versuchsergebnisse wird hierauf noch kurz zurückgekommen werden. Die Prüfung der 4 und 6 Wochen alten Probekörper sowie die aller Zugprobekörper erfolgte an der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinenmaterial des k. k. Technologischen Gewerbemuseums. Die zirka 5 Monate alten Würfel und Balken und die der wiederholten Proben kamen wegen Übersiedlung dieser Versuchsanstalt am mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule zur Prüfung. Bezüglich der hierzu an der Versuchsanstalt in Verwendung gelangten Maschinen ist folgendes zu bemerken:

Die Bestimmung der Druckfestigkeit der Würfel erfolgte in einer Amsler (Fig. 4). Laffon'schen Presse für 150.000 kg Druck mit Quecksilbermanometer.

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit diente eine Zerreißmaschine gleichen Systems für 50.000 kg Zugkraft. Die Abbildung (Fig. 5) zeigt die Einrichtung derselben. Zum Messen des Flüssigkeitsdruckes steht ein Pendelmannometer in Verwendung.

Die Erprobung der Balken auf Biegefestigkeit geschah auf einer Emery-Prüfungsmaschine von 70.000 kg Leistung (Fig. 6).

An dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule wurden die Druckproben ebenfalls an einer Presse von Amsler-Laffon für 150.000 kg Druck, die Biegeproben an einer von derselben Firma gelieferten Biegemaschine¹⁾ vorgenommen.

Den mit der Ausführung der Versuche betrauten Herren Prof. O. Greger und Adjunkt R. Zidlicky sei an dieser Stelle der verbindlichste Dank ausgesprochen.

Die bei der Untersuchung der Probekörper erhaltenen Daten sind in den nachfolgenden Tabellen Nr. 1 bis 8 enthalten.

Die Ergebnisse der Prüfung sind die folgenden:

Die Zunahme der Druckfestigkeit in der Zeit von 4 Wochen auf zirka fünf Monate beträgt beim Portlandzement A (aus den Werken in Tschischkowitz):

mit der Mischung:	420 kg/m^3	$35 \cdot 1 \text{ v. H.}$
„ „	„ 320 kg/m^3	$27 \cdot 2 \text{ v. H.}$
„ „	„ 250 kg/m^3	$46 \cdot 1 \text{ v. H.}$

¹⁾ Siehe den Bericht über die Versuche mit bewehrten Rechteckbalken von Professor Kirsch (Seite 59).

Tabelle Nr. 2. Portlandzement A.

Mischung	Würfel					Zugprobekörper					Balken				
	Nr.	ange- fertig am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertig am	erprobt		Zug- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertig am	erprobt		Biegun- festigkeit in kg/cm^2
			am	nach				am	nach				am	nach	
	1	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	247	1	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	11'4	1	12./V. 1910	9./VI. 1910	4 Wochen	21'5
	2	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	246	2	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	8'2	2	12./V. 1910	9./VI. 1910	4 Wochen	22'9
	3	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	242	3	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	8'2	3	12./V. 1910	9./VI. 1910	4 Wochen	19'4
	4	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	254										
	5	13./V. 1910	10./VI. 1910	4 Wochen	242										
	1	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	314	1	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	12'3	1	12./V. 1910	23./VI. 1910	6 Wochen	17'3
	2	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	263	2	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	15'9	2	12./V. 1910	23./VI. 1910	6 Wochen	18'9
	3	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	254	3	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	15'9	3	12./V. 1910	23./VI. 1910	6 Wochen	17'3
	4	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	249										
	5	13./V. 1910	24./VI. 1910	6 Wochen	323										
	1	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 2 Tg.	367	1	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. + 1 W. + 6 Tg.	22'6	1	12./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 1 Tg.	25'8
	2	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 2 Tg.	358	2	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. + 1 W. + 6 Tg.	23'7	2	12./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 1 Tg.	24'8
	3	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 3 Tg.	278	3	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. + 1 W. + 6 Tg.	23'2	3	12./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 1 Tg.	25'2
	4	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 3 Tg.	313										
	5	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 3 Tg.	261										
	5	13./V. 1910	11./X. 1910	5 M. — 3 Tg.	300										

Tabelle Nr. 3. Portlandzement A.

Mischung	Würfel					Zugprobekörper					Balken				
	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Zugfestigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Biegungs- festigkeit in kg/cm^2
			am	nach				am	nach				am	nach	
	1	20./V. 1910	17./VI. 1910	4 Wochen	171	1	20./V. 1910	17./VI. 1910	4 Wochen	10'5	1	20./V. 1910	17./VI. 1910	4 Wochen	16'7
	2				173	2				9'8	2				14'9
	3				154	165				9'2	3				14'0
	4				156										
	5				173										
250 kg/m^3	1	20./V. 1910	1./VII. 1910	6 Wochen	215	1	20./V. 1910	1./VII. 1910	6 Wochen	15'5	1	20./V. 1910	1./VII. 1910	6 Wochen	19'7
	2				175	2				11'1	2				17'8
	3				188	188				6'8	3				13'0
	4				178										
	5				185										
	1	20./V. 1910	22./X. 1910	5 M. + 2 Tg.	247	1	20./V. 1910	26./X. 1910	5 M. + 6 Tg.	13'1	1	20./V. 1910	22./X. 1910	5 M. + 2 Tg.	19'2
	2				240	2				18'5	2				18'8
	3				231	241				23'9	3				23'1
	4				239										
	5				246										

Tabelle Nr. 4. Portlandzement B.

Mischung	Würfel					Zugprobekörper					Balken					
	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Zugfestigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Biegungs- festigkeit in kg/cm^2	
			am	nach				am	nach				am	nach		am
	1			253												
	2			260	1	3./V.	31./V.	4 Wochen	19'4	19'4	1	3./V.	31./V.	4 Wochen	33'6	
	3	3./V.	1910	290	2	1910	1910	4 Wochen	15'4	15'4	2	1910	1910	4 Wochen	30'2	31'9
	4			256					11'5	11'5	3				31'9	
	5			294												
	1			280												
	2			257	1	3./V.	14./VI.	6 Wochen	15'0	15'0	1	3./V.	14./VI.	6 Wochen	25'7	
	3	3./V.	1910	282	2	1910	1910	6 Wochen	16'4	16'4	2	1910	1910	6 Wochen	27'0	25'2
	4			263					17'9	17'9	3				23'0	
	5			271												
320 kg/m^3	1	3./V.		322	1	3./V.	4./X.	5 M. +	25'5	25'5	1	3./V.	4./X.	5 M. +	34'1	
	2	1910		334	2	1910	1910	1 Tg.	24'8	24'8	2	1910	1910	1 Tg.	31'2	33'1
	3	4./V.		353												
	4	1910		353	2	1910	1910	5 M.			2	1910	1910	1 Tg.	34'1	
	5			364												

Tabelle Nr. 5. Schlackenzement S.

Mischung	Würfel					Zugprobekörper					Balken							
	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Zugfestigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Biegungs- festigkeit in kg/cm^2			
			ein- zel-	nach				am	nach				einzel	Mittel		am	nach	
	1	9./V. 1910	6./VI. 1910	4 Wochen	190	I	7./V. 1910	4./VI. 1910	4 Wochen	13·8	1	7./V. 1910	4./VI. 1910	4 Wochen	(4·2)			
	2				214					11·0						2	1910	23·0
	3				164					8·3						2	1910	24·5
	4				166													
	5				154													
320 kg/m^3	1	9./V. 1910	20./VI. 1910	6 Wochen	216	I	9./V. 1910	20./VI. 1910	6 Wochen	11·7	1	7./V. 1910	18./VI. 1910	6 Wochen	23·2			
	2				218					11·7						2	1910	23·2
	3				203					(4·6)						2	1910	(9·9)
	4				240													(5·5)
	5				232													
	1	9./V. 1910	11./X. 1910	5 M. + 2 Tg.	232	I	9./V. 1910	25./X. 1910	5 M. + 2 W. + 2 Tg.	14·2	—	—	—	—	—			
	2				250					12·3						2	1910	—
	3				210													
	4				210													
	5				226					10·4								

Die eingeklammerten Werte wurden nicht in das Mittel einbezogen.

Tabelle Nr. 6. Portlandzement A.

(Wiederholte Proben.)

Mischung	Würfel						Zugprobekörper						Balken					
	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Zugfestigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Biegungs- festigkeit in kg/cm^2			
			am	nach				am	nach				am	nach		am	nach	
420 kg/m^3	1	28./X.	25./XI.	4 Wochen	386	—	—	—	—	—	1	28./X.	25./XI.	4 Wochen	34'1			
	2	1910	1910		423	404'5	—	—	—	—	2	1910	1910		39'9			
	1	28./X.	9./XII.	6 Wochen	430	—	—	—	—	—	1	28./X.	9./XII.	6 Wochen	31'8			
	2	1910	1910		444	437'0	—	—	—	—	2	1910	1910		31'8			
	1	2./XI.	3./IV.	5 M. +	595	1	—	—	—	18'8	—	—	—	—	—			
	2	1910	1911	1 Tg.	605	2	2./XI.	3./IV.	5 M. +	22'9	—	—	—	—	—			
3				584	3	1910	1911	1 Tg.	24'9	—	—	—	—	—				
					5				24'3	—	—	—	—	—				
					6				24'1	—	—	—	—	—				

Tabelle Nr. 7. Portlandzement A.
(Wiederholte Proben.)

Mischung	Würfel					Zugprobekörper					Balken				
	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Druck- festigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Zugfestigkeit in kg/cm^2	Nr.	ange- fertigt am	erprobt		Biegungs- festigkeit in kg/cm^2
			am	nach				ein- zel- tel	am				nach	am	
	1	29./X.	25./XI.	4 W. —	377	—	—	—	—	—	1	29./X.	25./XI.	4 W. —	26'5
	2	1910	1910	1 Tg.	373	—	—	—	—	—	2	1910	1910	1 Tg.	31'4
											3				29'9
320 kg/m^3	1	29./X.	9./XII.	6 W. —	436	—	—	—	—	—	1	29./X.	9./XII.	6 W. —	27'3
	2	1910	1910	1 Tg.	431	—	—	—	—	—	2	1910	1910	1 Tg.	30'6
											3				24'8
	1	3./XI.	3./IV.	5 M.	404	1	—	—	22'1	—	—	—	—	—	—
	2	1910	1911	5 M.	315	2	3./XI.	3./IV.	20'0	—	—	—	—	—	—
	3				364	3	1910	1911	14'6	—	—	—	—	—	—
					374	4			24'8	—	—	—	—	—	—
						5			23'1	—	—	—	—	—	—
						6			18'4	—	—	—	—	—	—

beim Portlandzement *B* (aus den Werken in Achau):

in der Mischung: 320 kg/m^3 27·3 v. H.
 und beim Königshofer Schlackenzement:

in der Mischung: 320 kg/m^3 27·0 v. H.

Es ergibt sich daraus die interessante Tatsache, daß für die Mischung 320 kg m^3 die Zementgattung auf die perzentuelle Zunahme der Druckfestigkeit in der Zeit von 4 Wochen auf rund 5 Monate keinen Einfluß genommen und somit der Festigkeitszuwachs bei allen drei Zementgattungen die gleiche Höhe erreicht hat.

Für die übrigen Mischungsverhältnisse (420 kg/m^3 und 250 kg/m^3) sind solche Vergleichsziffern nicht vorhanden, nachdem für den Portlandzement aus Achau und für den Königshofer Schlackenzement, insoweit die Versuchsreihe 6 in Betracht kam, programmgemäß bloß das Mischungsverhältnis 320 kg/m^3 untersucht werden sollte.

Eine nachträgliche Erweiterung der Versuchsreihe zur Aufstellung dieser Frage der Druckfestigkeitszunahme bei den übrigen Mischungsverhältnissen war aber ohne Wiederholung sämtlicher Versuche der Reihe 6 nicht möglich. Das Zurückgehen der Biegungsfestigkeit nach 6 Wochen Erhärtungsdauer beim Portlandzement *A* in den Mischungen 420 kg/m^3 und 320 kg/m^3 und des Portlandzementes *B* dürfte in der bei der Erprobung konstatierten, zum Teil bedeutend größeren Feuchtigkeit der betreffenden Probekörper gelegen sein.

Das Verhältnis der reinen Zug- zur Biegungszug-Festigkeit, welch letztere rechnermäßig aus den gefundenen Bruchlasten ermittelt wurde, stellt sich folgendermaßen:

beim Portlandzement *A*

in der Mischung 420 kg/m^3	nach 4 Wochen	$\frac{1}{2·2}$,	nach 5 Monaten	$\frac{1}{1·4}$,
„ „ „ 320 „	„ „	$\frac{1}{2·2}$,	„	$\frac{1}{1·1}$,
„ „ „ 250 „	„ „	$\frac{1}{1·6}$	„	$\frac{1}{1·1}$,

beim Portlandzement *B*

in der Mischung kg/m^3 nach 4 Wochen $\frac{1}{2·1}$, nach 5 Monaten $\frac{1}{1·3}$,

beim Schlackenzement *S*

in der Mischung 320 kg/m^3 nach 4 Wochen $\frac{1}{2·2}$, nach 5 Monaten —

daher im Mittel für alle 3 Zemente: $\left\{ \begin{array}{l} \text{nach 4 Wochen } \frac{1}{2·1} \\ \text{nach 5 Monaten } \frac{1}{1·2} \end{array} \right.$

Wie ersichtlich, ergeben die Versuche für 4 Wochen die bekannte Verhältniszahl = $1/2$. Mit zunehmendem Alter nähert sich indes

die reine Zugfestigkeit sehr der Biegunszugfestigkeit. Es möge hier erwähnt werden, daß die seinerzeit über Anregung L. v. Tetmajers von Hofrat Professor Brik und Konstrukteur Dr. Mayer an der k. k. Technischen Hochschule in Wien durchgeführten Versuche fast übereinstimmend mit den vorliegenden die Biegunszugfestigkeit nach 4 Wochen im Mittel als das 10fache der reinen Zugfestigkeit ergaben. Schließlich soll noch im Hinblick auf den Umstand, daß Beton ein künstlich erzeugtes Konglomeratgestein darstellt, welches gegenüber dem natürlichen Gestein vor allem den Vorteil der leichten Formbarkeit im weichen Zustande besitzt, angegeben werden, wie sich das Verhältnis der reinen Zugfestigkeit zur Biegunszugfestigkeit bei den natürlichen, aus den Steinbrüchen kommenden Konglomeraten stellt, welche aus durch Transport im Wasser abgerundeten Stücken von Mineralien oder Felsarten bestehen, die durch ein kalkiges, kieseliges etc. Bindemittel verkittet sind.

Nach einer großen Anzahl von Versuchen, welche der Verfasser in dieser Hinsicht angestellt hat, ergab sich für Kalkkonglomerate das genannte Ver-

hältnis $\frac{1}{1.4}$ bis $\frac{1}{2.3}$, im Mittel $\frac{1}{1.8}$.

Wien, im August 1911.

August Hanisch.

VERSUCHE

mit

bewehrten Rechteckbalken,

ausgeführt im

mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. technischen
Hochschule in Wien.

Bericht erstattet von

PROFESSOR BERNHARD KIRSCH.



I. Herstellung der Balken.

Der Eisenbeton-Ausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins hat in sein Arbeitsprogramm auch die Bestimmung des Einflusses der Bewehrungsstärke auf die rechnermäßigen Biegungsspannungen aufgenommen. Zu diesem Zwecke wurde eine Reihe von Versuchen mit rechteckigen, verschieden stark bewehrten Balken im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien durchgeführt.

Die Ausmaße der betreffenden Probekörper und die Anordnung der Armierung sind aus den Figuren 1—7 ersichtlich; die Anzahl, Mischungsverhältnisse, die Armierung und sonstige maßgebende Angaben sind aus der Tabelle I zu entnehmen. Hiernach kamen im ganzen 28 Balken von 2·2 m Länge, 300 mm Höhe und 150 mm Breite zur Erprobung und zwar wurden von jeder Gattung, um verlässliche Mittelwerte zu erhalten, 4 Stück angefertigt und der Prüfung unterzogen. Die Bewehrung erfolgte mit Rundeseisen, die teilweise gegen die

Tabelle Nr. I. Verzeichnis der Probek balken.

Bezeichnung der Balken	Zementgattung	Mischungsverhältnis	Bewehrung*) v. H.	Eisenfläche in cm^2	Herstellung gemäß
1—4	A	320 kg Zement auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Kies	0·52	2·36	Figur 1 und 3
5—8	A		1·03	4·62	Figur 1 und 4
9—12	A		1·51	6·81	Figur 1 und 5
13—16	A		1·96	8·84	Figur 2 und 6
17—20	A		3·15	14·18	Figur 2 und 7
21—24	B		1·03	4·62	Figur 1 und 4
25—28	B		1·03	4·62	Figur 1 und 4

*) bezogen auf die gesamte Querschnittsfläche.

Enden zu aufgebogen waren und mit Rundhaken endigten. Bügel waren nicht angeordnet, da bei der beantragten Belastungsweise und Bemessung der Probekörper ein Bruch durch Überwindung des Scherwiderstandes nicht zu erwarten war. Die Bewehrung wurde in 5 verschiedenen Stärken, von 0·52 v. H. bis 3·15 v. H. angenommen. Um zu untersuchen, ob die Beschaffenheit des Zements einen Einfluß auf die rechnerisch ermittelten Biegungsspannungen ausübe, wählte man 3 verschiedene Zementgattungen und zwar zwei Portlandzemente A und B, sowie einen Schlackenzement; von letzteren beiden wurde

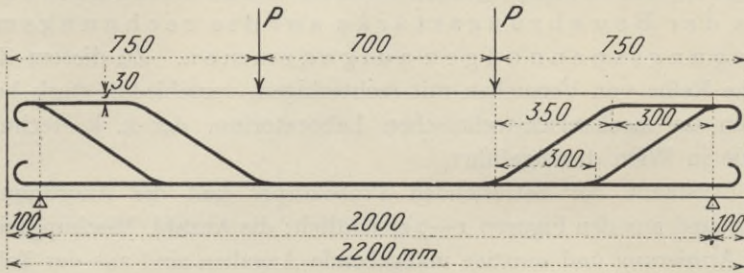


Abb. 1.

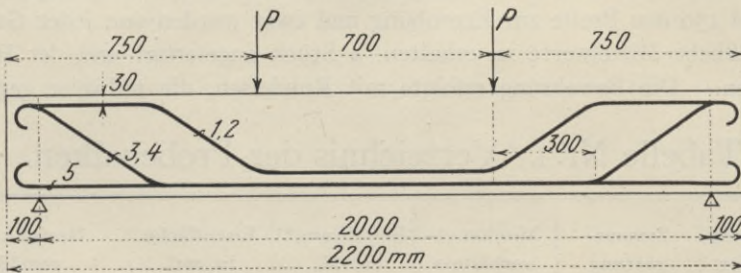


Abb. 2.

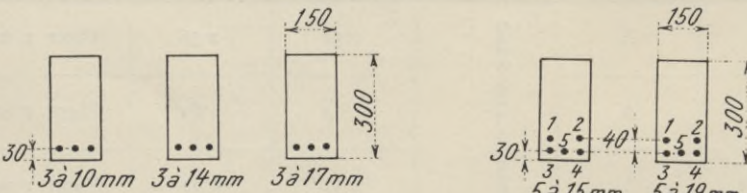


Abb. 3, 4, 5.

Abb. 6, 7.

Abb. 1 bis 7. Schematische Darstellung der Balken Nr. 1 bis 8, ihrer Belastungsweise und Armierung. Lasten P auf einem Stempel in kg .

indessen, um die Versuche nicht übermäßig auszudehnen, nur Probekörper mit der Bewehrung 1·03 v. H. angefertigt. Das Mischungsverhältnis wurde mit 320 kg Zement auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Kies gewählt.

Alle Probekörper sollten nach gleicher Erhärtungsdauer (15 Wochen) geprüft werden; verschiedene Umstände brachten es indessen mit sich, daß diese Zeit nicht genau eingehalten werden konnte. Tatsächlich schwankte die Erhärtungszeit bis zur Prüfung zwischen 3·5 und 4·5 Monaten; bei der Beur-

teilung der Ergebnisse mußte auf diesen Umstand Rücksicht genommen werden.

Hinsichtlich der Eigenschaften der zu den Probekörpern verwendeten Baustoffe (Zement, Sand, Kies, Eisen) muß auf den betreffenden Bericht des Herrn k. k. Bau-Oberkommissärs N ä h r im vorliegenden Heft I der Mitteilungen über die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses verwiesen werden.

Die Herstellung der bewehrten Betonbalken ist getreu dem schon im allgemeinen Teile hervorgehobenen Grundsatz e b a u m ä ß i g erfolgt. Die Schalungswände waren an ihren Innenflächen allerdings gehobelt; im übrigen aber unterschieden sie sich hinsichtlich ihrer Anordnung durch nichts von der beim Baue selbst üblichen Weise. Auf die Aufrechterhaltung der gewünschten theoretischen Querschnittsform war natürlich strenge Bedacht genommen worden.

Zur Einhaltung der vorgeschriebenen Eisenabstände kamen kleine Betonstücke (Betonplätzchen) zur Verwendung, welche eine Dicke gleich dem erforderlichen Abstand der Eisenoberfläche von der Schalungswand hatten. Diese Betonplätzchen wurden so verteilt, daß nicht etwa eine Anhäufung in einem und demselben Querschnitte sich ergab. Der Abstand der Eisen untereinander und von den Seitenwandungen der Schalung wurde während der Betonierungsarbeit durch entsprechend starke Holzstücke aufrecht erhalten, die dann nach Ausbetonierung der Balkenform, nachdem also ein Verschieben der Einlageeisen nicht mehr befürchtet werden mußte, entfernt wurden.

Bezüglich der Zusammensetzung des Zuschlagsmaterials, sowie der beigegebenen Zement- und Wassermenge kann auf die ausführlichen Darlegungen im oberwähnten Berichte verwiesen werden.

Nach Fertigstellung der Balken haben diese wie alle übrigen auf dem Versuchsplatze hergestellten Probekörper bis zu ihrem Abtransporte an das Laboratorium der technischen Hochschule im Freien gelagert; sie wurden während der ersten vierzehn Tage täglich zwei- oder dreimal, je nach dem Feuchtigkeitsgrade der Luft und der Stärke der Sonnenstrahlung, begossen.

Die Versuche und deren Bearbeitung übernahm das mechanisch-technische Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien. Mit der Ausführung der Versuche war Herr Dozent Dr. A. L e o n betraut, dem für den hierbei bekundeten Eifer die beste Anerkennung gebührt; allen übrigen bei den Versuchen und deren Ausarbeitung Mitwirkenden*) sei hiermit ebenfalls der verdiente Dank ausgesprochen.

II. Prüfung der Balken.

Die Belastung wurde gemäß Abb. 1 und 2 in zwei symmetrisch gelegenen Punkten angebracht, deren Abstand 70 *cm* betrug. Die Stützweite war 2 *m*. Die Prüfung erfolgte mittelst einer Maschine Bauart Amsler, von deren näheren Beschreibung abgesehen werden kann, da sie wiederholt veröffentlicht worden

*) Hier seien besonders die Studierenden Josef Saliger und Wilhelm Franz genannt.

ist. *) Für den vorliegenden Zweck ist es nur wesentlich zu erwähnen, daß die Drücke in dieser Maschine durch zwei gleiche hydraulische Pressen bewirkt werden, die von einer Druckleitung gespeist werden, also — gleiche Reibung der „schwimmenden“ Kolben vorausgesetzt — gleiche Drücke erzeugen. Ferner ist die unmittelbare Druckübertragung auf die Balken hervorzuheben. Wie die photographischen Abbildungen in den Abb. 51 bis 78 zeigen, wirken die in je einem Punkte konzentrierten 4 Drücke sämtlich durch zylindrische, um ihre Achse drehbar gelagerte Bolzen unmittelbar auf die Balkenoberfläche. Die seitlichen, 2 *m* voneinander abstehenden Auflagerpunkte sind parallel zur Balkenachse beweglich, daher sind Zugspannungen durch achsiale Kraftwirkungen ausgeschlossen, wenn vorausgesetzt wird, daß diese pendelnden Stützen bei der Deformation der Balken nur verschwindend kleine Drehungen ausführen. Das letztere ist aber bei diesen Maschinen wegen der beträchtlichen Länge der Pendelstützen der Fall. Bezeichnet man den Druck einer der zwei Pressen mit *P kg*, so beträgt mit den Maßen der Abb. 1 und 2 das zwischen den Pressen auftretende konstante Moment

$$M = 65 P \text{ kgcm.}$$

Die so wirksamen Drücke wurden nun, von einer Anfangslast von 200 *kg* ausgehend, ganz allmählich gesteigert. Nach Erreichung von je 400 *kg* mehr wurden die Deformationen u. zw. sowohl die gesamten wie die bleibenden beobachtet. Bei der Schwierigkeit, Rißbildungen bei ihrem Entstehen sofort festzustellen, wurde große Sorgfalt auf die Beobachtung derselben verwendet. Behufs leichter Erkennung von Rissen wurden die Balken mit einem Anstrich von in Alkohol gelöster Schlemmkreide versehen.

An Deformationen wurden gemessen 1. die Einsenkung in der Mitte; 2. die Dehnung und Stauchung (Meßlänge 20 *cm*) in der Mitte, je 30 *mm* von der äußersten Faser entfernt. **)

Zur Bestimmung der Durchbiegungen diente ein Fühlhebel (Tellerapparat) mit Ablesungen von 1/100 *mm*, während für die Dehnungen und Stauchungen Spiegelapparate zur Verwendung kamen. Die letzteren Deformationen sind bis auf 1/10.000 *mm* abgelesen und in die Tabellen eingetragen worden.

Die Tabellen 2—8 enthalten die aufgenommenen Beobachtungszahlen, zu denen nur bemerkt sei, daß die Bezeichnungen *or*, *ol*, *ur*, *ul* die Lage der Spiegel oben rechts, oben links, unten rechts und unten links bedeuten sollen. Die Pressen wirkten von unten nach oben, die Zugseite lag also oben, so daß die Spiegelablesungen *or* und *ol* für die Dehnungsbestimmungen maßgebend waren. Der Eintritt der Risse ist in den Abb. 51 bis 78 gekennzeichnet. Bei jedem Riß ist die Stempellast angeschrieben, bei welcher er entstand oder — genauer ausgedrückt — bemerkt wurde.

*) Man vergleiche F. Schüle, Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt am schweiz. Polytechnikum in Zürich.

**) Diese Feinmessung 2 wurde nur an je einem der 4 gleichartigen Balken derselben Bewehrung vorgenommen.

Tabelle 9 enthält die Raumbewichte und Druckfestigkeiten, welche an Würfeln von 20 cm Kantenlänge erhoben wurden. Diese Würfel waren in eisernen Formen gleichzeitig mit den Balken eingestampft worden und, da sie auch am gleichen Tage wie die zugehörigen Balken geprüft wurden, so können diese Festigkeiten mit denen der Balken verglichen werden.

III. Ergebnisse.

Die Beobachtungsziffern wurden zunächst zur Berechnung der Spannungen u. zw. der Zug- und Druckspannungen in Beton und der Zugspannungen in Eisen bei Eintreten der ersten Risse und bei der höchsten, noch getragenen Last benutzt. In Tabelle 10 finden sich diese Werte zusammengestellt. Hinsichtlich des Rechnungsvorganges ist zu bemerken, daß derselbe den durch die Vorschriften des k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 15. Juni 1911 (Z. 42/30—IX d), betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei Hochbauten und bei Straßenbrücken, gegebenen Annahmen entspricht. Hiernach ist Ebenbleiben der Querschnitte bei der Biegung und eine konstante Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck $E_d = 140.000 \text{ kg/cm}^2$, beziehungsweise des Eisens auf Zug oder Druck $E_e = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ vorausgesetzt. Die Druckspannungen des Betons und die Zugspannungen des Eisens sind einmal unter der Annahme, daß der Beton selbst keine Zugspannungen aufnehme — welche Annahme dem Vorhandensein von Zugrissen im Beton entspricht — das anderemal jedoch unter Voraussetzung der Mitwirkung des Betons bei der Aufnahme von Zugspannungen ermittelt. In letzterem Falle sind auch die betreffenden Zugspannungen im Beton berechnet, wobei eine konstante Formänderungszahl des Betons für Zug $E_z = 56.000 \text{ kg/cm}^2 = 0.4 E_d$ angenommen ist. Die letztgenannte Spannungsgattung wurde für jene Belastungen bestimmt, bei welchen die ersten Zugrisse im Beton auftraten.

Die unter den einzelnen Belastungen eintretenden, gemessenen Durchbiegungen sind in den Abb. 8—29 u. zw. als Abszissen zu den Belastungen als Ordinaten dargestellt; der Einfluß der Be- und Entlastungen gelangt in denselben deutlich zum Ausdruck. In diesen Figuren sind auch die theoretischen, d. h. die unter den oben erörterten Voraussetzungen und unter der weiteren Annahme eines auf die ganze Balkenlänge konstanten Trägheitsmomentes rechnermäßig ermittelten Durchbiegungen eingezeichnet. Der Verlauf derselben ist naturgemäß ein geradliniger; von den beiden, in den Figuren ersichtlichen Geraden gilt die eine, wenn auf den Zugwiderstand des Betons Rücksicht genommen wird, die andere, wenn dies nicht der Fall ist. Es kommt also die eine oder andere Gerade in Betracht, je nachdem die erste Rißbildung noch nicht oder schon überschritten ist.

Es sei gleich hier hervorgehoben, daß der Verlauf der beim Versuch gemessenen Durchbiegungen von diesen zwei Geraden stark abweicht. Kurz vor

Tabelle Nr. 2. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 0.52 v. H. Bewehrung.

4.4 Monate alt. Portlandzement A. (Fig. 1 und 3.)

Last pro Stempel <i>P</i> in <i>kg</i>	Balken Nr. 1		Balken Nr. 2		Balken Nr. 3		Balken Nr. 4										Anmer- kung
	Durchbiegungen								Verlängerungen		<i>Or</i> + <i>Ol</i>		Verkürzungen		<i>Ur</i> + <i>Ul</i>		
	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	<i>Or</i>	<i>Ol</i>	einzel	gesamt	<i>Ur</i>	<i>Ul</i>	einzel	gesamt	
200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
600	0.09	0.09	0.12	0.12	0.10	0.10	0.19	0.19	0.98	0.26	1.24	1.24	0.48	0.49	0.97	0.97	
200	(0.07)	(0.07)	(0.09)	(0.09)	(0.09)	(0.09)	(0.18)	(0.18)	(0.63)	(0.00)	(0.63)	(0.63)	(0.02)	(0.09)	(0.09)	(0.09)	
600	0.02	0.09	0.03	0.12	0.01	0.10	0.03	0.21	0.54	0.32	0.86	1.49	0.46	0.42	0.88	0.97	
1000	0.14	0.23	0.15	0.27	0.14	0.24	0.16	0.37	1.33	0.55	1.88	3.37	0.52	0.70	1.22	2.19	
200	(0.05)	(0.12)	(0.06)	(0.15)	(0.08)	(0.17)	(0.12)	(0.30)	(1.10)	(0.21)	(1.31)	(1.94)	(0.00)	(0.12)	(0.12)	(0.21)	
1000	0.13	0.25	0.14	0.29	0.08	0.25	0.10	0.40	1.30	0.72	2.02	3.96	0.98	0.99	1.97	2.18	
1400	0.23	0.48	0.26	0.55	0.21	0.46	0.23	0.63	8.42	0.98	9.40	13.36	0.59	1.01	1.60	3.78	
200	(0.09)	(0.21)	(0.13)	(0.28)	(0.11)	(0.28)	(0.12)	(0.42)	(7.27)	(0.36)	(7.63)	(9.57)	(0.00)	(0.25)	(0.25)	(0.46)	
1400	0.30	0.51	0.33	0.61	0.23	0.51	0.28	0.70	4.24	1.43	5.67	15.24	1.52	1.83	3.35	3.81	
1800	0.58	1.09	0.87	1.48	0.69	1.20	0.65	1.35	9.46	1.14	10.60	25.84	1.17	1.49	2.66	6.47	
200	(0.24)	(0.45)	(0.44)	(0.72)	(0.32)	(0.60)	(0.30)	(0.72)	(9.59)	(0.00)	(9.59)	(19.16)	(0.28)	(0.36)	(0.64)	(1.10)	
1800	0.78	1.23	0.85	1.57	0.70	1.30	0.68	1.40	7.21	2.49	9.70	28.86	2.40	2.89	5.29	6.39	
2200	0.77	2.00	0.61	2.18	0.52	1.82	0.71	2.11	5.10	7.53	12.63	41.49	1.39	1.00	2.39	8.78	
200	(0.24)	(0.69)	(0.20)	(0.92)	(0.19)	(0.79)	(0.27)	(0.99)	(3.01)	(3.42)	(6.43)	(25.59)	(0.22)	(0.05)	(0.27)	(1.37)	
2200	1.41	2.10	1.38	2.30	1.16	1.95	1.30	2.29	11.07	7.53	18.60	44.19	3.48	3.84	7.32	8.69	
2600	0.56	2.66	0.79	3.09	0.60	2.55	0.62	2.91	2.83	5.47	8.30	52.49	0.84	0.99	1.83	10.52	
200	(0.13)	(0.82)	(0.27)	(1.19)	(0.17)	(0.96)	(0.20)	(1.19)	Apparate gehen zurück daher Messung eingestellt.				(0.00)	(0.14)	(0.14)	(1.51)	
2600	1.96	2.78	1.99	3.18	1.73	2.69	1.80	2.99					4.19	4.68	8.87	10.38	
3000	0.85	3.63	0.89	4.07	0.72	3.41	0.54	3.53					0.74	0.82	1.56	11.94	
200	(0.37)	(1.19)	(0.40)	(1.59)	(0.24)	(1.20)	(0.08)	(1.27)					(0.00)	(0.01)	(0.01)	(1.52)	
3000	2.63	3.82	2.70	4.29	2.41	3.61	2.39	3.66					4.91	5.57	10.48	12.00	

Die Durchbiegungen sind in *mm*, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ *mm* auf 20 *cm* Meßlänge angegeben.

Abb. 8 bis 11. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 1 bis 4 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 3, 0,52 v. H.).

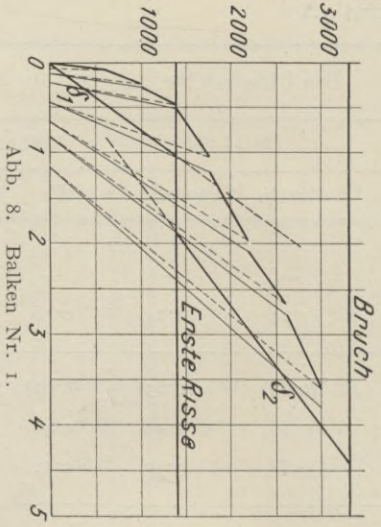


Abb. 8. Balken Nr. 1.

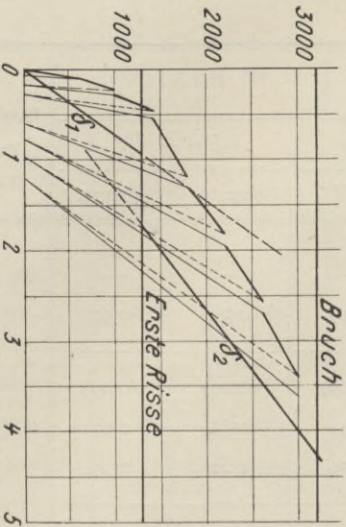


Abb. 9. Balken Nr. 2.

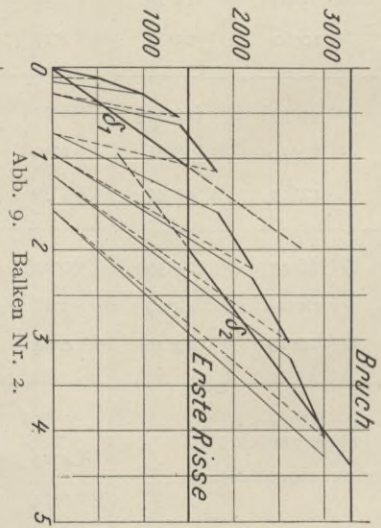


Abb. 10. Balken Nr. 3.

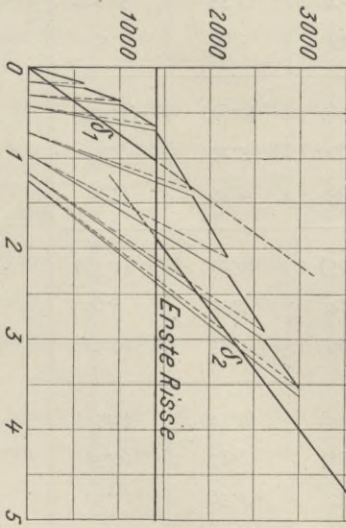


Abb. 11. Balken Nr. 4.

Durchbiegungen in mm.

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = " " " " " ohne

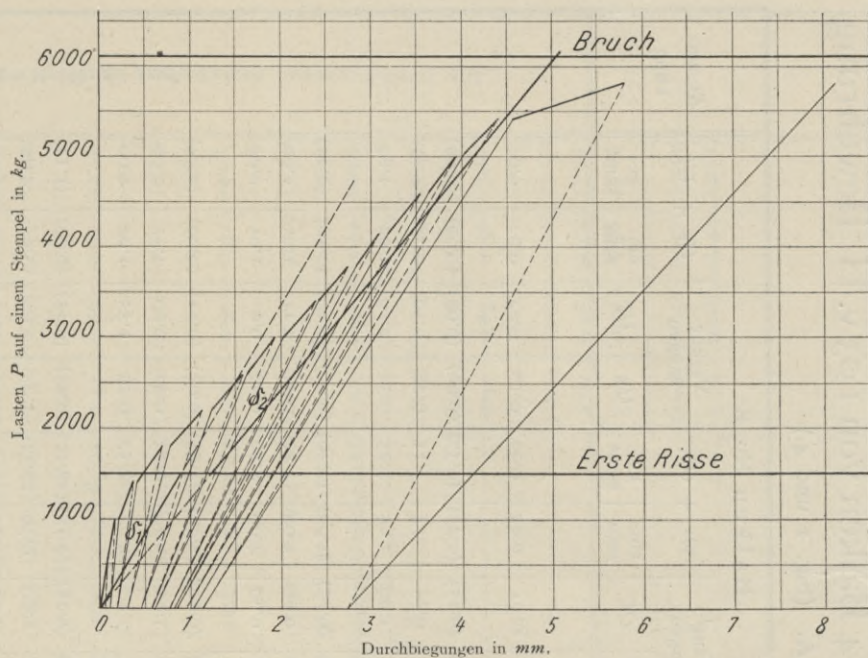


Abb. 12. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 5 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

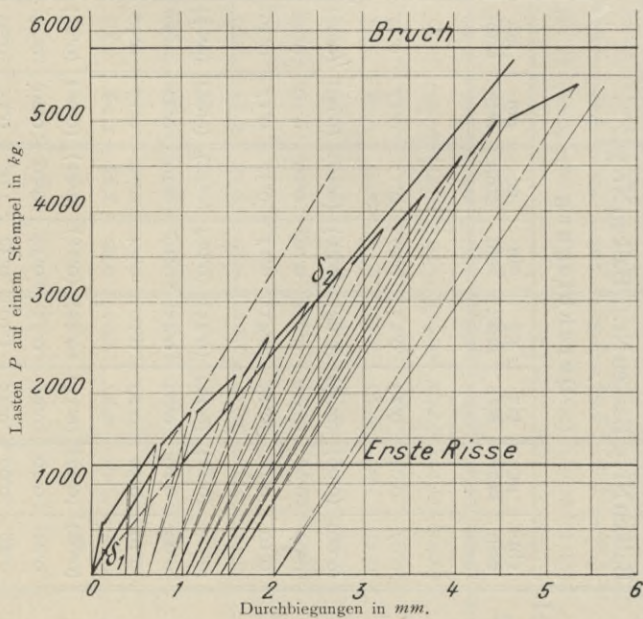


Abb. 13. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 6 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = „ „ „ „ ohne „ „ „

Tabelle Nr. 3. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 103 v. H. Bewehrung.

4.4 Monate alt. Portlandzement A. (Fig. 1 und 4.)

Last pro Stempel P in kg	Balken Nr. 5			Balken Nr. 6			Balken Nr. 7			Balken Nr. 8						Anmerkung		
	Durchbiegung									Verlängerungen		Or + Ol		Verkürzungen			Ur + Ul	
	ein- zeln	ge- samt	ein- zeln	ge- samt	ein- zeln	ge- samt	ein- zeln	ge- samt	Or	Ol	ein- zeln	ge- samt	Ur	Ul	ein- zeln		ge- samt	
200	0.07	0.07	0.23	0.23	0.17	0.17	0.17	0.17	—	0.62	0.30	0.92	0.92	—	—	—		
600	(0.06)	(0.06)	(0.23)	(0.23)	(0.16)	(0.16)	(0.09)	(0.09)	(0.22)	(0.15)	(0.37)	(0.37)	(0.37)	(0.09)	(0.09)	(0.62)		
200	0.02	0.08	0.03	0.26	0.04	0.20	0.10	0.19	0.49	0.25	0.74	1.11	1.11	0.28	0.50	(0.09)		
600	0.10	0.18	0.15	0.41	0.17	0.37	0.17	0.36	1.84	1.00	2.84	3.95	3.95	0.32	0.70	0.87		
1000	0.05	0.11	0.11	0.34	0.08	0.24	0.08	0.17	(1.22)	(0.77)	(1.99)	(2.36)	(2.36)	(0.06)	(0.10)	1.89		
200	0.09	0.20	0.09	0.43	0.16	0.40	0.22	0.39	1.38	0.68	2.06	4.42	4.42	0.54	1.11	(0.25)		
1000	0.19	0.39	0.27	0.70	0.34	0.74	0.17	0.56	3.40	0.60	4.00	8.42	8.42	0.38	0.67	1.90		
1400	(0.08)	(0.19)	(0.15)	(0.49)	(0.18)	(0.42)	(0.08)	(0.25)	(2.98)	(0.60)	(3.58)	(5.94)	(5.94)	(0.25)	(0.25)	2.95		
200	0.21	0.40	0.26	0.75	0.34	0.76	0.20	0.45	2.71	1.08	3.79	9.73	9.73	0.92	0.60	(0.54)		
1400	0.28	0.68	0.35	1.10	0.32	1.08	0.15	0.60	7.44	7.40	14.84	24.57	24.57	0.59	1.35	2.06		
1800	(0.12)	(0.31)	(0.17)	(0.66)	(0.10)	(0.52)	(0.09)	(0.34)	(3.90)	(8.28)	(12.18)	(18.12)	(18.12)	(0.25)	(0.35)	4.00		
200	0.46	0.77	0.50	1.16	0.60	1.12	0.51	0.85	6.49	2.90	9.39	27.51	27.51	1.25	2.60	(1.14)		
1800	0.35	1.12	0.43	1.59	0.28	1.40	0.49	1.34	11.43	3.18	14.61	42.12	42.12	0.40	1.32	4.99		
2200	(0.16)	(0.47)	(0.17)	(0.83)	(0.12)	(0.64)	(0.03)	(0.37)	(6.12)	(5.35)	(11.47)	(29.59)	(29.59)	(0.00)	(0.48)	6.71		
200	0.74	1.21	0.78	1.61	0.84	1.48	0.90	1.27	13.63	4.95	17.68	47.27	47.27	1.65	3.52	(1.62)		
2200	0.36	1.57	0.33	1.94	0.37	1.85	0.33	1.60	6.51	1.00	7.51	54.78	54.78	0.35	1.00	6.79		
2600	(0.11)	(0.58)	(0.10)	(0.93)	(0.12)	(0.76)	(0.10)	(0.47)	(2.97)	(2.65)	(5.62)	(35.21)	(35.21)	(0.00)	(0.27)	8.14		
200	1.04	1.62	1.10	2.03	1.15	1.91	1.17	1.64	18.13	5.30	23.43	58.64	58.64	2.03	4.35	(1.89)		
2600	0.31	1.93	0.36	2.39	0.35	2.26	0.33	1.97	4.95	1.95	6.90	65.54	65.54	0.30	0.89	8.27		
3000	(0.08)	(0.66)	(0.11)	(1.04)	(0.05)	(0.81)	(0.08)	(0.55)	(1.66)	(2.90)	(4.56)	(39.77)	(39.77)	(0.00)	(0.23)	9.46		
200	1.36	2.02	1.42	2.46	1.53	2.34	1.51	2.06	22.74	7.05	29.79	69.56	69.56	2.38	5.23	(2.12)		
3000	0.34	2.36	0.33	2.79	0.28	2.62	0.31	2.37	4.08	2.05	6.13	75.69	75.69	0.34	0.97	9.73		
3400	(0.09)	(0.75)	(0.09)	(1.13)	(0.08)	(0.89)	(0.05)	(0.60)	(0.31)	(2.40)	(2.71)	(42.48)	(42.48)	(0.00)	(0.12)	11.04		
200	1.66	2.41	1.75	2.88	1.97	2.86	1.88	2.48	28.01	9.22	37.23	79.71	79.71	2.80	6.28	(2.24)		
3400	0.33	2.74	0.34	3.22	0.14	3.00	0.28	2.76	3.09	1.88	4.97	84.68	84.68	0.42	0.80	11.32		
3800	(0.08)	(0.83)	(0.08)	(1.21)	(0.05)	(0.94)	(0.11)	(0.71)	(0.31)	(1.95)	(2.26)	(44.74)	(44.74)	(0.00)	(0.30)	12.54		
200	1.99	2.82	2.11	3.32	2.15	3.09	2.13	2.84	31.18	11.34	42.52	87.26	87.26	3.23	6.90	(2.54)		
4200	0.31	3.13	0.30	3.62	0.26	3.35	0.29	3.13	3.94	2.03	5.97	93.23	93.23	0.51	0.90	12.67		
200	(0.04)	(0.87)	(0.10)	(1.31)	(0.03)	(0.97)	(0.05)	(0.76)	(0.21)	(1.35)	(1.56)	(46.30)	(46.30)	(0.05)	(0.15)	14.08		
3800	2.33	3.20	2.40	3.71	2.47	3.44	2.47	3.23	36.37	14.30	50.67	96.97	96.97	3.70	8.20	(2.74)		
4600	0.32	3.52	0.34	4.05	0.40	3.84	0.33	3.56	Spiegel aus dem Gesichtsfeld					0.55	0.97	14.64		
200	(0.08)	(0.95)	(0.13)	(1.44)	(0.11)	(1.08)	(0.12)	(0.88)						(0.10)	(0.65)	16.16		
4600	2.66	3.61	2.73	4.17	2.81	3.89	2.77	3.65						4.15	8.59	(3.49)		
5000	0.32	3.93	0.30	4.47	0.29	4.18	0.29	3.94						0.55	0.83	16.23		
200	(0.07)	(1.02)	(0.07)	(1.51)	(0.03)	(1.11)	(0.05)	(0.93)						(0.02)	(0.10)	17.61		
5000	3.00	4.02	3.08	4.59	3.12	4.23	3.13	4.06						4.69	9.48	(3.61)		
5400	0.37	4.39	0.81	5.40	0.76	4.99	0.48	4.54						0.59	0.77	17.78		
200	(0.11)	(1.13)	(0.50)	(2.01)	(0.53)	(1.64)	(0.29)	(1.22)						(0.08)	(0.05)	19.14		
5400	3.46	4.59	3.64	5.65	3.65	5.29	3.69	4.91						5.32	10.16	(3.74)		
5800	1.71	6.30			4.70	9.99	13.43	18.34						5.32	10.16	19.22		
200	(1.59)	(2.72)			(4.16)	(5.80)												
5800	5.38	8.10			8.69	14.49												

Die Durchbiegungen sind in mm, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ mm auf 20 cm Meßlänge angegeben.

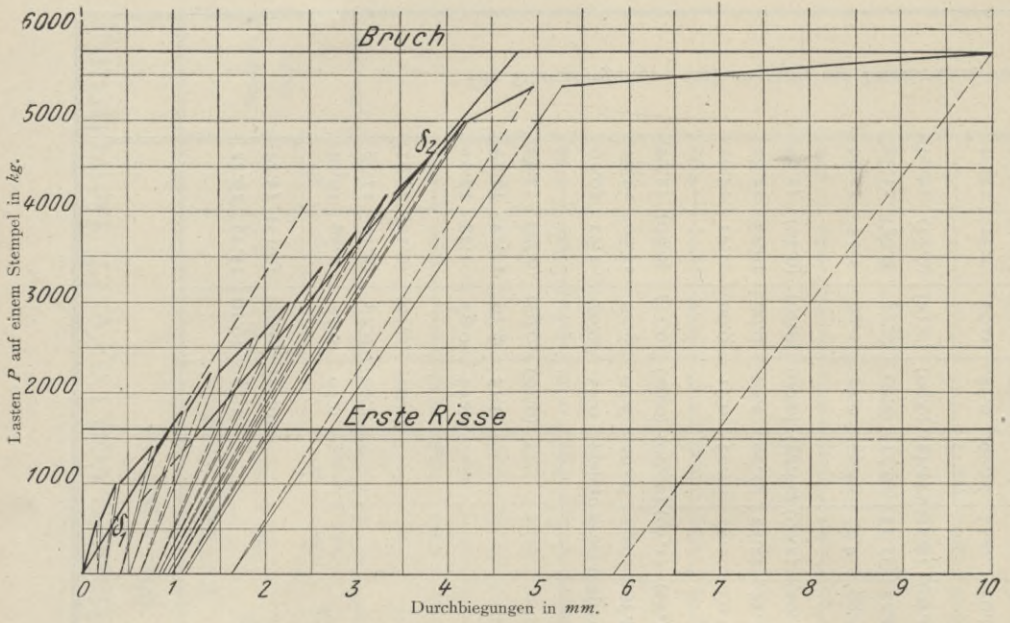


Abb. 14. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 7 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

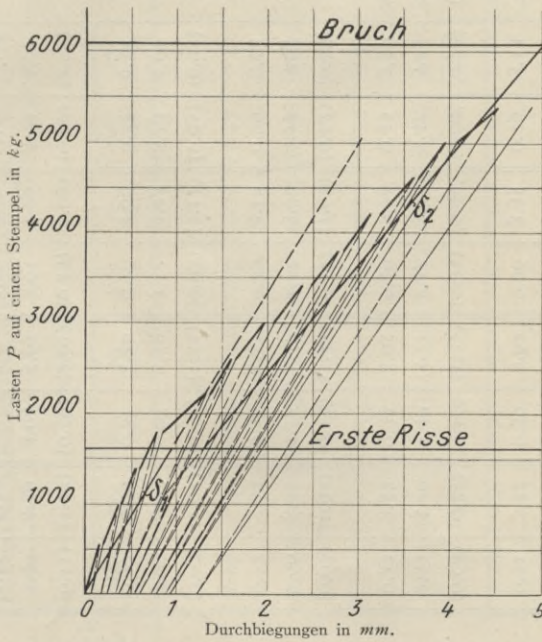


Abb. 15. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 8 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = " " " " ohne " " "

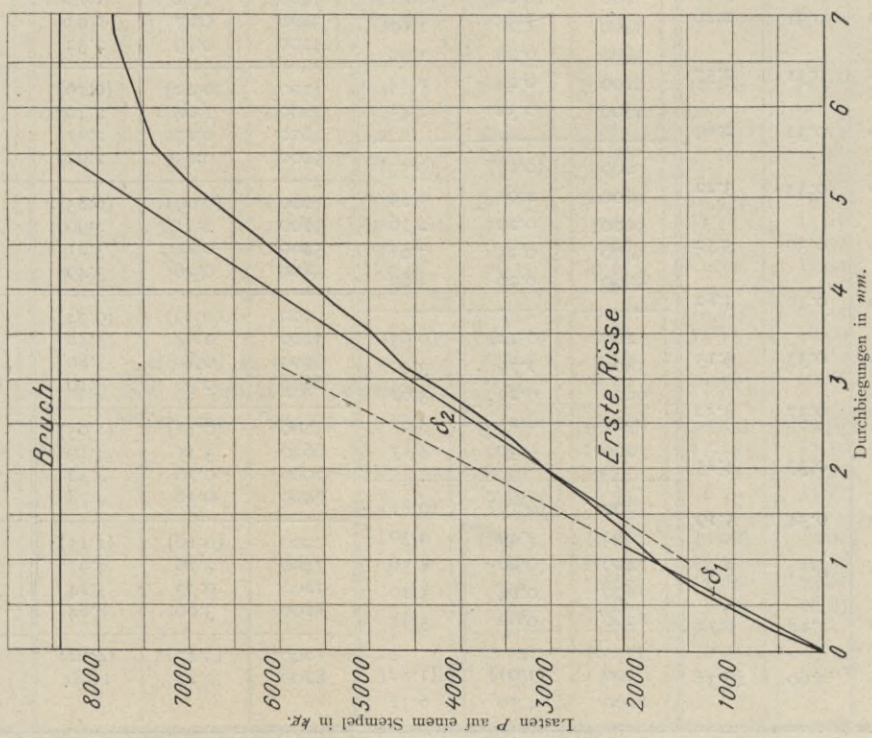


Abb. 16. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 9.
 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 5, 1:51 v. H.)
 d_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.
 d_2 = " " " " " ohne

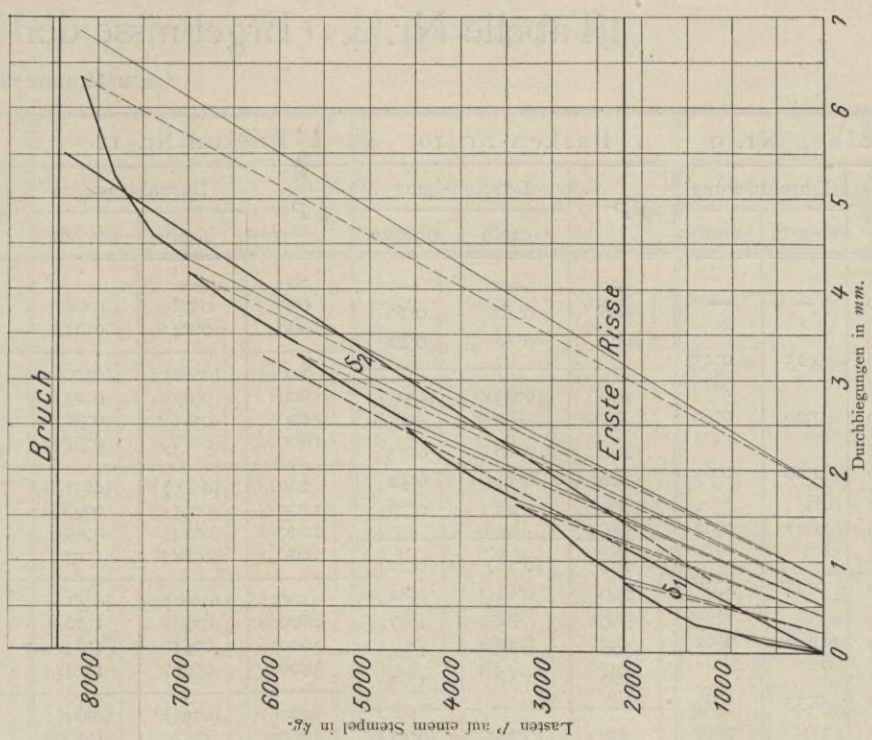


Abb. 17. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 10.
 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 1 und 5, 1:51 v. H.)
 d_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.
 d_2 = " " " " " ohne

Tabelle Nr. 4. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 151 v. H. Bewehrung.

42 Monate alt. Portlandzement A. (Fig. 1 und 5.)

Balken Nr. 9			Balken Nr. 10			Balken Nr. 11			Balken Nr. 12										Anmerkung		
P	Durchbiegung		P	Durchbiegung		P	Durchbiegung		P	Durchbiegung		Verlängerungen		Or + Ol		Verkürzungen		Ur + Ul			
	einzel	gesamt		einzel	gesamt		einzel	gesamt		einzel	gesamt	Or	Ol	einzel	gesamt	Ur	Ul	einzel		gesamt	
200	—	—	200	—	—	200	—	—	200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Die Durchbiegungen sind in mm, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ mm auf 20 cm Meßlänge angegeben.
600	0'25	0'25	600	0'10	0'10	600	0'08	0'08	600	0'22	0'22	0'62	0'25	0'87	0'87	0'39	0'50	0'89	0'89		
1000	0'20	0'45	1000	0'12	0'22	1000	0'14	0'22	1000	0'16	0'38	1'01	0'31	1'32	2'19	0'45	0'63	1'08	1'97		
1400	0'20	0'65	200	(0'03)	(0'03)	200	(0'16)	(0'16)	200	(0'12)	(0'12)	(0'56)	(0'00)	(0'56)	(0'56)	(0'18)	(0'20)	(0'38)	(0'38)		
1800	0'27	0'92	1000	0'20	0'23	1000	0'07	0'23	1000	0'28	0'40	1'21	0'55	1'76	2'32	0'76	1'00	1'76	2'14		
2200	0'38	1'30	1400	0'10	0'33	1400	0'15	0'38	1400	0'14	0'54	3'41	0'16	3'57	5'89	0'40	0'75	1'15	3'29		
2600	0'32	1'62	1800	0'19	0'52	1800	0'19	0'57	1800	0'24	0'78	5'75	4'83	10'58	16'47	0'49	0'84	1'33	4'62		
3000	0'33	1'95	2200	0'25	0'77	2200	(0'15)	(0'31)	200	(0'14)	(0'26)	(6'26)	(5'08)	(11'34)	(11'90)	(0'15)	(0'40)	(0'55)	(0'93)		
3400	0'31	2'26	2600	0'61	0'82	2600	0'35	0'66	1800	0'58	0'84	6'35	4'90	11'25	23'15	1'62	2'41	4'03	4'96		
3800	0'31	2'57	3000	0'37	1'44	3000	0'23	0'89	2200	0'24	1'08	5'95	5'27	11'22	34'37	0'39	0'98	1'37	6'33		
4200	0'32	2'89	3400	0'18	1'62	3400	0'28	1'17	2600	0'33	1'41	7'73	5'26	12'99	47'3	0'50	1'00	1'50	7'83		
4600	0'33	3'22	200	(0'20)	(0'41)	200	(0'20)	(0'51)	200	(0'22)	(0'48)	(9'64)	(11'40)	(21'04)	(32'94)	(0'20)	(0'41)	(0'61)	(1'54)		
5000	0'30	3'52	3400	1'26	1'67	3400	0'69	1'20	2600	1'03	1'51	14'35	8'31	22'66	55'60	2'48	4'17	6'65	8'19		
5400	0'30	3'82	3800	0'23	1'90	3800	0'43	1'63	3000	0'18	1'69	3'36	2'22	5'58	61'18	0'84	0'66	1'50	9'69		
5800	0'33	4'15	4200	0'24	2'14	4200	0'11	1'74	3400	0'29	1'98	3'41	2'99	6'40	67'58	0'00	0'95	0'95	10'64		
6200	0'37	4'52	4600	0'31	2'45	200	(0'13)	(0'64)	200	(0'15)	(0'63)	(8'82)	(8'27)	(17'09)	(50'03)	(0'22)	(0'30)	(0'52)	(2'06)		
6600	0'33	4'85	3400	1'26	1'67	3400	1'12	1'76	3400	1'44	2'07	20'14	9'75	29'89	79'92	3'18	5'51	8'69	10'75		
7000	0'34	5'19	3800	0'23	1'90	3800	0'27	2'03	3800	0'22	2'29	3'46	2'00	5'46	85'38	0'40	0'77	1'17	11'92		
7400	0'38	5'57	4200	0'24	2'14	200	(0'12)	(0'76)	200	(0'07)	(0'70)	(1'60)	(0'84)	(2'44)	(52'47)	(0'10)	(0'09)	(0'19)	(2'25)		
7800	1'18	6'75	4600	0'31	2'45	3800	1'64	2'40	3800	1'69	2'39	23'87	10'99	34'86	87'33	3'61	6'30	9'91	12'16		
8200	3'60	10'35	5000	0'22	2'76	4600	0'27	2'67	4200	0'23	2'62	3'21	2'17	5'38	92'71	0'49	0'79	1'28	13'44		
			5400	0'26	3'27	5000	0'25	2'92	4600	0'25	2'87	3'61	2'31	5'92	98'63	0'49	0'80	1'29	14'73		
			5800	0'22	2'76	200	(0'09)	(0'85)	200	(0'11)	(0'81)	(1'26)	(1'54)	(2'80)	(55'27)	(0'26)	(0'12)	(0'38)	(2'63)		
			6200	0'22	3'62	5000	2'11	2'96	4600	2'16	2'97	30'53	15'33	45'86	101'13	4'48	7'80	12'28	14'91		
			6600	0'25	3'87	5400	0'25	3'21	5000	0'25	3'22	3'31	1'94	5'25	106'38	0'55	0'86	1'41	16'32		
			7000	0'30	4'17	5800	0'28	3'49	5400	0'25	3'47	3'15	1'93	5'08	111'46	0'51	0'81	1'32	17'64		
			7400	0'16)	(0'81)	200	(0'09)	(0'94)	200	(0'13)	(0'94)	Meßfeld zu klein. Bei 2200 kg Riß in der oberen Meßstrecke. (Zugseite.)					(0'45)	(0'36)	(0'81)	(3'44)	
			7800	0'26	4'56	5800	2'64	3'58	5400	2'70	3'64						(0'45)	(0'36)	(0'81)	(3'44)	
			8200	0'64	5'20	6200	0'22	3'80	5800	0'21	3'85						(0'45)	(0'36)	(0'81)	(3'44)	
			8200	0'62	5'82	6600	0'30	4'10	6200	0'28	4'13						(0'45)	(0'36)	(0'81)	(3'44)	
			200	(0'12)	(0'65)	200	(0'11)	(1'05)	200	(0'09)	(1'03)	(0'29)	(0'24)	(0'53)	(3'97)						
			7000	0'30	4'17	6600	3'11	4'16	6200	3'21	4'24	(0'29)	(0'24)	(0'53)	(3'97)						
			7400	0'26	4'56	7000	0'26	4'42	6600	0'25	4'49	(0'29)	(0'24)	(0'53)	(3'97)						
			7800	0'64	5'20	7400	0'36	4'78	7000	0'31	4'80	(0'29)	(0'24)	(0'53)	(3'97)						
			8200	0'62	5'82	200	(0'10)	(1'15)	200	(0'10)	(1'13)	(0'36)	(0'29)	(0'65)	(4'62)						
			200	(1'01)	(1'82)	7400	3'76	4'91	7000	3'83	4'96	(0'36)	(0'29)	(0'65)	(4'62)						
			8200	4'50	6'32	7800	0'33	5'24	7400	0'21	5'17	(0'36)	(0'29)	(0'65)	(4'62)						
			200	(3'47)	(4'62)	8200	3'60	8'84	7800	0'72	5'89	(0'36)	(0'29)	(0'65)	(4'62)						
			8200	7'22	11'84	200	(0'60)	(1'73)	200	(0'60)	(1'73)	(0'24)	(0'47)	(0'71)	(5'33)						
			200	—	—	8200	4'48	6'21	7800	4'20	10'41	(0'24)	(0'47)	(0'71)	(5'33)						
			600	0'10	0'10	8200	4'20	10'41	8200	4'20	10'41	8'29	13'45	21'74	27'07						

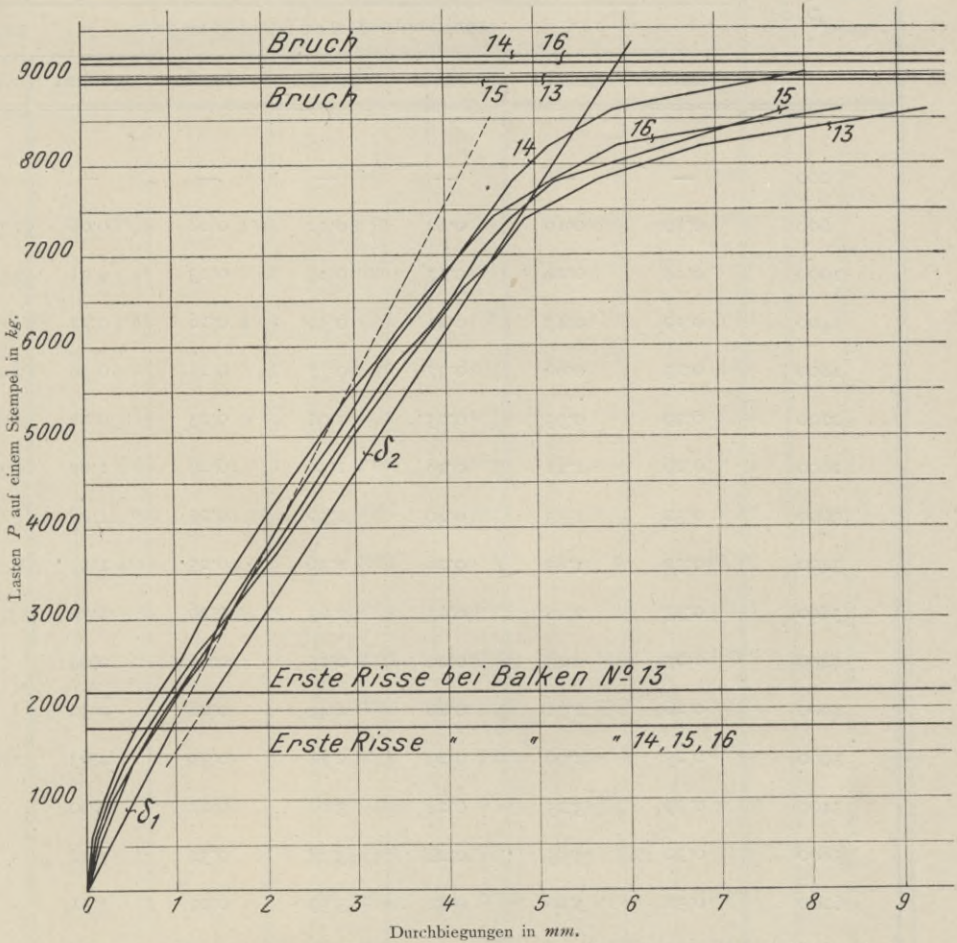


Abb. 20. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 13 bis 16 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 2 und 6, 1906 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.
 δ_2 = " " " " " ohne " " "

Tabelle Nr. 5: Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 1'96 v. H. Bewehrung.

3'5 Monate alt. Portlandzement A. (Fig. 2 und 6.)

P	Balken Nr. 1		Balken Nr. 2		Balken Nr. 4		Balken Nr. 3										Anmerkung
	Durchbiegung								Verlängerungen		Or + Ol		Verkürzungen		Ur + Ul		
	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	Or	Ol	einzel	gesamt	Ur	Ul	einzel	gesamt	
200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
600	0'10	0'10	0'12	0'12	0'08	0'08	0'19	0'19	0'46	0'55	1'01	1'01	0'50	0'44	0'94	0'94	
1000	0'14	0'24	0'17	0'29	0'13	0'21	0'15	0'34	0'92	0'49	1'41	2'42	0'60	0'53	1'13	2'07	
1400	0'19	0'43	0'21	0'50	0'16	0'37	0'17	0'51	1'21	0'61	1'82	4'24	0'70	0'63	1'33	3'40	
1800	0'23	0'66	0'27	0'77	0'21	0'58	0'24	0'75	1'04	1'07	2'11	6'35	0'77	0'75	1'52	4'92	
2200	0'29	0'95	0'25	1'02	0'23	0'81	0'25	1'00	2'20	0'95	3'15	9'50	0'92	0'70	1'62	6'54	
2600	0'26	1'21	0'28	1'30	0'26	1'07	0'28	1'28	3'00	1'62	4'62	14'12	0'80	0'79	1'59	8'13	
3000	0'32	1'53	0'20	1'50	0'21	1'28	0'27	1'55	2'70	2'18	4'88	19'00	0'80	0'71	1'51	9'64	
3400	0'32	1'85	0'26	1'76	0'25	1'53	0'28	1'83	2'55	2'22	4'77	23'77	0'83	0'60	1'43	11'07	
3800	0'33	2'18	0'27	2'03	0'26	1'79	0'26	2'09	2'75	3'23	5'98	29'75	0'65	0'73	1'38	12'45	
4200	0'27	2'45	0'20	2'23	0'25	2'04	0'27	2'36					0'67	0'57	1'24	13'69	
4600	0'26	2'71	0'26	2'49	0'28	2'32	0'26	2'62					0'80	1'30	2'10	15'79	
5000	0'25	2'96	0'29	2'78	0'31	2'63	0'28	2'90					0'76	0'62	1'38	17'17	
5400	0'29	3'25	0'24	3'02	0'27	2'90	0'29	3'19					0'91	0'81	1'72	18'89	
5800	0'30	3'55	0'26	3'28	0'32	3'22	0'26	3'45					1'09	0'90	1'99	20'88	
6200	0'31	3'86	0'31	3'59	0'29	3'51	0'37	3'82					0'93	0'70	1'63	22'51	
6600	0'32	4'18	0'30	3'89	0'33	3'84	0'29	4'11					0'94	0'86	1'80	24'31	
7000	0'39	4'57	0'28	4'17	0'34	4'18	0'28	4'39					0'74	0'77	1'51	25'82	
7400	0'32	4'89	0'28	4'45	0'32	4'50	0'32	4'71					1'08	0'94	2'02	27'84	
7800	0'74	5'63	0'30	4'75	0'65	5'15	0'48	5'19					1'30	1'00	2'30	30'14	
8200	1'20	6'83	0'40	5'15	0'82	5'97	1'23	6'42					1'12	1'20	2'32	32'46	
8600	2'50	9'33	0'72	5'87	2'42	8'39	1'44	7'86					1'32	1'40	2'72	35'18	
9000			2'10	7'97	?	?											

Die Durchbiegungen sind in mm, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ mm auf 20 cm Meßlänge angegeben.

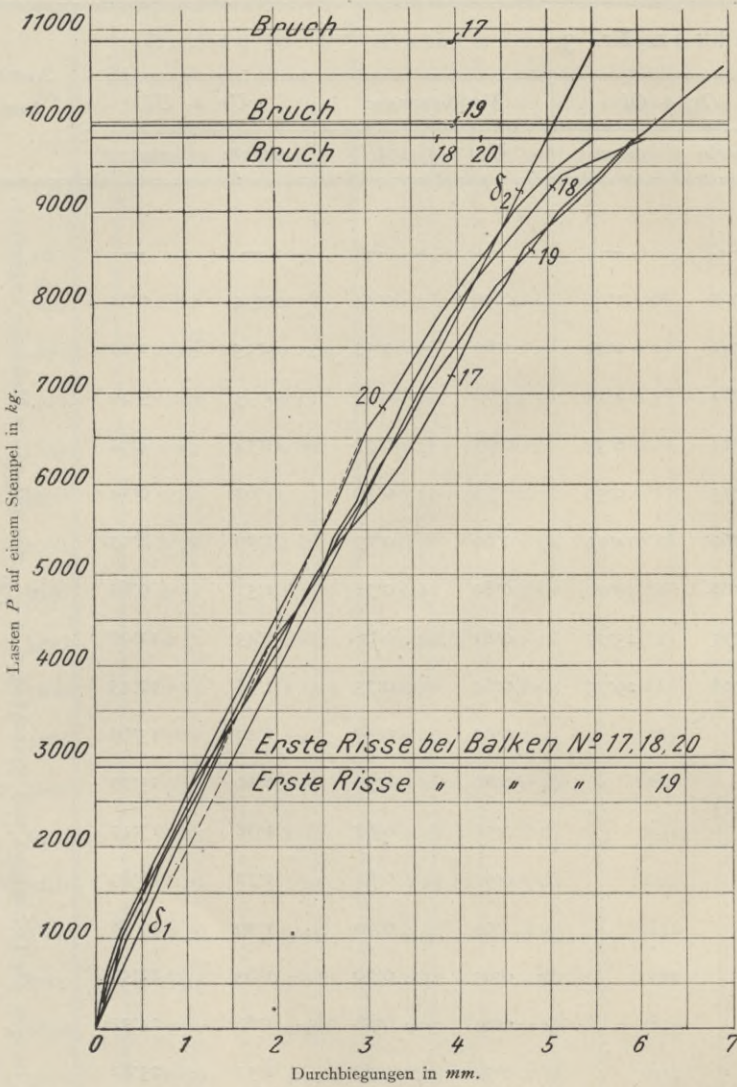


Abb. 21. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 17 bis 20 (Zement A, Bewehrung nach Abb. 2 und 7, 3¹⁵ v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = " " " " " ohne " " "

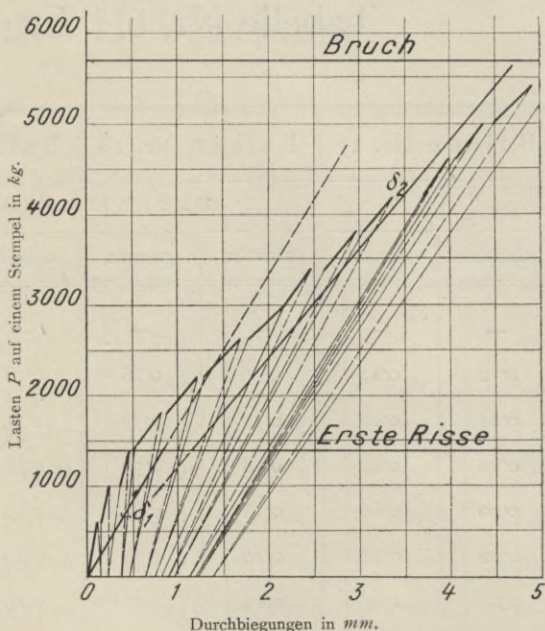


Abb. 22. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 21 (Zement B, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1,03 v. H.).

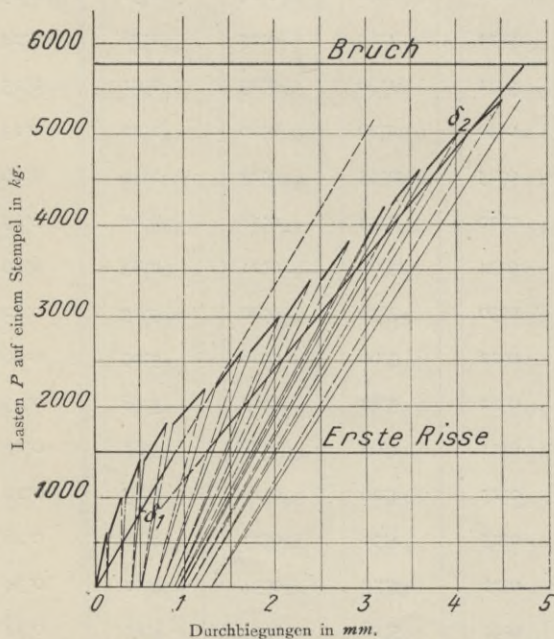


Abb. 23. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 22 (Zement B, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1,03 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.
 δ_2 = " " " " ohne " " "

Tabelle Nr. 6. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 3'15 v. H. Bewehrung.

3'5 Monate alt. Portlandement A. (Fig. 2 und 7.)

P	Balken Nr. 17		Balken Nr. 18		Balken Nr. 19		Balken Nr. 20										Anmerkung
	Durchbiegungen								Verlängerungen		Or + Ol		Verkürzungen		Ur + Ul		
	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	Or	Ol	einzel	gesamt	Ur	Ul	einzel	gesamt	
200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
600	0'12	0'12	0'16	0'16	0'11	0'11	0'16	0'16	0'24	0'40	0'64	0'64	0'49	0'50	0'99	0'99	
1000	0'14	0'26	0'17	0'33	0'14	0'25	0'16	0'32	0'42	1'03	1'45	2'09	0'50	0'64	1'14	2'13	
1400	0'20	0'46	0'18	0'51	0'18	0'43	0'16	0'48	1'66	1'63	3'29	5'38	0'50	0'74	1'24	3'37	
1800	0'20	0'66	0'18	0'69	0'19	0'62	0'17	0'65	1'68	1'24	2'92	8'30	0'50	0'72	1'22	4'59	
2200	0'22	0'88	0'20	0'89	0'20	0'82	0'16	0'81	1'69	1'15	2'84	11'14	0'45	0'73	1'18	5'77	
2600	0'20	1'08	0'19	1'08	0'19	1'01	0'19	1'00	2'48	1'44	3'92	15'06	0'51	0'77	1'28	7'05	
3000	0'20	1'28	0'19	1'27	0'26	1'27	0'23	1'23	3'01	1'83	4'84	19'90	0'61	0'82	1'43	8'48	
3400	0'20	1'48	0'24	1'51	0'25	1'52	0'20	1'43	2'75	1'37	4'12	24'02	0'52	0'78	1'30	9'78	
3800	0'21	1'69	0'27	1'78	0'24	1'76	0'19	1'62	2'48	1'13	3'61	27'63	0'54	0'77	1'31	11'09	
4200	0'21	1'90	0'23	2'01	0'23	1'99	0'19	1'81	1'92	1'23	3'15	30'78	0'55	0'75	1'30	12'39	
4600	0'30	2'20	0'20	2'21	0'23	2'22	0'20	2'01					0'47	0'76	1'23	13'62	
5000	0'25	2'45	0'23	2'44	0'20	2'42	0'24	2'25					0'60	0'89	1'49	15'11	
5400	0'29	2'74	0'18	2'62	0'25	2'67	0'22	2'47					0'61	0'87	1'48	16'59	
5800	0'34	3'08	0'21	2'83	0'26	2'93	0'16	2'63					0'66	0'72	1'38	17'97	
6200	0'30	3'38	0'20	3'03	0'22	3'15	0'21	2'84					0'56	0'74	1'30	19'27	
6600	0'22	3'60	0'26	3'29	0'26	3'41	0'21	3'05					0'55	0'80	1'35	20'62	
7000	0'22	3'82	0'17	3'46	0'23	3'64	0'25	3'30					0'59	0'74	1'33	21'95	
7400	0'21	4'03	0'21	3'67	0'27	3'91	0'24	3'54					0'64	1'00	1'64	23'59	
7800	0'23	4'26	0'28	3'95	0'29	4'20	0'26	3'80					0'58	0'98	1'56	25'15	
8200	0'25	4'51	0'23	4'18	0'26	4'46	0'24	4'04					0'57	0'86	1'43	26'58	
8600	0'26	4'77	0'34	4'52	0'34	4'80	0'32	4'36					0'68	1'10	1'78	28'36	
9000	0'41	5'18	0'33	4'85	0'32	5'12	0'28	4'64					0'57	1'10	1'67	30'03	
9400	0'44	5'62	0'33	5'18	0'45	5'57	0'36	5'00					0'70	1'20	1'90	31'93	
9800	0'39	6'01	0'94	6'12	0'40	5'97	0'48	5'48					0'70	1'20	1'90	33'83	

Riß innerhalb der Meßstrecke. Schon bei 3400 war ein Riß beim Stift bemerkt worden.

Die Durchbiegungen sind in mm, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ mm auf 20 cm Meßlänge angegeben.

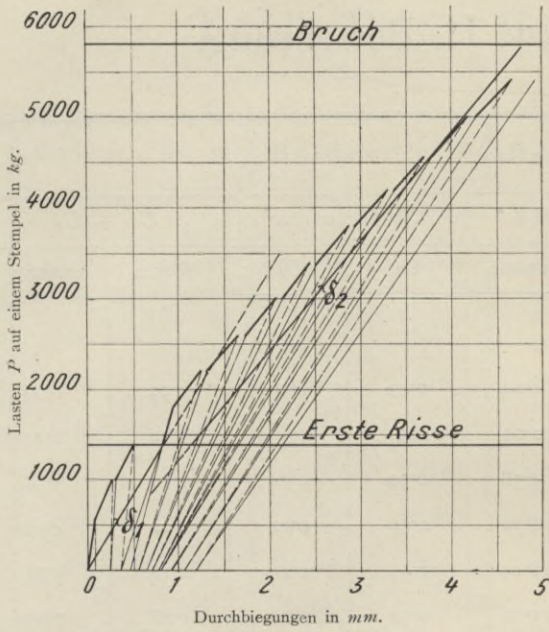


Abb. 24. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 23 (Zement B, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1,03 v. H.).

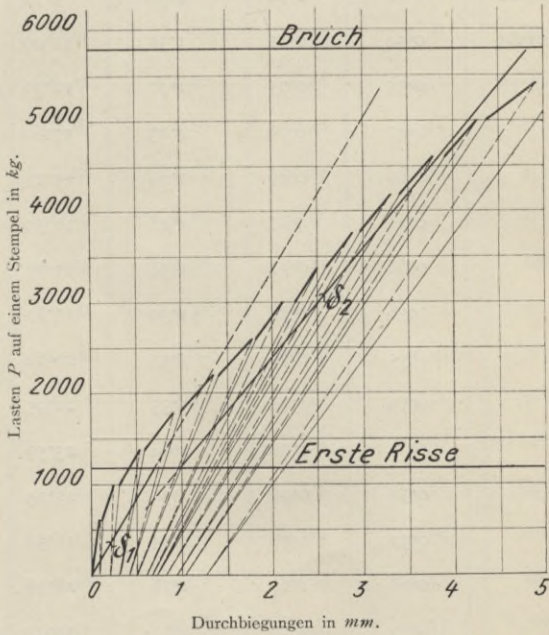


Abb. 25. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 24 (Zement B, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1,03 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = „ „ „ „ ohne „ „ „

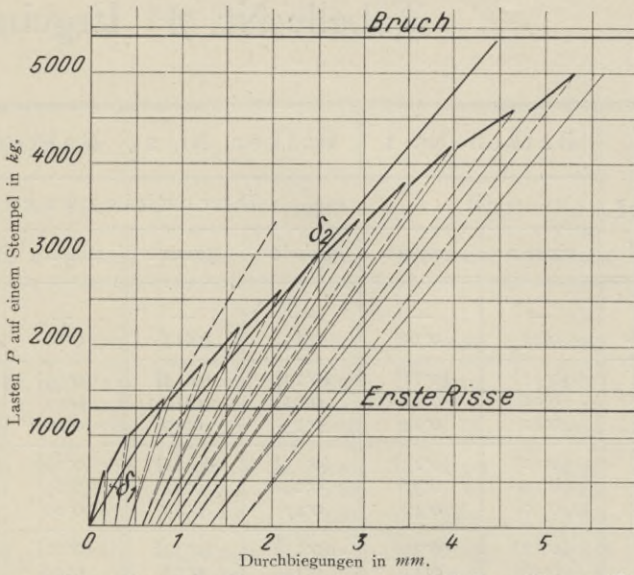


Abb. 26. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 25 (Zement S, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

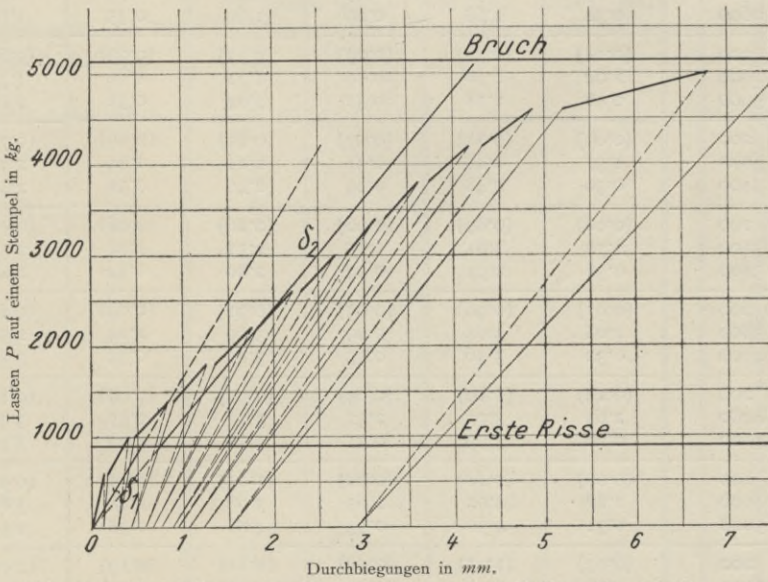


Abb. 27. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 26 (Zement S, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 10'3 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = " " " " " ohne " " "

Tabelle Nr. 7. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 103 v. H. Bewehrung.
4.5 Monate alt. Portlandzement B. (Fig. 1 und 4.)

Last pro Stempel <i>P</i> in <i>kg</i>	Balken Nr. 1		Balken Nr. 2		Balken Nr. 3		Balken Nr. 4										Anmer- kung		
	Durchbiegungen										Verlängerungen		<i>Or</i> + <i>Ol</i>		Verkürzungen			<i>Ur</i> + <i>Ul</i>	
	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	<i>Or</i>	<i>Ol</i>	einzel	gesamt	<i>Ur</i>	<i>Ul</i>		einzel	gesamt
200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
600	0'11	0'11	0'13	0'13	0'10	0'10	0'09	0'09	0'39	0'31	0'70	0'70	0'42	0'48	0'90	0'90	0'90		
200	(0'11)	(0'11)	(0'13)	(0'13)	(0'09)	(0'09)	(0'08)	(0'08)	(0'18)	(0'09)	(0'27)	(0'27)	(0'10)	(0'06)	(0'16)	(0'16)	(0'16)		
600	0'01	0'12	0'01	0'14	0'01	0'10	0'02	0'10	0'24	0'26	0'50	0'77	0'32	0'43	0'75	0'91	0'91		
1000	0'12	0'24	0'15	0'29	0'16	0'26	0'15	0'25	0'60	0'81	1'41	2'18	0'60	0'58	1'18	2'09	2'09		
200	(0'12)	(0'23)	(0'15)	(0'28)	(0'16)	(0'25)	(0'12)	(0'20)	(0'34)	(0'60)	(0'94)	(1'21)	(0'16)	(0'21)	(0'37)	(0'53)	(0'53)		
1000	0'14	0'37	0'04	0'32	0'05	0'30	0'10	0'30	0'61	0'84	1'45	2'66	0'82	0'88	1'70	2'23	2'23		
1400	0'10	0'47	0'17	0'49	0'20	0'50	0'25	0'55	1'69	5'32	7'01	9'67	0'73	0'91	1'64	3'87	3'87		
200	(0'12)	(0'35)	(0'11)	(0'39)	(0'11)	(0'36)	(0'11)	(0'31)	(1'48)	(4'77)	(6'25)	(7'46)	(0'04)	(0'12)	(0'16)	(0'69)	(0'69)		
1400	0'16	0'51	0'14	0'53	0'49	0'85	0'28	0'59	1'48	2'74	4'22	11'68	1'59	1'67	3'26	3'95	3'95		
1800	0'30	0'81	0'26	0'79	0'09	0'94	0'33	0'92					0'70	0'70	1'40	5'35	5'35		
200	(0'12)	(0'47)	(0'11)	(0'50)	(0'11)	(0'47)	(0'11)	(0'42)					(0'00)	(0'17)	(0'17)	(0'86)	(0'86)		
1800	0'40	0'87	0'36	0'86	0'43	0'90	0'58	1'00					2'34	2'24	4'58	5'44	5'44		
2200	0'36	1'23	0'37	1'23	0'35	1'25	0'35	1'35					0'75	0'61	1'36	6'80	6'80		
200	(0'14)	(0'61)	(0'14)	(0'64)	(0'09)	(0'56)	(0'08)	(0'50)											
2200	0'73	1'34	0'69	1'33	0'75	1'31	0'94	1'44											
2600	0'34	1'68	0'29	1'62	0'35	1'66	0'35	1'79											
200	(0'11)	(0'72)	(0'09)	(0'73)	(0'09)	(0'65)	(0'11)	(0'61)											
2600	1'04	1'76	0'99	1'72	1'10	1'75	1'23	1'84											
3000	0'42	2'18	0'32	2'04	0'31	2'06	0'29	2'13											
200	(0'09)	(0'81)	(0'07)	(0'80)	(0'06)	(0'71)	(0'06)	(0'67)											
3000	1'37	2'18	1'31	2'11	1'44	2'15	1'60	2'27											
3400	0'30	2'48	0'29	2'40	0'31	2'46	0'25	2'52											
200	(0'08)	(0'89)	(0'06)	(0'86)	(0'06)	(0'77)	(0'05)	(0'72)											
3400	1'72	2'61	1'65	2'51	1'77	2'54	1'89	2'61											
3800	0'36	2'97	0'29	2'80	0'34	2'88	0'32	2'93											
200	(0'07)	(0'96)	(0'05)	(0'91)	(0'04)	(0'81)	(0'00)	(0'72)											
3800	2'08	3'04	2'09	3'00	2'14	2'95	2'29	3'01											
4200	0'32	3'36	0'17	3'17	0'34	3'29	0'31	3'32											
200	(0'14)	(1'10)	(0'04)	(0'95)	(0'00)	(0'81)	(0'12)	(0'84)											
4200	2'63	3'73	2'32	3'27	2'57	3'38	2'60	3'44											
4600	0'26	3'99	0'31	3'58	0'32	3'70	0'36	3'80											
200	(0'08)	(1'18)	(0'08)	(1'03)	(0'11)	(0'92)	(0'11)	(0'95)											
4600	2'87	4'05	2'65	3'68	2'88	3'80	2'97	3'92											
5000	0'31	4'36	0'33	4'01	0'38	4'18	0'36	4'28											
200	(0'03)	(1'21)	(0'08)	(1'11)	(0'13)	(1'05)	(0'12)	(1'07)											
5000	3'28	4'49	3'01	4'12	3'23	4'28	3'32	4'39											
5400	0'41	4'90	0'39	4'51	0'37	4'65	0'52	4'91											
200	(0'17)	(1'38)	(0'17)	(1'28)	(0'14)	(1'19)	(0'21)	(1'28)											
5400	3'72	5'10	3'43	4'71	3'74	4'93	3'92	5'20											

Die Durchbiegungen sind in *mm*, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ *mm* auf 20 *cm* Meßlänge angegeben.

Spiegel zeigen im weiteren offenbar falsche Werte, weshalb die Ablesungen eingestellt wurden.

Bei 1800 *kg* war übrigens auch ein Riß in der Meßstrecke zu beobachten.

Bei 2300 *kg* Riß durch beide Stifte.

Spiegel gehen zum Teil zurück statt vor, daher Messungen eingestellt.

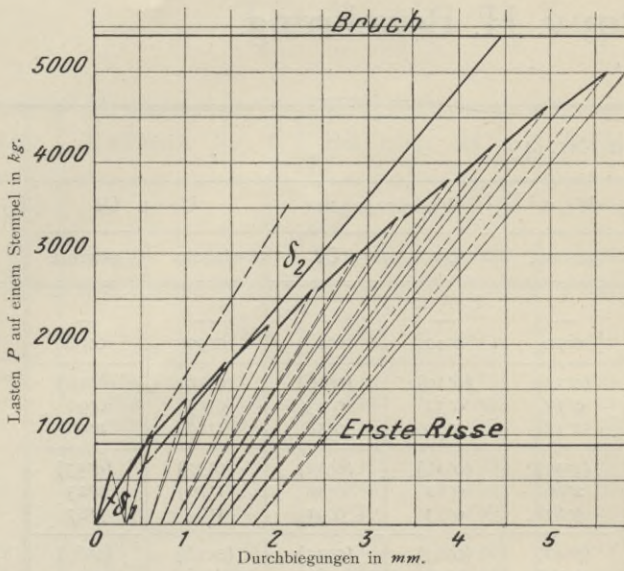


Abb. 28. Darstellung der Durchbiegungen bei Nr. 27 (Zement S, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

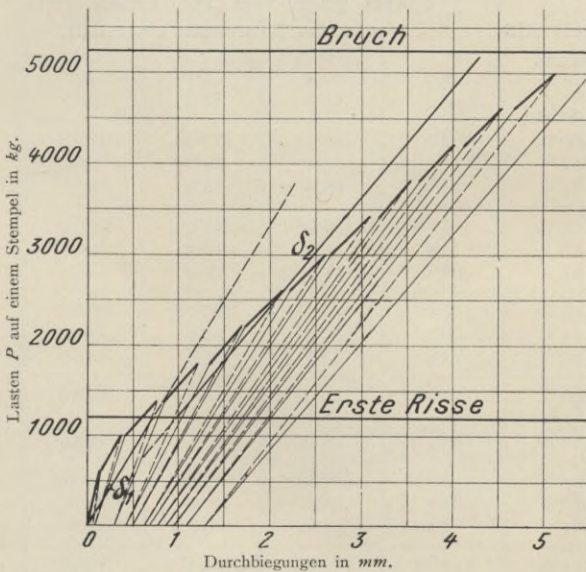


Abb. 29. Darstellung der Durchbiegungen bei Balken Nr. 28 (Zement S, Bewehrung nach Abb. 1 und 4, 1'03 v. H.).

δ_1 = Linie der berechneten Durchbiegungen mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

δ_2 = " " " " " " " " " " " "

Eintritt des Bruches werden die Deformationen wesentlich größer als rechnermäßig zu erwarten ist.

Zur Erläuterung wird bemerkt, daß in den Figuren 20 und 21 je 4 Versuche, bei welchen Entlastungen nicht vorgenommen, sondern die Lasten kontinuierlich gesteigert wurden, zusammengefaßt sind.

Die beobachteten Dehnungen und Stauchungen in den betreffenden Schichten jener Balken, bei welchen Dehnungsmessungen vorgenommen wurden,

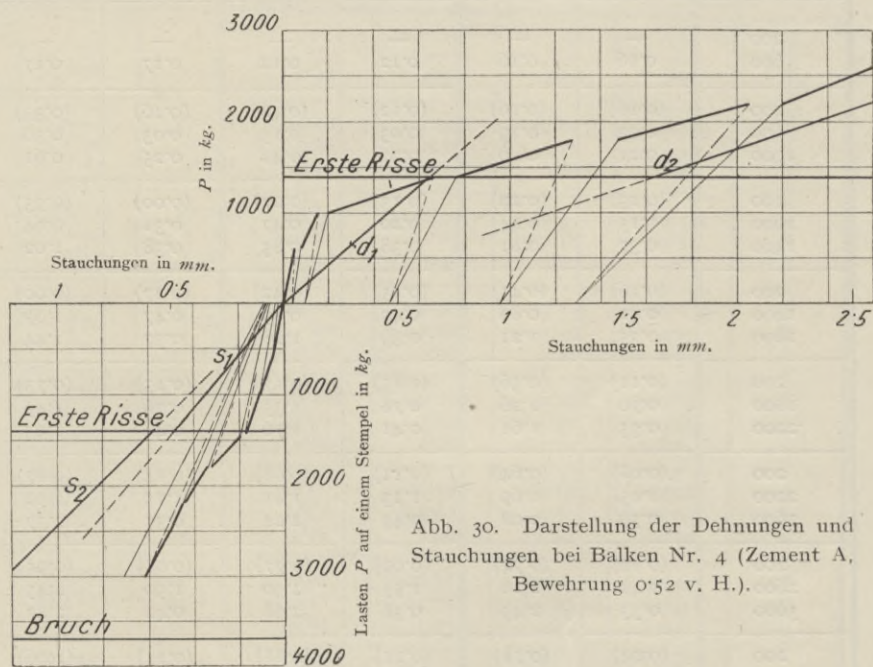


Abb. 30. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 4 (Zement A, Bewehrung 0,52 v. H.).

- | | | | |
|-------|-------------------------|-------------|----------------------------------|
| d_1 | = Linie der berechneten | Dehnungen | } mit Berücksichtigung des Zug- |
| s_1 | = " " " | Stauchungen | |
| d_2 | = " " " | Dehnungen | } ohne Berücksichtigung des Zug- |
| s_2 | = " " " | Stauchungen | |

erscheinen in den Abb. 30—36 bildlich dargestellt und zwar die Längenänderungen als Abszissen, die Belastungen als Ordinaten. Auch hier sind die Linien der rechnermäßig ermittelten Dehnungen und Stauchungen — zwei Gerade — eingezeichnet, hinsichtlich deren Bestimmung und Geltungsbereich analoge Bemerkungen wie für die Linien der theoretischen Durchbiegungen in den Abb. 8—29 gelten.

Tabelle Nr. 8. Ergebnisse der Versuche mit 4 Balken von 1'03 v. H. Bewehrung.

4'2 Monate alt. Schlackenzement. (Fig. 1 und 4.)

P	Balken Nr. 1		Balken Nr. 2		Balken Nr. 3		Balken Nr. 4										Anmerkung		
	Durchbiegungen										Verlängerungen		Or + Ol		Verkürzungen			Ur + Ul	
	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	Or	Ol	einzel	gesamt	Ur	Ul		einzel	gesamt
200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
600	0'16	0'16	0'12	0'12	0'17	0'17	0'11	0'11	0'74	0'16	0'90	0'90	0'45	0'71	1'16	1'16			
200	(0'16)	(0'16)	(0'12)	(0'12)	(0'16)	(0'33)	(0'08)	(0'08)	(0'01)	(0'00)	(0'01)	(0'01)	(0'01)	0'71	(0'02)	(0'02)			
600	0'03	0'19	0'03	0'15	0'03	0'36	0'03	0'11	0'77	0'19	0'96	0'97	0'48	0'70	1'18	1'20			
1000	0'21	0'40	0'27	0'42	0'25	0'61	0'25	0'36	1'83	0'00	1'83	2'80	0'41	0'40	0'81	2'01			
200	(0'13)	(0'29)	(0'15)	(0'27)	(0'00)	(0'33)	(0'08)	(0'16)	(0'77)	(0'00)	(0'77)	(0'78)	(0'00)	(0'30)	(0'30)	(0'32)			
1000	0'15	0'44	0'20	0'47	0'31	0'64	0'23	0'39	2'20	0'20	2'40	3'18	0'87	1'65	2'52	2'84			
1400	0'37	0'81	0'38	0'85	0'38	1'02	0'40	0'79	2'12	0'00	2'12	5'30	0'49	1'38	1'87	4'71			
200	(0'16)	(0'45)	(0'15)	(0'42)	(0'27)	(0'60)	(0'15)	(0'31)	(0'67)	(0'00)	(0'67)	(1'45)	(0'00)	(0'31)	(0'31)	(0'63)			
1400	0'41	0'86	0'47	0'89	0'47	1'07	0'54	0'85	3'80	0'00	3'80	5'25	1'40	2'80	4'20	4'83			
1800	0'35	1'21	0'39	1'28	0'37	1'44	0'38	1'23	1'40	3'84	5'24	10'49	0'62	1'09	1'71	6'54			
200	(0'11)	(0'56)	(0'15)	(0'57)	(0'13)	(0'73)	(0'13)	(0'44)	(0'15)	(3'52)	(3'67)	(5'12)	(0'10)	(0'16)	(0'26)	(0'89)			
1800	0'70	1'26	0'78	1'35	0'76	1'49	0'91	1'35	4'99	3'08	8'07	13'19	1'93	3'84	5'77	6'66			
2200	0'35	1'61	0'41	1'76	0'44	1'93	0'32	1'67	1'98	7'02	9'00	22'19	0'80	1'09	1'89	8'55			
200	(0'08)	(0'64)	(0'11)	(0'68)	(0'14)	(0'87)	(0'07)	(0'51)	(0'22)	(0'17)	(9'39)	(14'51)	(0'00)	(0'19)	(0'19)	(1'08)			
2200	1'05	1'69	1'13	1'81	1'15	2'02	1'25	1'76	7'04	4'62	11'66	26'17	2'77	4'83	7'60	8'68			
2600	0'39	2'08	0'43	2'24	0'35	2'37	0'38	2'14	1'83	2'81	4'64	30'81	0'22	1'00	1'22	9'90			
200	(0'10)	(0'74)	(0'09)	(0'77)	(0'08)	(0'95)	(0'11)	(0'62)	(0'47)	(5'82)	(6'29)	(20'80)	(0'21)	(0'28)	(0'49)	(1'57)			
2600	1'42	2'16	1'53	2'30	1'50	2'45	1'62	2'24	8'61	5'00	13'61	34'41	3'25	5'64	8'89	10'46			
3000	0'33	2'49	0'38	2'68	0'42	2'87	0'36	2'60	1'91	1'74	3'65	38'06	0'83	1'03	1'86	12'32			
200	(0'04)	(0'78)	(0'11)	(0'88)	(0'11)	(1'06)	(0'06)	(0'68)	(0'49)	(4'39)	(4'88)	(25'68)	(0'06)	(0'19)	(0'25)	(1'82)			
3000	1'78	2'56	1'92	2'80	1'87	2'93	2'00	2'68	11'11	5'09	16'20	41'88	4'01	6'65	10'66	12'48			
3400	0'36	2'92	0'32	3'12	0'40	3'33	0'40	3'08	3'00	1'67	4'67	46'55	0'74	1'21	1'95	14'43			
200	(0'11)	(0'89)	(0'06)	(0'94)	(0'07)	(1'13)	(0'10)	(0'78)	(0'62)	(3'51)	(4'13)	(29'81)	(0'00)	(0'29)	(0'29)	(2'11)			
3400	2'12	3'01	2'28	3'28	2'28	3'41	2'40	3'18	14'05	5'87	19'92	49'73	4'80	7'66	12'47	14'58			
3800	0'43	3'44	0'39	3'61	0'45	3'86	0'36	3'54	2'36	1'43	3'79	53'52	0'79	1'10	1'89	16'47			
200	(0'11)	(1'00)	(0'12)	(1'06)	(0'09)	(1'22)	(0'08)	(0'86)	(0'19)	(2'90)	(3'09)	(32'90)	(0'07)	(0'22)	(0'29)	(2'40)			
3800	2'54	3'54	2'66	3'72	2'74	3'96	2'77	3'63	16'62	7'60	24'22	57'12	5'74	8'74	14'48	16'88			
4200	0'38	3'92	0'46	4'18	0'40	4'36	0'38	4'01	2'19	1'42	3'61	60'73	0'78	1'00	1'78	18'66			
200	(0'10)	(1'10)	(0'17)	(1'23)	(0'11)	(1'33)	(0'09)	(0'95)	(0'00)	(2'70)	(2'70)	(35'60)	(0'09)	(0'14)	(0'23)	(2'63)			
4200	2'94	4'04	3'10	4'33	3'13	4'46	3'17	4'12	19'30	9'20	28'50	64'10	6'40	9'70	16'10	18'73			
4600	0'58	4'62	0'57	4'90	0'50	4'96	0'40	4'52	2'30	1'31	3'61	67'71	1'05	1'21	2'26	20'99			
200	(0'20)	(1'30)	(0'29)	(1'52)	(0'20)	(1'53)	(0'13)	(1'08)	(0'05)	(2'11)	(2'16)	(37'76)	(0'16)	(0'20)	(0'36)	(2'99)			
4600	3'52	4'82	3'68	5'20	3'58	5'11	3'57	4'65	21'15	10'20	31'35	69'11	7'36	10'60	17'96	20'95			
5000	0'50	5'32	1'60	6'80	0'50	5'61	0'48	5'13	3'09	0'83	3'92	73'03	1'43	1'16	2'59	23'54			
200	(0'32)	(1'62)	(1'38)	(2'90)	(0'20)	(1'73)	(0'22)	(1'30)	(0'20)	(0'93)	(1'13)	(38'89)	(0'20)	(0'22)	(0'42)	(3'41)			
5000	4'00	5'62	4'70	7'60	4'11	5'84	4'20	5'50	24'27	8'86	33'13	72'02	9'10	11'88	20'98	24'39			

Die Durchbiegungen sind in mm, die Dehnungen und Stauchungen in $\frac{1}{100}$ mm auf 20 cm Meßlänge angegeben.

Tabelle Nr. 9.
Würfelfestigkeiten und Raumgewichte.

Probekalben			Erhär- tungs- dauer der Bal- ken und Würfel in Monaten	W ü r f e l				Anmer- kung
Bezeich- nung	Zement- gattung	Beweh- rung v. H.		Num- mer	Druckfestigkeit in kg/cm^2		Raum- gewicht in kg/m^3	
					einzeln	im Mittel		
1—4	A	0'52	4'4	1	334	306	—	
				2	258		2360	
				3	326		2430	
5—8	A	1'03	4'4	1	298	289	2390	
				2	288		2340	
				3	280		2390	
9—12	A	1'51	4'2	1	267	277	2350	
				2	297		2350	
				3	266		—	
13—16	A	1'96	3'5	1	311	287	2330	
				2	291		2330	
				3	259		2310	
17—20	A	3'15	3'5	1	239	253	2355	
				2	261		2353	
				3	257		2355	
21—34	B	1'03	4'5	1	264	232	2410	
				2	221		2390	
				3	212		2290	
25—28	S	1'03	4'2	1	167	167	2280	
				2	160		2320	
				3	173		2280	

Die Würfel hatten einen Rauminhalt von $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$, sie wurden abgeglichen und in der Stampfrichtung geprüft.

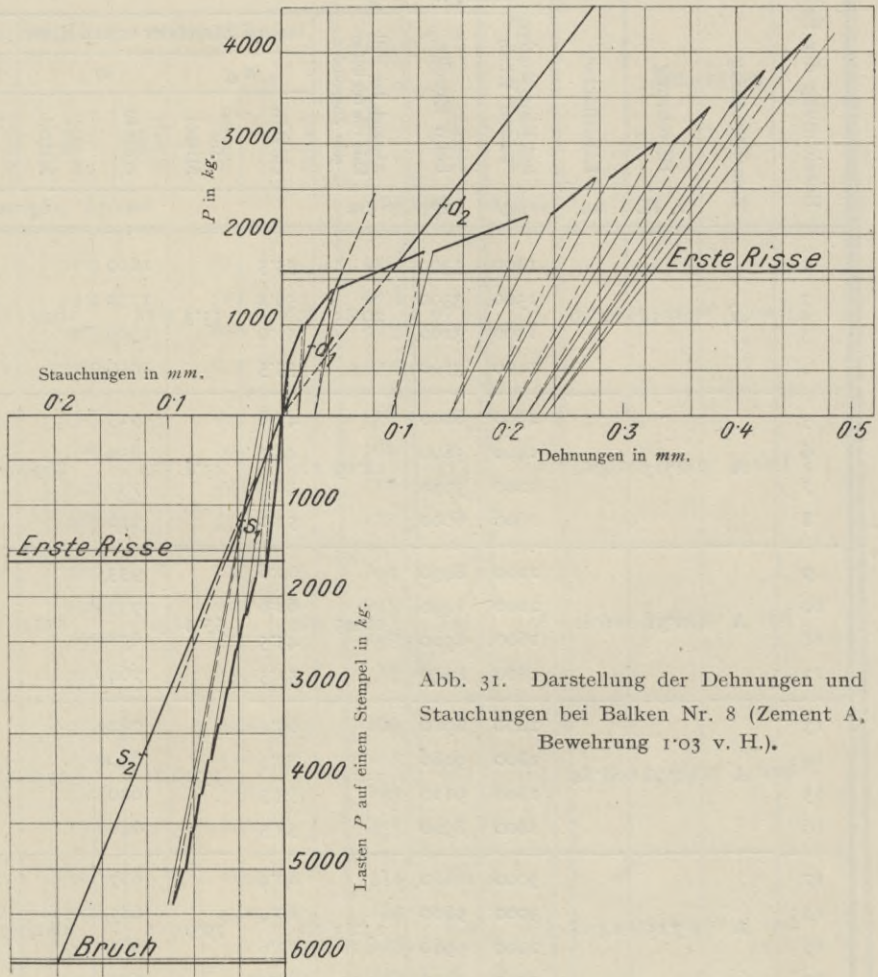


Abb. 31. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 8 (Zement A, Bewehrung 1.03 v. H.).

d_1	= Linie der berechneten	Dehnungen	} mit Berücksichtigung des Zug-
s_1	= " " "	Stauchungen	
d_2	= " " "	Dehnungen	} ohne Berücksichtigung des Zug-
s_2	= " " "	Stauchungen	

Tabelle Nr. 10. Theoretisch ermittelte Beton- und Eisenspannungen.

Bezeichnung der Balken	Zementgattung	Bewehrung	Eisenfläche	Belastung durch einen Stempel		ohne Berücksichtigung von Zugspannungen im Beton								mit Berücksichtigung von Zugspannungen im Beton						Ideelle Biege- spannung		Würfel- festigkeit	Anmerkung		
				bei Eintritt der ersten Risse	beim Bruche	Abstand der Null- linie von der äußer- sten Zugschichte	beim Eintritt der ersten Risse				beim Bruche				Abstand der Null- linie von der äußer- sten Zugschichte	beim Eintritt der ersten Risse								$\sigma_i = \frac{6M}{b h^2}$	
							σ_d		σ_e		σ_d		σ_e			σ_d		σ_z		σ_e				einzel	im Mittel
							einzel	im Mittel	einzel	im Mittel	einzel	im Mittel	einzel	im Mittel		einzel	im Mittel	einzel	im Mittel	einzel	im Mittel				
v. H.	cm ²	kg	kg	cm	kg/cm ²								cm	kg/cm ²						kg/cm ²		kg/cm ²			
1	A	0'52	2'36	1400	3300	20'85	55'5		1610		131		3810	395	16'70	43'5		21'9		673		95'4	97'6	306	nach Figur 1 und 3
2				1500	3300		59'4	55'3	1730	1610	131	3810	46'6			43'5	23'4	21'9	722	676	95'4				
3				1300	3200		51'0		1500		127	3690	40'4				20'3		626		92'5				
4				1400	3700		55'5		1610		146	4270	43'5				21'9		673		107'0				
5	A	1'03	4'62	1500	6100	18'19	47'8		915		194		3720	350	15'39	42'7		18'0		542		176	173	289	nach Figur 1 und 4
6				1400	5800		44'7	45'4	854	869	185	3540	39'9			40'5	16'8	17'1	506	514	168				
7				1200	5970		38'3		732		190	3640	34'1				14'3		434		172				
8				1600	6060		51'0		976		193	3700	45'4				19'2		577		175				
9	A	1'51	6'81	2200	8430	16'45	62'6		933		240		3570	367	14'52	57'8		21'8		647		244	243	277	nach Figur 1 und 5
10				2200	8490		62'6	55'4	933	827	241	3600	57'8			51'3	21'8	19'3	647	574	245				
11				1600	8510		45'5		678		242	3610	42'1				15'8		470		246				
12				1800	8240		51'3		764		234	3490	47'4				17'8		529		238				
13	A	1'96	8'84	2200	8980	15'90	65'4		782		267		3190	215	14'18	60'1		21'5		546		260	261	287	nach Figur 2 und 6
14				1800	9180		53'5	55'2	640	675	273	3260	49'2			51'9	17'6	18'6	446	471	265				
15				1800	9110		53'5		640		270	3240	49'2				17'6		446		263				
16				1800	8920		53'5		640		265	3170	49'2				17'6		446		258				
17	A	3'15	14'18	3000	10880	13'83	80'4		687		291		2490	320	12'70	76'8		22'5		541		314	292	253	nach Figur 2 und 7
18				3000	9800		80'4	79'9	687	681	263	2250	76'8			76'2	22'5	22'3	541	536	284				
19				2900	9980		77'8		665		268	2290	74'2				21'8		522		288				
20				3000	9800		80'4		687		263	2250	76'8				22'5		541		284				
21	B	1'03	4'62	1400	5700	18'19	44'7		854		181		3480	320	15'39	39'8		16'7		506		165	167	232	nach Figur 1 und 4
22				1500	5770		47'8	43'9	915	839	184	3520	42'6			39'1	17'9	16'4	541	496	167				
23				1400	5800		44'7		854		185	3540	39'8				16'7		506		168				
24				1200	5800		38'3		732		185	3540	34'2				14'3		433		168				
25	S	1'03	4'62	1300	5400	18'19	41'4		794		172		3300	3230	15'39	36'8		15'6		469		156	153	167	nach Figur 1 und 4
26				900	5140		28'7	33'8	549	656	164	3140	25'6			30'5	10'7	12'8	325	388	148				
27				900	5400		28'7		549		172	3300	25'6				10'7		325		156				
28				1200	5210		38'3		732		166	3180	34'1				14'3		433		151				

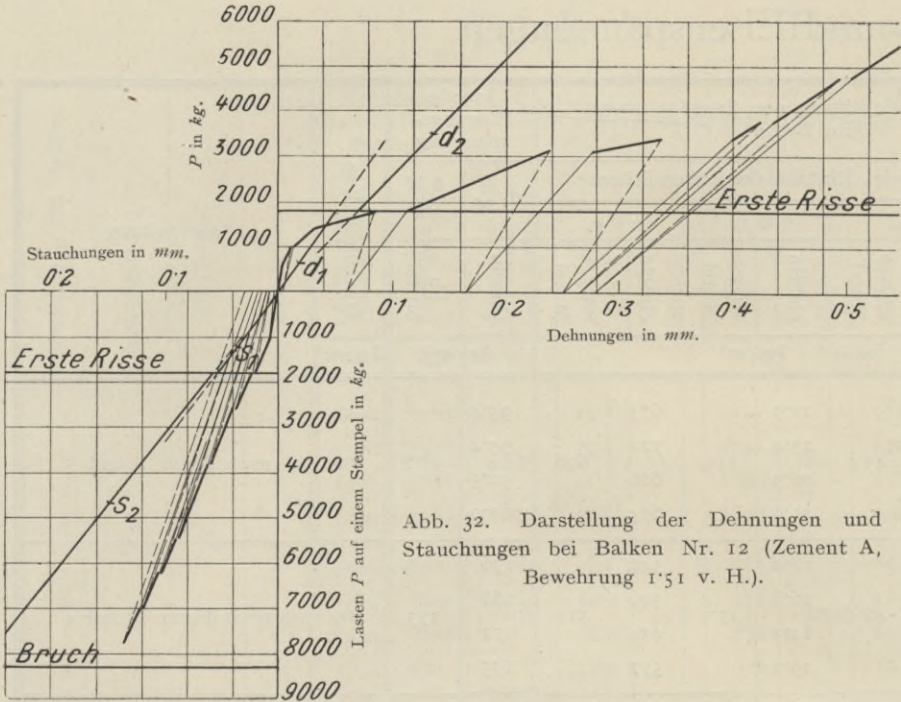


Abb. 32. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 12 (Zement A, Bewehrung 1:51 v. H.).

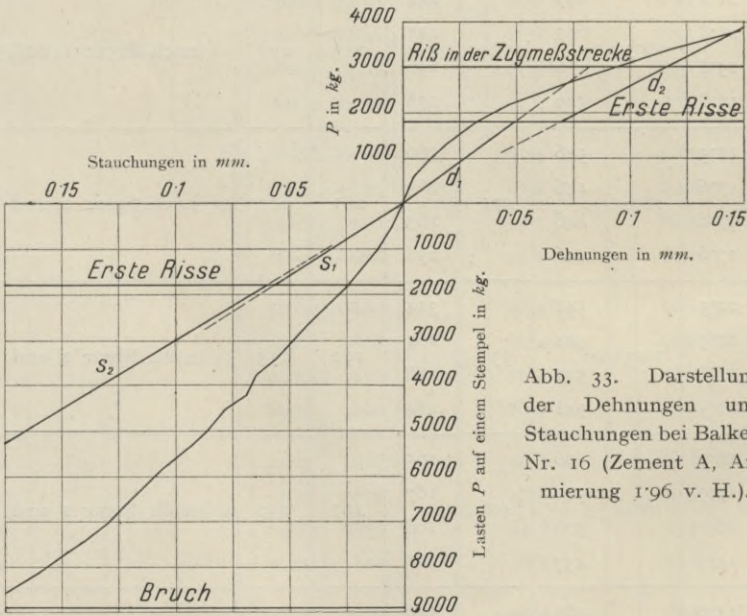


Abb. 33. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 16 (Zement A, Armierung 1:96 v. H.).

d_1	=	Linie der berechneten Dehnungen	}	mit Berücksichtigung des Zugwiderstandes des Betons
s_1	=	" " " Stauchungen		
d_2	=	" " " Dehnungen	}	ohne Berücksichtigung des Zugwiderstandes des Betons
s_2	=	" " " Stauchungen		

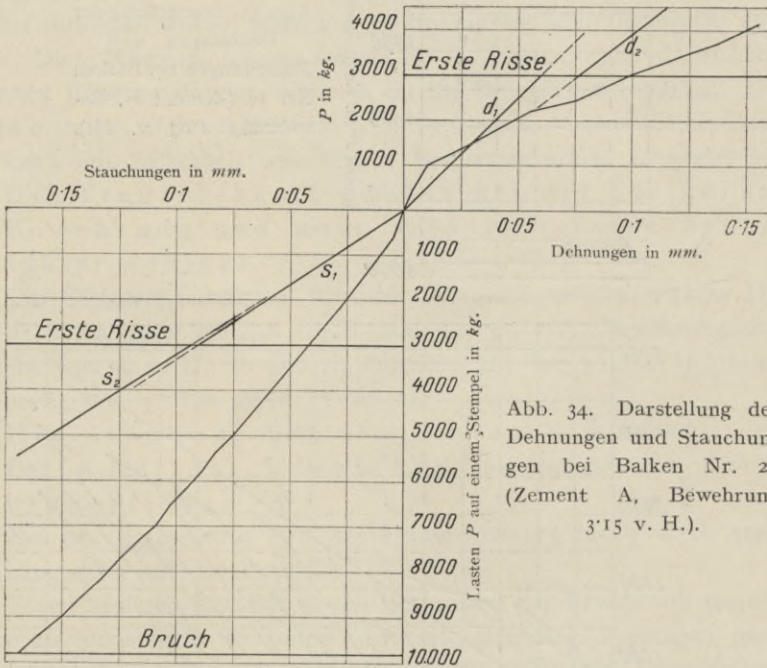


Abb. 34. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 20 (Zement A, Bewehrung 3'15 v. H.).

d_1	=	Linie der berechneten	Dehnungen	} mit Berücksichtigung des Zug-
s_1	=	" " "	Stauchungen	
d_2	=	" " "	Dehnungen	} ohne Berücksichtigung des Zug-
s_2	=	" " "	Stauchungen	

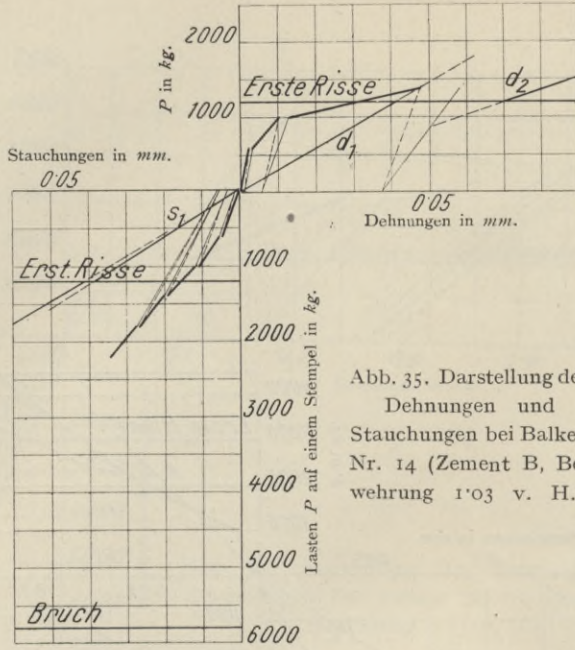


Abb. 35. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 14 (Zement B, Bewehrung 1'03 v. H.).

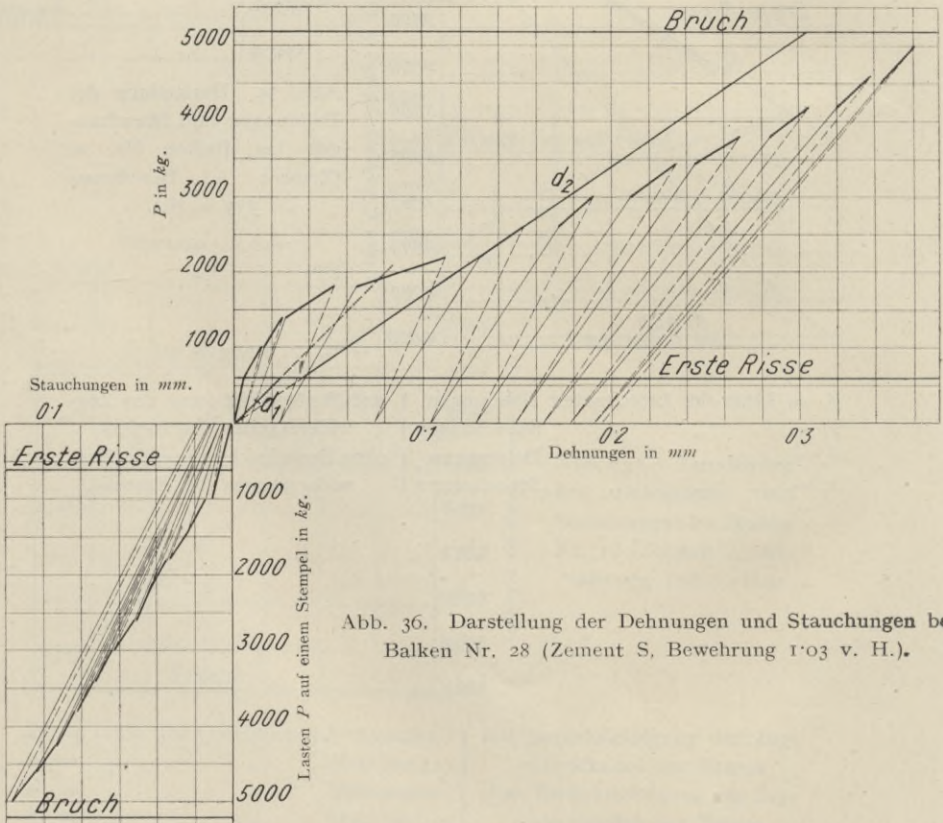


Abb. 36. Darstellung der Dehnungen und Stauchungen bei Balken Nr. 28 (Zement S, Bewehrung 1'03 v. H.).

- | | | | | |
|-------|---|-----------------------|-----------|----------------------------------|
| d_1 | = | Linie der berechneten | Dehnungen |) mit Berücksichtigung des Zug- |
| s_1 | = | " | " | |
| d_2 | = | " | " |) ohne Berücksichtigung des Zug- |
| s_2 | = | " | " | |

A. Einfluß der Bewehrungsstärke auf die Tragfähigkeit und auf die rechnermäßigen Biegungsspannungen.

In der Tabelle 10 sind auch Biegungsspannungen σ_i eingetragen, welche nach der Formel

$$\sigma_i = \frac{6M}{bh^2}$$

berechnet sind, wobei M das betreffende äußere Angriffsmoment, b die Breite und h die Höhe des Balkens bedeuten. Der Wert σ_i stellt also eine „ideelle“ Biegungsspannung des Betons dar, welche in den äußersten Schichten des Balkens entstehen würde, wenn auf die Bewehrung keine Rücksicht genommen würde. Diese Werte σ_i wurden sowohl für die Lasten, unter deren Einwirkung die ersten Risse entstanden, als auch für die Bruchlasten ermittelt. Die Spannungen σ_i zeigen in ihrem Verlaufe (Abb. 37) ein Ansteigen mit der Bewehrung. Man kann mit Sicherheit aus diesem Diagrammverlauf folgendes schließen:

1. Die Tragfähigkeit wächst mit der Steigerung der Bewehrung und zwar anfangs relativ bedeutend, später weniger.

Die Steigerung beträgt von der Bewehrungsstärke 0,52 v. H. an bis 1,5 v. H. etwa 150 v. H. und erhält dann bis 3,0 v. H. Bewehrung noch einen Zuwachs von 50 v. H., so daß sie ungefähr auf das 3 fache steigt, wenn die Bewehrung von 0,5 bis 3,0 v. H. wächst.

2. Die Spannung bei dem ersten Riß wächst gleichfalls mit der Bewehrung, angenähert derselben proportional.

Bei der Vermehrung der Bewehrung von 0,5 bis 3 v. H. steigt diese Spannung etwa auf das Doppelte.

Einen besseren Einblick in die Wirkungen der Bewehrung zeigt Abb. 38, welche die Mittelwerte der Betondruck- und Betonzugspannungen (σ_d und σ_z) aus der Tabelle 10 darstellt. Hinsichtlich der rechnerisch ermittelten Betonzugspannungen, deren Abhängigkeit von der Stärke der Bewehrung untersucht werden sollte, gelten die Linien der σ_z . Ihr Verlauf ist äußerst charakteristisch. Es zeigt sich folgendes:

3. Die Betonzugspannung bei dem ersten beobachteten Riß ist von der Bewehrungsstärke unabhängig. Für die in Verwendung gekommene Betonqualität liegt sie bei rund 20 kg/cm^2 .

Man vergleiche die in den österreichischen Vorschriften normierte Zahl von 23 kg/cm^2 mit diesem Ergebnis. Da der Beton für diese Probekörper ein guter genannt werden kann, so erscheint die vorgeschriebene Zugfestigkeitsziffer verhältnismäßig hoch gegriffen. *)

*) Es wäre hier auch darauf hinzuweisen, daß die Rißbildungen eher etwas zu spät gesehen werden, so daß selbst die 20 kg/cm^2 eher noch unterschritten werden können, als umgekehrt.

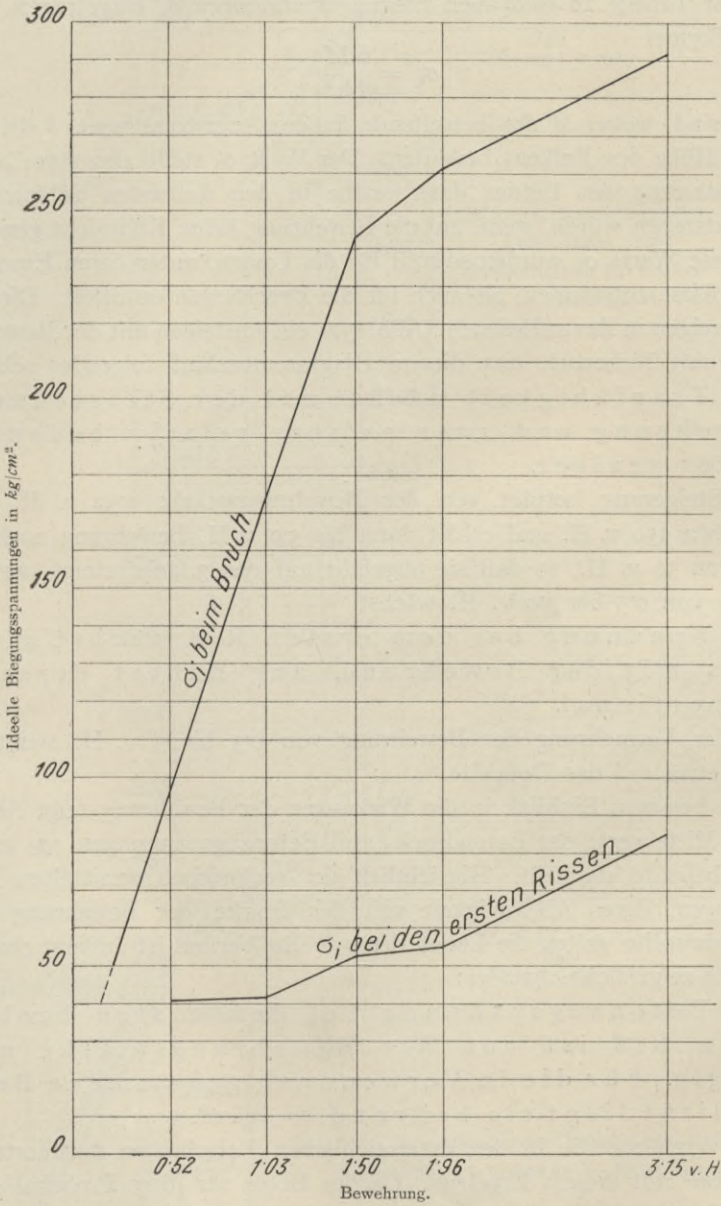


Abb. 37. Darstellung der „ideellen“ Biegungsspannungen $\sigma_i = \frac{6M}{bh^2}$.

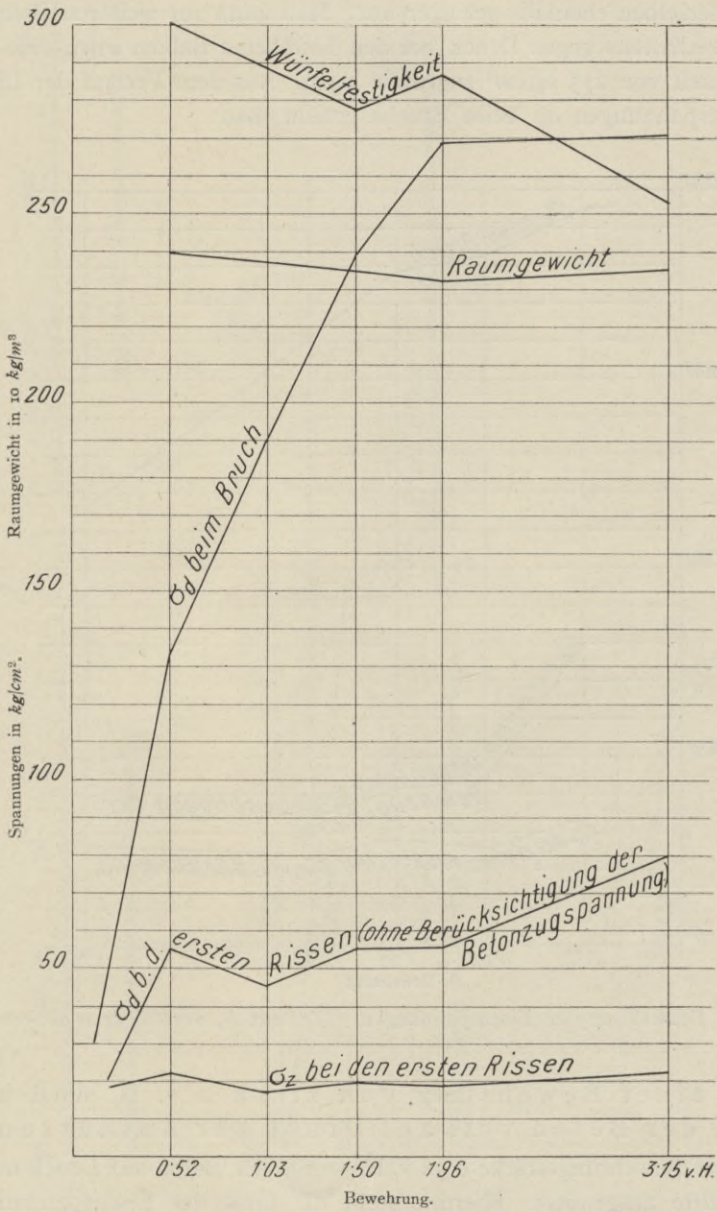


Abb. 38. Darstellung der Betonspannungen und Raumgewichte.

Die in Abb. 38 eingetragenen Würfelzugfestigkeiten bilden eine mit der Bewehrungsstärke etwas fallende Linie d. h. die Betonqualität war bei den höher bewehrten Balken scheinbar etwas geringer; es muß aber beachtet werden, daß das Alter derselben ebenfalls geringer war. Man kann zur weiteren Beurteilung des Betonverhaltens gegen Druck bei den bewehrten Balken etwa eine Betondruckfestigkeit von 275 kg/cm^2 zugrunde legen. Aus dem Verlauf der Linie σ_d der Betondruckspannungen σ_d beim Bruche ersieht man:

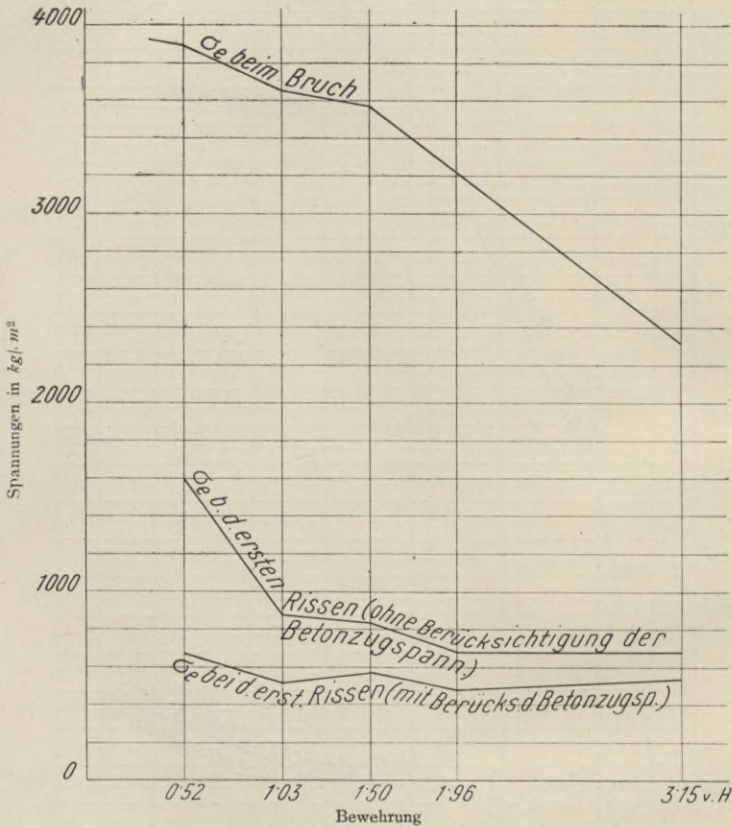


Abb. 39. Darstellung der Eisenspannungen. (Zement A, verschiedene Bewehrung.)

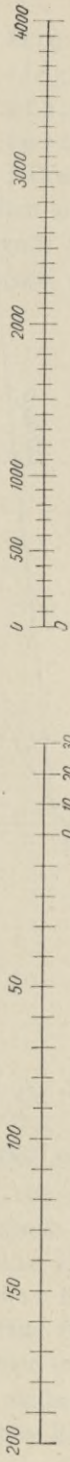
4. Bei einer Bewehrung von zirka 2 v. H. und höher kam der Beton voll auf Druck zur Ausnützung.

Bei der Bewehrungsstärke 0.52 v. H. wurde der Beton auf Druck nur etwa bis zur Hälfte ausgenützt. Hiermit steht die Linie der Eisenspannungen σ_e in Abb. 39 in Übereinstimmung.

5. Für den Bruch der mit weniger als 2 v. H. bewehrten Balken war die Eisenspannung entscheidend.

Aus dem Verlauf der Linie σ_d in Abb. 38 erkennt man ferner:

Abb. 40 bis 44 Darstellung der mittleren Spannungen für Balken Nr. 1 bis 20.



Maßstab der Betonspannungen in kg/cm^2 .

Maßstab der Eisenspannungen in kg/cm^2 .

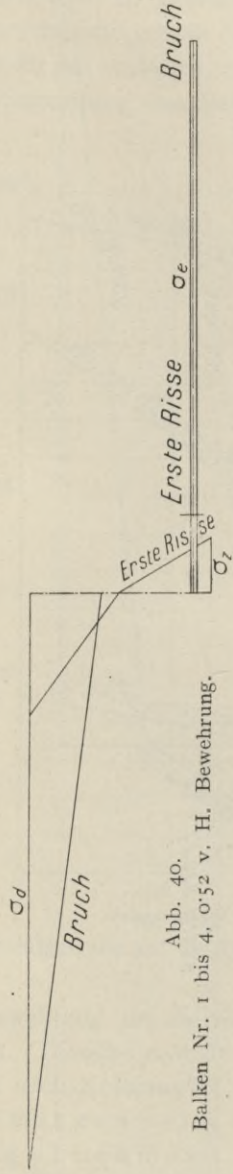


Abb. 40.
Balken Nr. 1 bis 4, 0,52 v. H. Bewehrung.

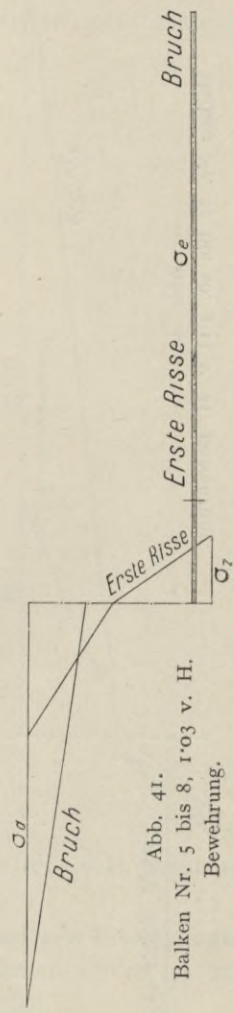


Abb. 41.
Balken Nr. 5 bis 8, 1,03 v. H. Bewehrung.

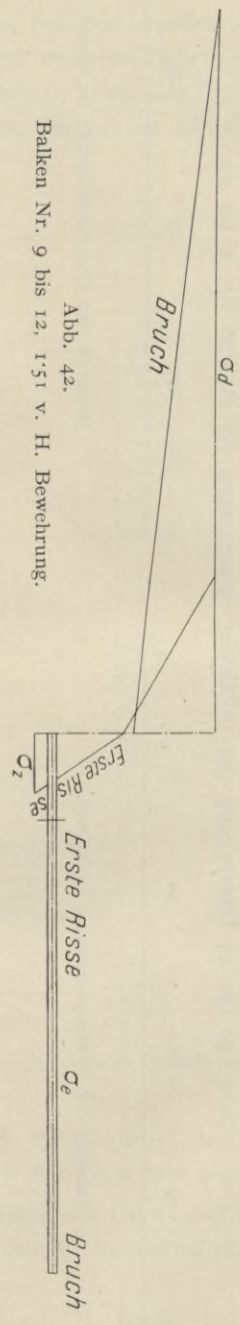


Abb. 42.
Balken Nr. 9 bis 12, 1'51 v. H. Bewehrung.

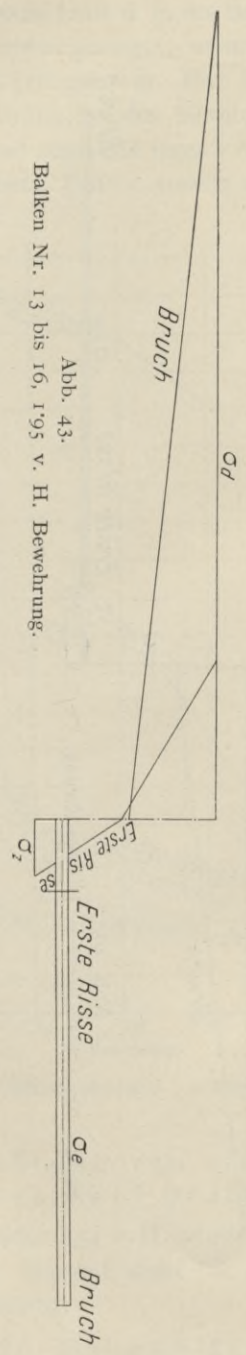


Abb. 43.
Balken Nr. 13 bis 16, 1'95 v. H. Bewehrung.

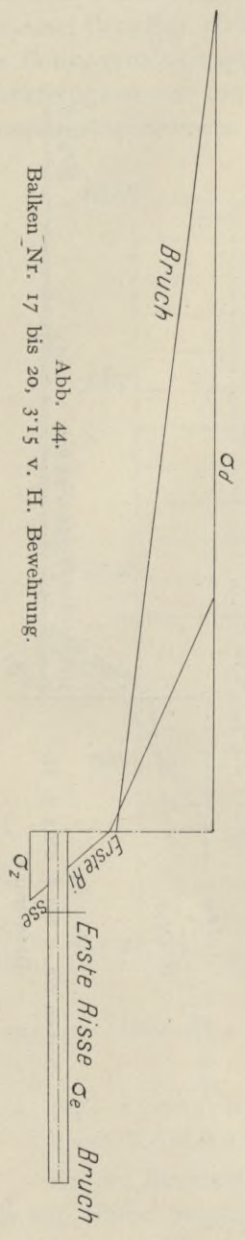


Abb. 44.
Balken Nr. 17 bis 20, 3'15 v. H. Bewehrung.

6. Die Betondruckspannung bei den ersten Rissen liegt bei allen Bewehrungen höher als 40 kg/cm^2 . Sie steigt bei richtiger Ausnutzung der Betondruckfestigkeit (von 2 v. H. Bewehrung an) auf 50 und 76 kg/cm^2 .

Hieraus geht hervor, daß die gemäß den amtlichen österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 für das vorliegende Mischungsverhältnis 320 kg/m^3 sich ergebende zulässige Druckspannung des Betons (35 kg/cm^2) eine ausreichende Sicherheit darstellt.

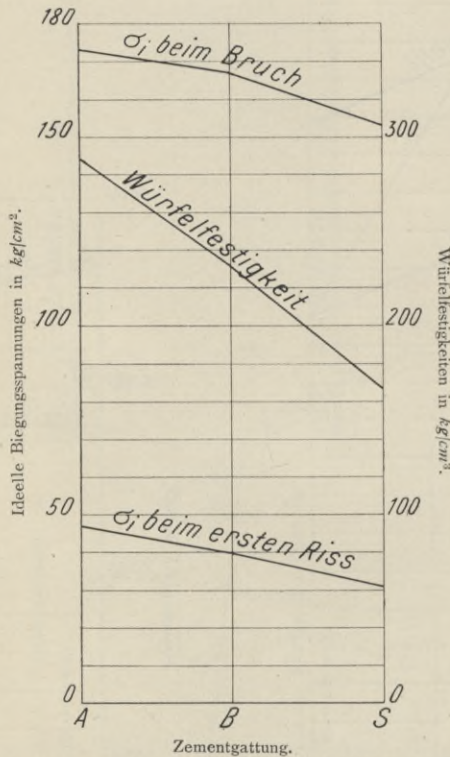


Abb. 45. Einfluß der Zementgattung auf die Tragfähigkeit (1,03 v. H. Bewehrung).

Der Einfluß der Bewehrung auf die rechnungsmäßigen Eisenspannungen ist in Abb. 39 dargestellt. Dieselbe enthält die Kolumnen 14, 18, 25 und 31 der Tabelle 10. Sie zeigt nach Kolumne 14 deutlich, daß

7. die Eisenspannungen beim Bruch mit dem Wachsen der Bewehrung abnehmen.

Hier ist selbstverständlich ohne Rücksicht auf Zugspannungen im Beton gerechnet, denn die Risse treten ja lange vor dem Bruch des Balkens auf. Es ist ferner zu beachten, daß alle für den Moment des Bruches rechnungsmäßig ermittelten Eisenspannungen über der Streckgrenze lagen, vielleicht mit Ausnahme der Bewehrung von 3,15%, bei welcher 2320 kg/cm^2 herrschten. Es muß

sonach mit Sicherheit eine Verschiebung der Nulllinie nach der Druckseite eingetreten sein.

Am Ende der ersten Phase (Mitwirkung des Betons auf Zug) ergaben sich die Eisenspannungen zu zirka 550 kg/cm² und zwar für alle Bewehrungen von

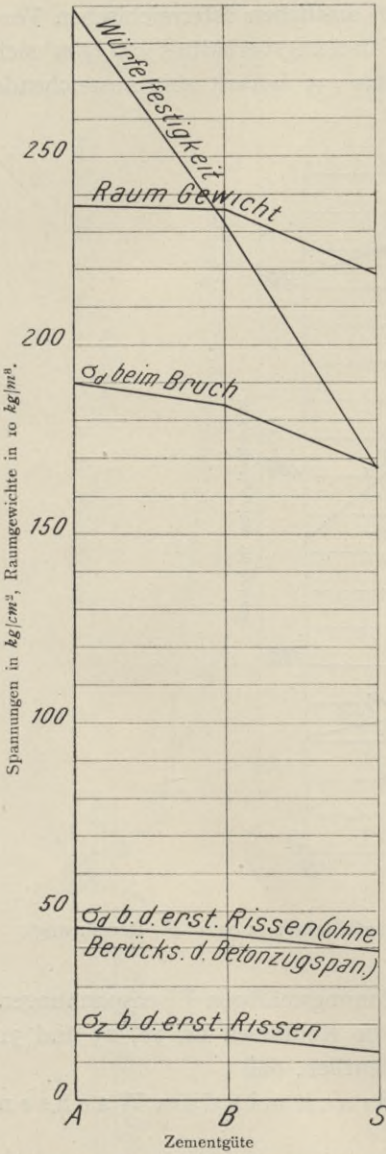


Abb. 46. Einfluß der Zementgüte auf die rechnungsmäßigen Betonspannungen.

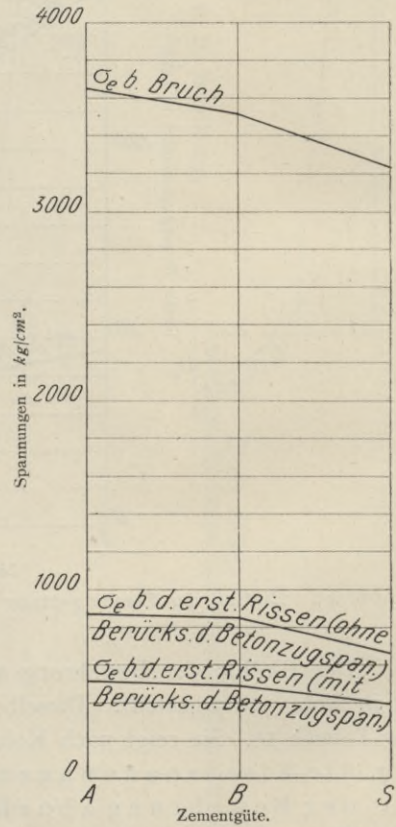


Abb. 47. Einfluß der Zementgüte auf die rechnungsmäßigen Eisenspannungen.

1 v. H. bis 3 v. H. Die 5 aufgetragenen Punkte der Linie σ_e (mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen) liegen derart, daß kaum sichtbar eine geringe Abnahme der Eisenspannungen festgestellt werden kann.

Da in Abb. 38 die Betonzugspannung konstant erscheint, so ist eine Abnahme der Eisenspannung entsprechend der Vermehrung des Eisenquerschnittes zu erwarten. Die Linie σ_e ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen in Abb. 38 liegt für alle Bewehrungen über der oben erwähnten

Abb. 48 bis 50. Darstellung der mittleren Spannungen im Querschnitte.



Abb. 48. Balken Nr. 5 bis 8, Portlandzement A, 1'03 v. H. Bewehrung.

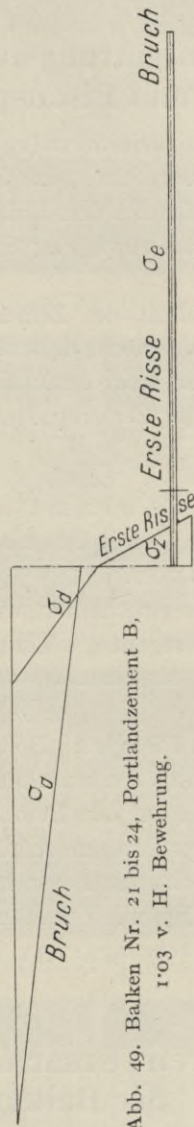


Abb. 49. Balken Nr. 21 bis 24, Portlandzement B, 1'03 v. H. Bewehrung.

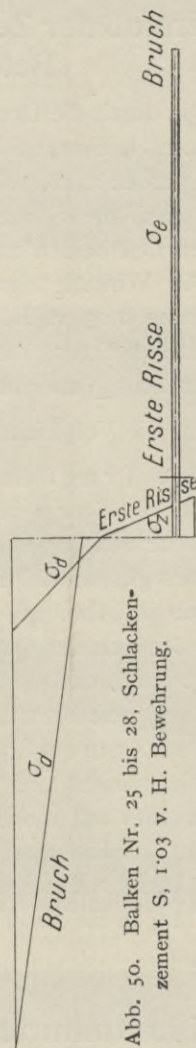


Abb. 50. Balken Nr. 25 bis 28, Schlacken- zement S, 1'03 v. H. Bewehrung.

Linie σ_e , was erklärlich ist, da man ja dem Eisen unter Vernachlässigung der Betonwiderstände die letzteren mit aufrechnet.

Zur weiteren Übersicht über die Wirkung der verschiedenen Bewehrung sind in den Abb. 40—44 die Spannungen im Querschnitte dargestellt, wie sie

sich auf Grund der mehrerwähnten Berechnungsweise gemäß den amtlichen österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 für eine geradlinige Spannungsverteilung ergaben. Die Spannungen des Betons und Eisens sind hiebei für das Ende der ersten Phase (Eintritt der ersten Risse) und für den Augenblick des Bruches gezeichnet.

B. Einfluß der Zementgattung auf die rechnungsmäßigen Beton- und Eisenspannungen.

Die durch die Druckfestigkeitswerte (vgl. Tabelle 9) dargestellten Zementqualitäten *A*, *B* und *S* lassen erkennen, daß *S* als die geringwertigste Sorte aufgefaßt werden muß. Abb. 46 zeigt den Abfall der Würfelfestigkeit der 3 Gattungen *A*, *B* und *S* von 289 auf 167 kg/cm; *B* steht ziemlich genau in der Mitte zwischen den beiden andern.

Die Wirkung der Qualität des Zementes kommt an den Balken der Bewehrung 1'03 v. H. zum Vorschein, trotzdem bei dieser verhältnismäßig geringen Bewehrung das Eisen mehr entscheidend war als der Beton. Abb. 45 zeigt zunächst den Einfluß der Zementgattung auf die gesamte Tragfähigkeit, d. h. auf die Vergleichsziffer $\sigma_i = \frac{6M}{bh^2}$.

8. Die Tragfähigkeit nimmt mit der Zementqualität ab, jedoch nicht im gleichen Verhältnis mit den Würfelfestigkeiten.

Dies gilt sowohl für die Bruchziffer, wie für jene bei den ersten Rissen.

Die in Abb. 46 aufgetragenen, rechnungsmäßigen Biegungsspannungen zeigen sämtlich der Qualität des Zementes entsprechend ein Fallen. Die Abb. 46 zeigt auch, daß

9. die rechnungsmäßigen Biegungsspannungen mit der Zementqualität abnehmen.

Dies bezieht sich sowohl auf den Beton wie auf das Eisen. Den Einfluß des Zementes auf die Eisenspannungen zeigt Abb. 47; wie zu erwarten, zeigt sich, daß das Eisen bei schlechterem Beton nicht in gleichem Maße ausgenützt werden kann, wie bei gutem Beton. Die Abb. 48, 49 und 50 geben die gleichen Darstellungen für dieselbe Bewehrung (1'03 v. H.) bei den verwendeten 3 Zementgattungen.

C. Die unmittelbaren Ursachen des Brucheintrittes der Balken.

Die Abb. 51 bis 78 geben Schaubilder der gebrochenen Balken. Eine Betrachtung derselben ergibt im Zusammenhalte mit den Belastungen, die an die einzelnen Risse angeschrieben wurden, daß sowohl die ersten Risse ziemlich durchgängig an den Lastangriffstellen zu Stande kamen, als auch die Bruchstellen nahe diesen Angriffsstellen liegen. Die Bilder zeigen unzweifelhaft die

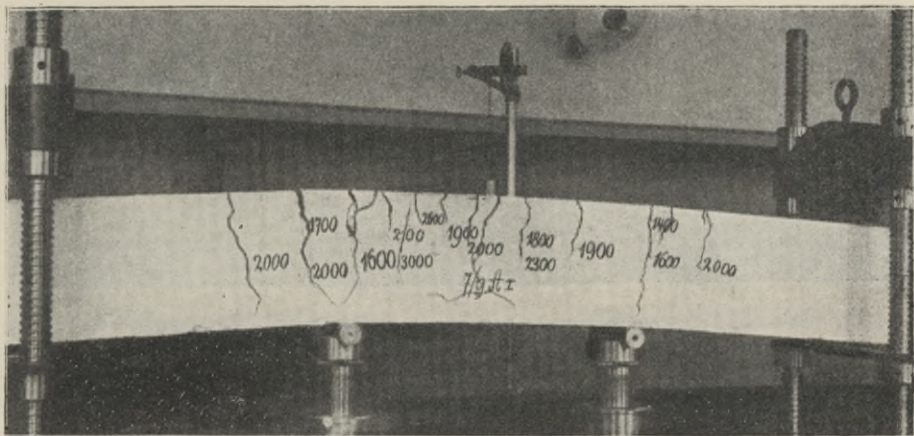


Abb. 51. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 1 (Zement A, Bewehrung 0'52 v. H.).

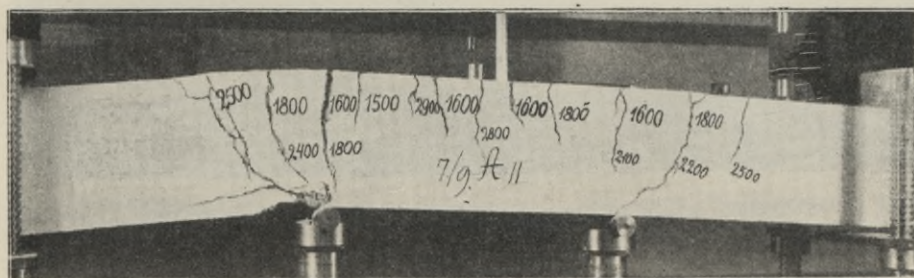


Abb. 52. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 2 (Zement A, Bewehrung 0'52 v. H.).

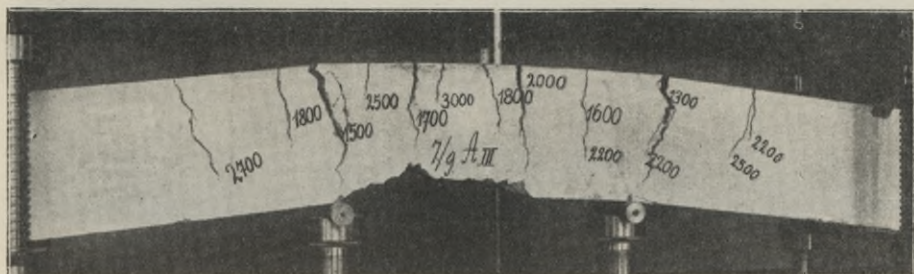


Abb. 53. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 3 (Zement A, Bewehrung 0'52 v. H.).

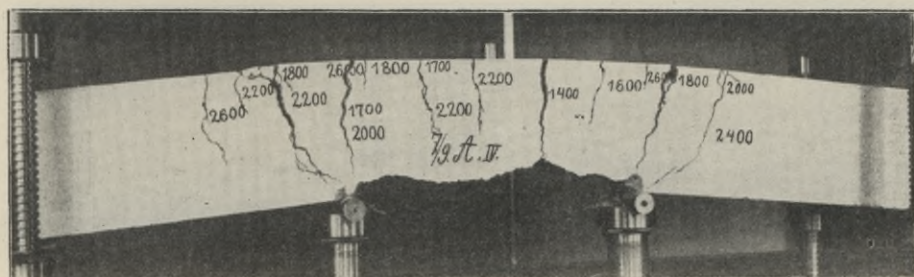


Abb. 54. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 4 (Zement A, Bewehrung 0'52 v. H.).

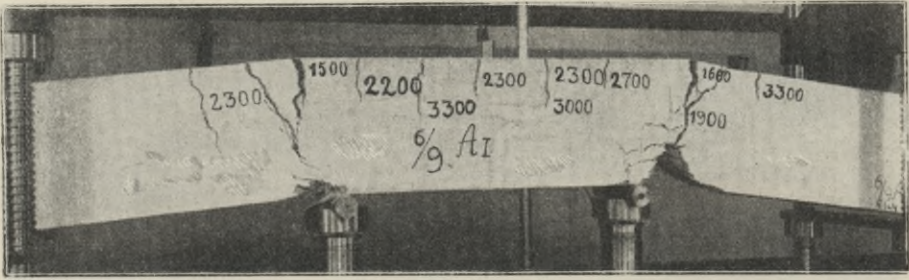


Abb. 55. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 5 (Zement A, Bewehrung 1·03 v. H.).

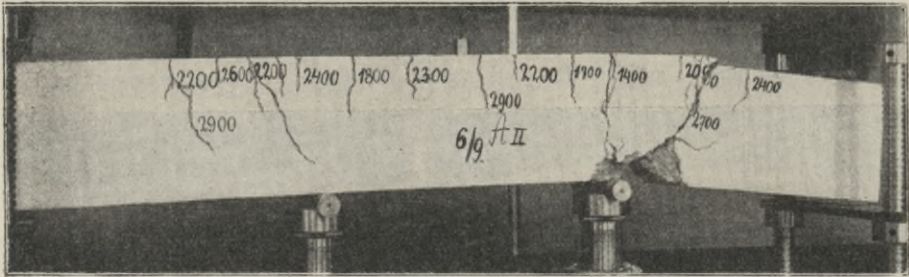


Abb. 56. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 6 (Zement A, Bewehrung 1·03 v. H.).

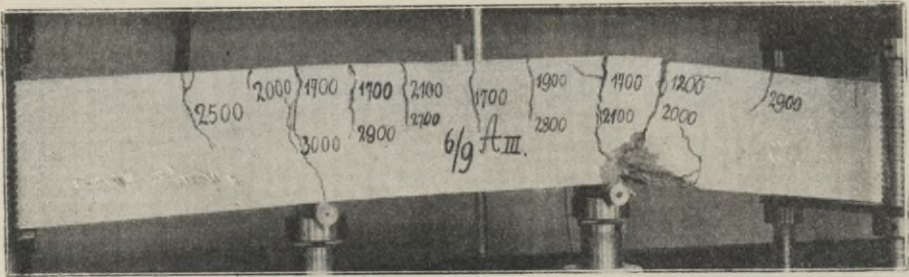


Abb. 57. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 7 (Zement A, Bewehrung 1·03 v. H.).



Abb. 58. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 8 (Zement A, Bewehrung 1·03 v. H.).

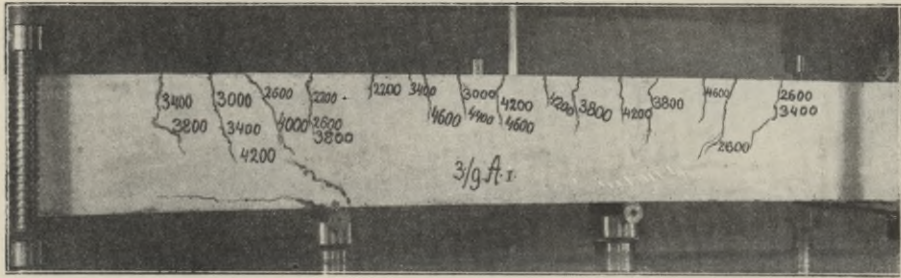


Abb. 63. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 13 (Zement A, Bewehrung 1'96 v. H.).

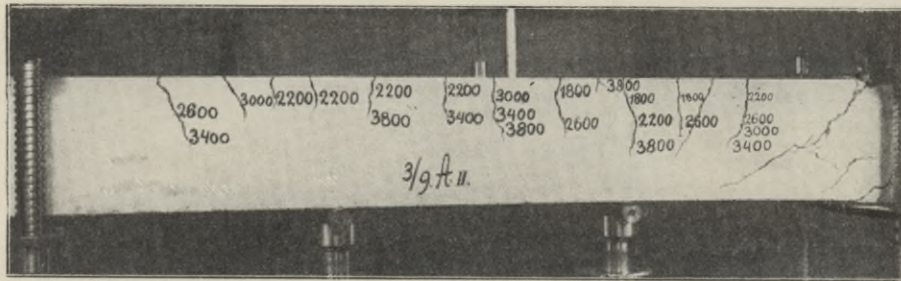


Abb. 64. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 14 (Zement A, Bewehrung 1'96 v. H.).

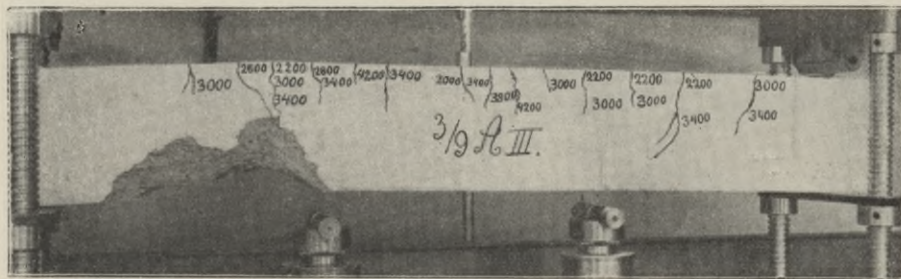


Abb. 65. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 15 (Zement A, Bewehrung 1'96 v. H.).

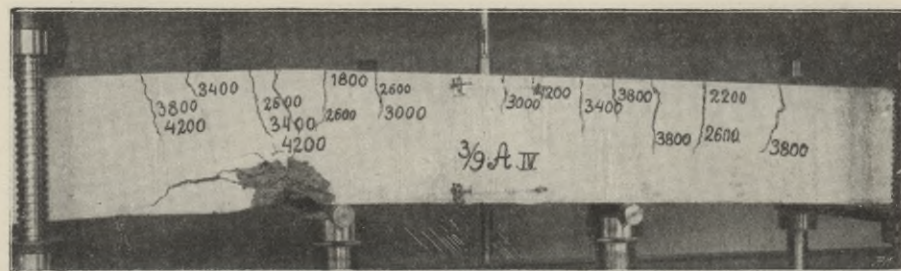


Abb. 66. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 16 (Zement A, Bewehrung 1'96 v. H.).

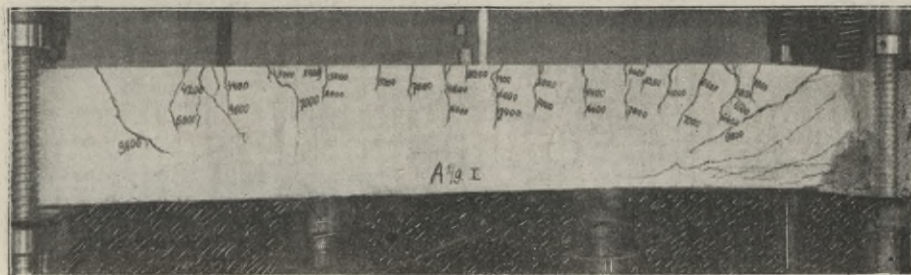


Abb. 67. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 17 (Zement A, Bewehrung 3'15 v. H.).

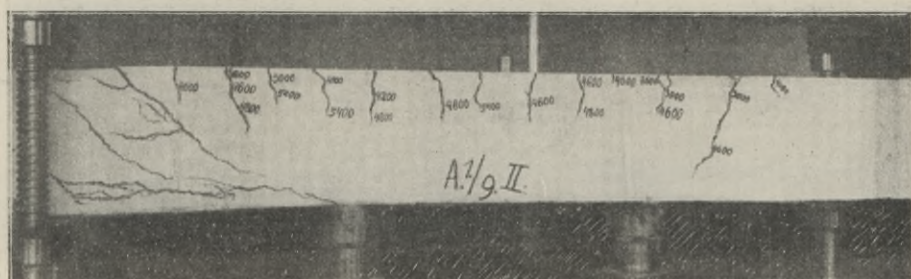


Abb. 68. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 18 (Zement A, Bewehrung 3'15 v. H.).

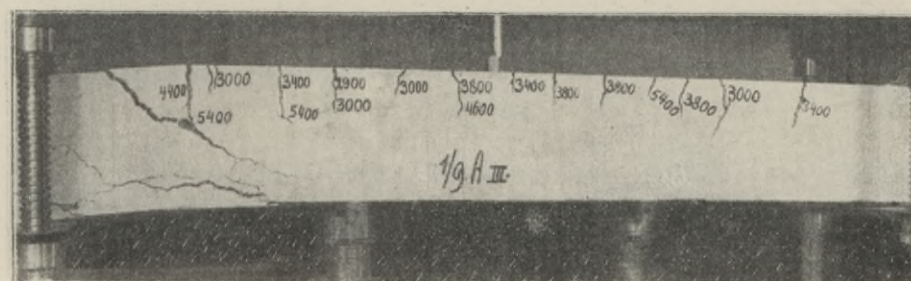


Abb. 69. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 19 (Zement A, Bewehrung 3'15 v. H.).

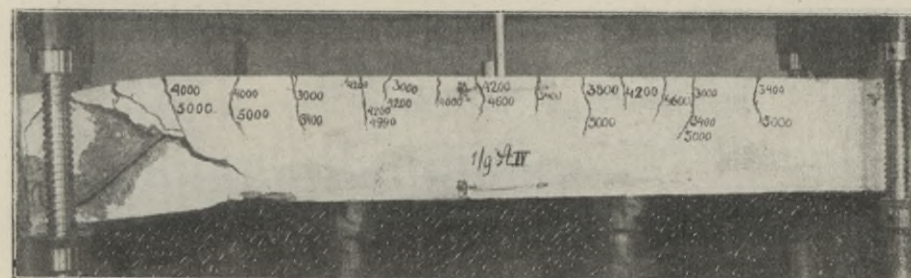


Abb. 70. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 20 (Zement A, Bewehrung 3'15 v. H.).

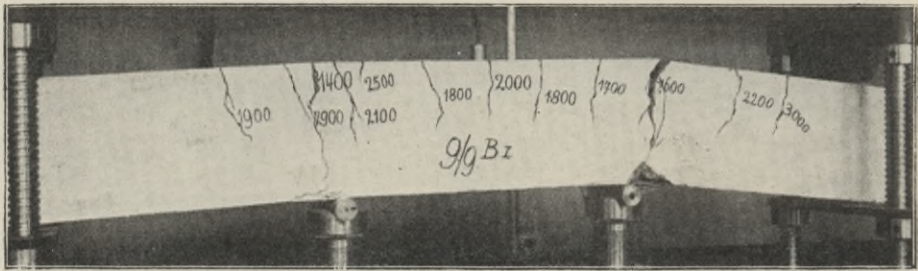


Abb. 71. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 21 (Zement B, Bewehrung 1'03 v. H.).

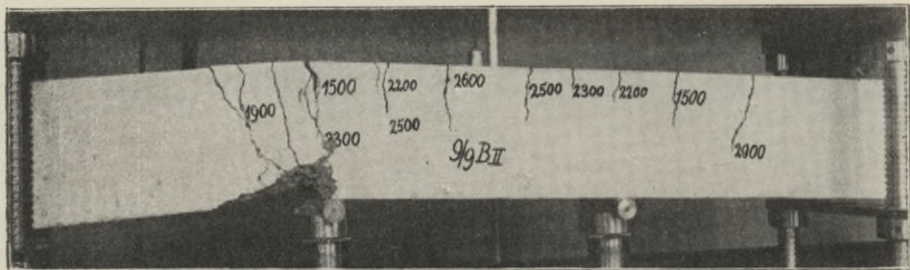


Abb. 72. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 22 (Zement B, Bewehrung 1'03 v. H.).

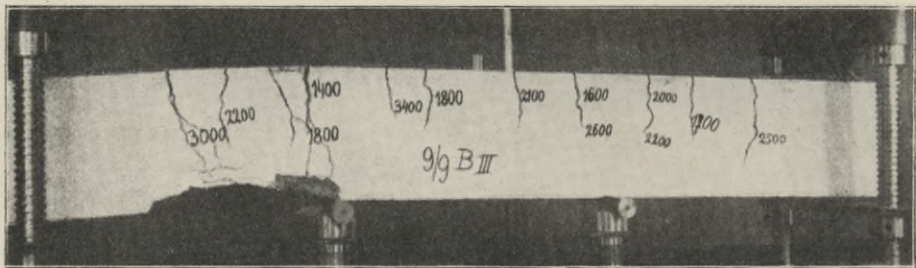


Abb. 73. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 23 (Zement B, Bewehrung 1'03 v. H.).

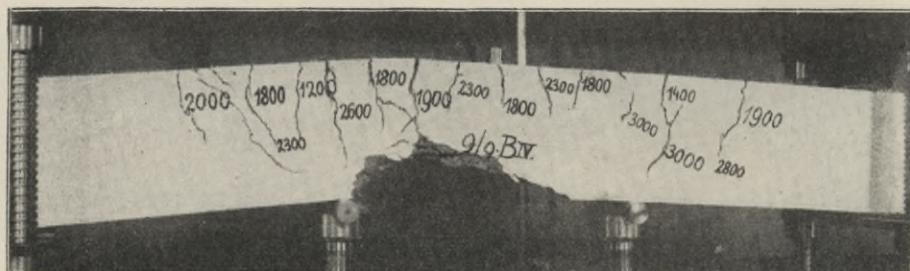


Abb. 74. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 24 (Zement B, Bewehrung 1'03 v. H.).

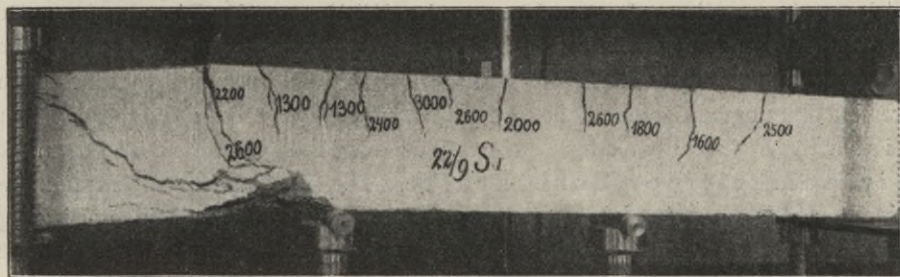


Abb. 75. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 25 (Zement S, Bewehrung 1'03 v. H.).

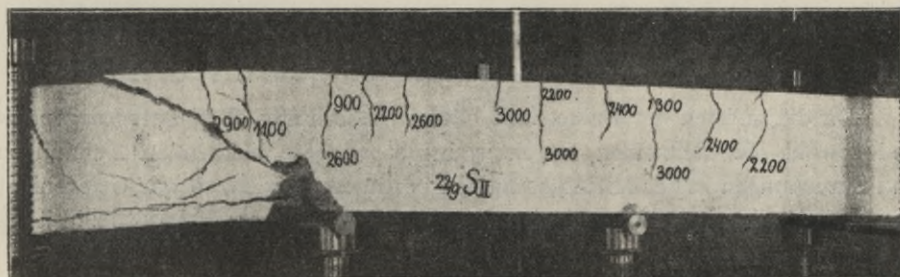


Abb. 76. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 26 (Zement S, Bewehrung 1'03 v. H.).

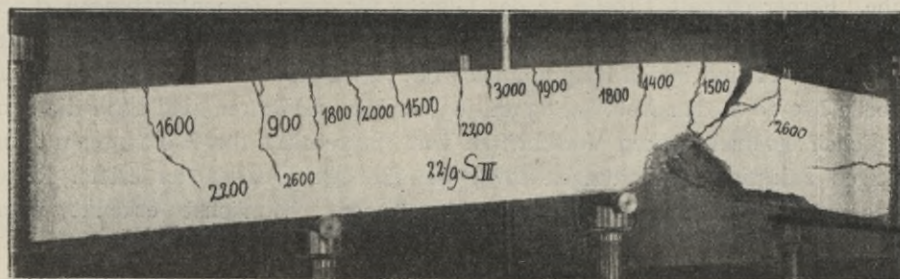


Abb. 77. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 27 (Zement S, Bewehrung 1'03 v. H.).

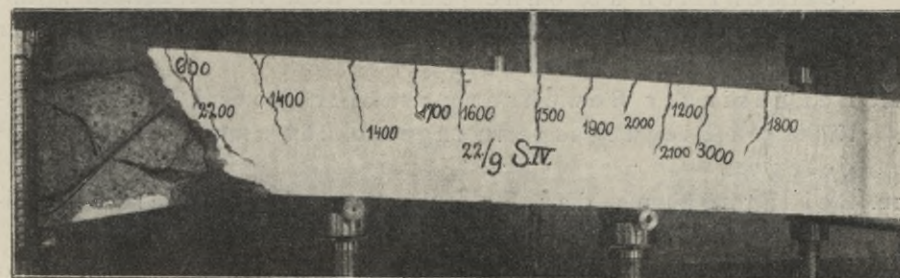


Abb. 78. Schaubild des gebrochenen Balkens Nr. 28 (Zement S, Bewehrung 1'03 v. H.).

Wirkung der an diesen Lastpunkten zu den Wirkungen der Biegemomente hinzutretenden Scherkräfte. Da von den Lastpunkten zum Auflager hin die Momente abnehmen, so sind die Spannungszustände über den hydraulischen Pressen am ungünstigsten. Die Regelmäßigkeit der Lage erster Risse und der Bruchstellen bezeugt die entscheidende Wirksamkeit der Scherkräfte. Die in Tabelle 10 zusammengestellten Biegungsspannungen gelten für den Bereich der reinen Biegung zwischen den 2 Lastpunkten. Es sind deshalb streng genommen sämtliche Spannungen um einen geringen Betrag zu vergrößern. Es durfte nicht versäumt werden, auf diesen Umstand besonders hinzuweisen. An den Ergebnissen, die in die Sätze 1 bis 9 zusammengezogen wurden, ändert sich aber hiedurch nichts.

D. Das elastische Verhalten der geprüften Balken.

Da die meisten der Balken mit häufig wiederholten Entlastungen geprüft und sowohl die bleibenden Durchbiegungen, wie die bleibenden Dehnungen und Stauchungen in der Mitte der Balken bestimmt wurden, so war Gelegenheit zur Berechnung der Elastizitätsmoduli und der Elastizitätsgrade gegeben.

In Tabelle 11 sind zunächst die aus den Durchbiegungen berechneten Moduli für Zement *A* bei 3 Bewehrungen in ihrer Abhängigkeit von den Biegungsspannungen zusammengestellt. Die letzteren finden sich in der ersten Vertikalreihe. Ferner enthält Tabelle 12 das Gleiche für die 3 Zementgattungen *A*, *B* und *S*, die alle bei der Bewehrung 1'03 v. H. geprüft wurden. Die Werte der Tabelle Nr. 11 sind in den Diagrammen Abb. 79, 80 und 81 aufgetragen, jene der Tabelle Nr. 12 in den Abb. 80, 82 und 83; in diesen Figuren sind auch die den amtlichen österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 für Hochbauten gültigen zulässigen Spannungen sowie die für den Eintritt der ersten Risse berechneten Betondruckspannungen eingetragen. Zunächst erkennt man folgendes:

10. Die aus den Durchbiegungen berechneten Elastizitätsmoduli sind beim Beginn der Belastung relativ groß und nehmen mit wachsender Belastung beträchtlich ab, ohne jedoch den Wert 140.000 kg/cm^2 (welcher in den amtlichen österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 festgesetzt ist) zu erreichen.
11. Bei geringer Bewehrung ist der Modul bei den zulässigen Biegungsspannungen nicht unter 500.000 kg/cm^2 gelegen.
12. Bei Erhöhung der Bewehrung nimmt der Elastizitätsmodul ab.

Zu dem letzten Satz vergleiche man Abb. 84. Die drei eingetragenen Balken zeigen große Unterschiede, die Linien divergieren nach unten beträchtlich;

$m = \sigma_d$ bei den ersten Kissen ohne } Berücksichtigung des
 $n = \sigma_d$ " " " mit } Zugwiderstandes vom
 $o = \sigma_d$ zulässige Spannung ohne } Beton

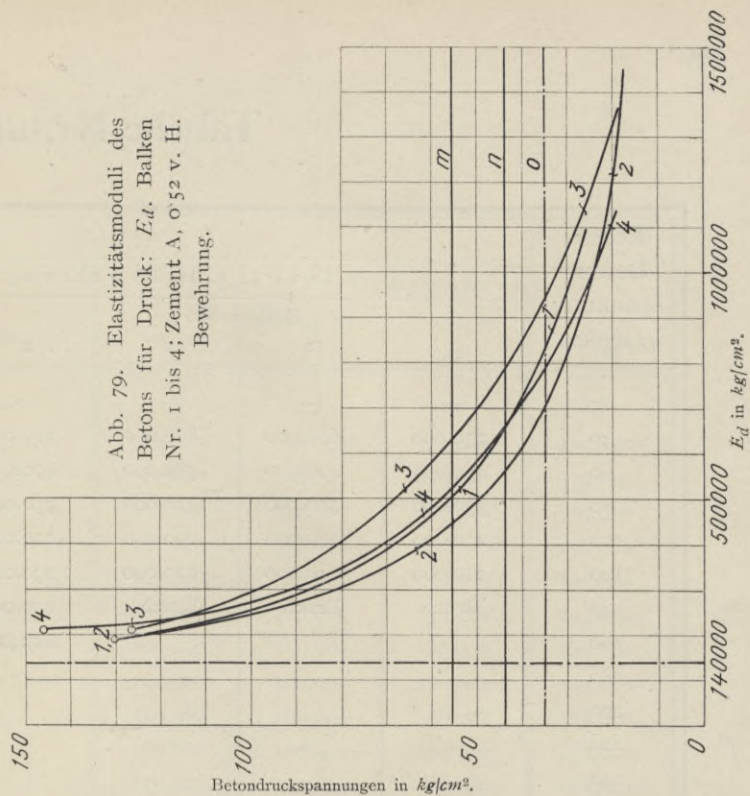


Abb. 80. Elastizitätsmoduli des Betons für Druck: E_d . Balken Nr. 5 bis 8; Zement A, 1,03 v. H. Bewehrung.

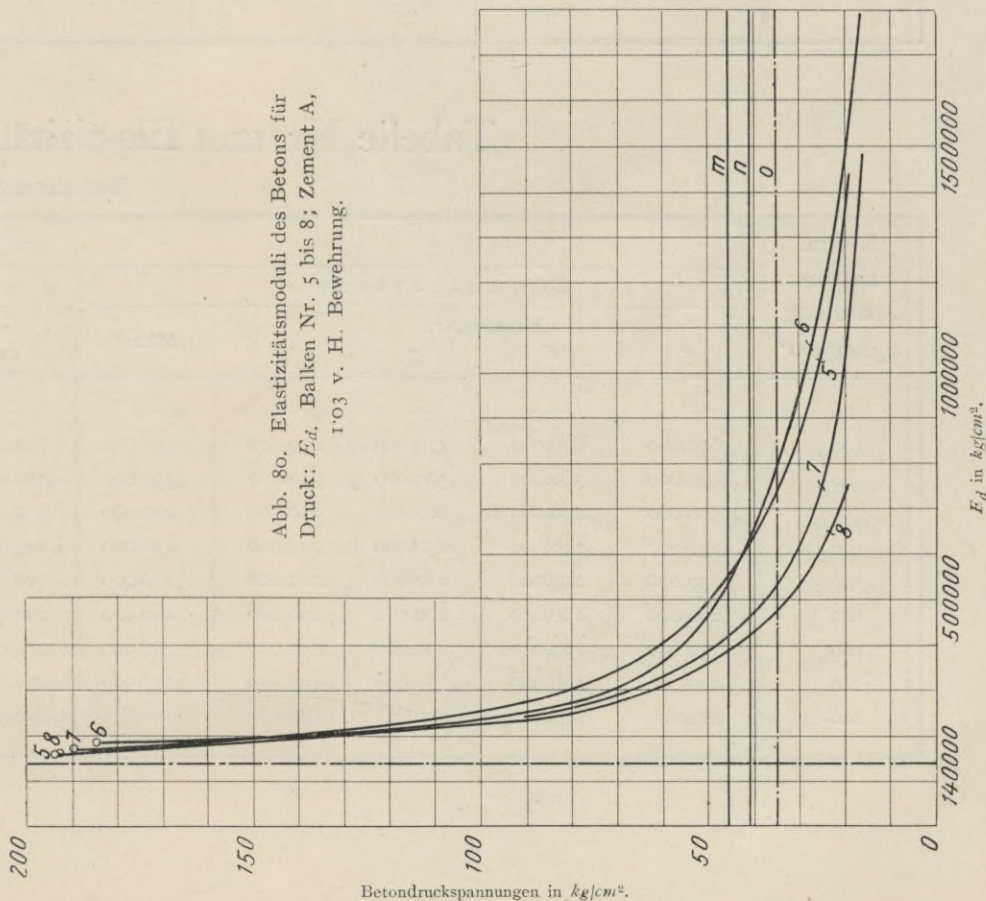


Tabelle Nr. 11. Elastizitätsmoduli, berechnet aus den Durchbiegungen.
(Zement A, verschiedene Bewehrungen.)

Rechn. Beton- spannung σ_d kg/cm^2	Elastizitätsmodul in kg/cm^2 (Zementgattung A)													
	bei 0,52 v. H. Bewehrung					bei 1,03 v. H. Bewehrung					bei 1,51 v. H. Bewehrung			
	Balken Nr.					Balken Nr.					Balken Nr.			
	1	2	3	4	Mittel	5	6	7	8	Mittel	10	11	12	Mittel
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
40	730.000	620.000	860.000	720.000	730.000	640.000	660.000	470.000	430.000	550.000	370.000	600.000	260.000	410.000
60	470.000	420.000	580.000	490.000	490.000	400.000	360.000	330.000	310.000	350.000	310.000	430.000	230.000	323.000
80	330.000	310.000	410.000	350.000	350.000	300.000	270.000	260.000	250.000	270.000	260.000	330.000	220.000	270.000
100	250.000	240.000	290.000	270.000	260.000	250.000	240.000	230.000	225.000	236.000	230.000	270.000	210.000	236.000
120	210.000	210.000	220.000	230.000	220.000	230.000	215.000	210.000	210.000	216.000	220.000	240.000	200.000	220.000
140	Bruch	Bruch	Bruch	210.000	210.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	220.000	190.000	203.000
160				Bruch		180.000	195.000	190.000	180.000	186.000	200.000	210.000	180.000	196.000
180						170.000	190.000	180.000	170.000	177.000	180.000	200.000	170.000	183.000
200						Bruch	Bruch	Bruch	Bruch		170.000	190.000	160.000	173.000
220											160.000	180.000	150.000	163.000
240											150.000	170.000	Bruch	160.000
											Bruch	Bruch		

Tabelle Nr. 12. Elastizitätsmoduli, berechnet aus den Durchbiegungen.
(Bewehrung 1,03 v. H., 3 verschiedene Zemente).

Rechn. Beton- spannung σ_d kg/cm^2	Elastizitätsmodul in kg/cm^2														
	Zementgattung A					Zementgattung B					Zementgattung S				
	Balken Nr.					Balken Nr.					Balken Nr.				
	5	6	7	8	Mittel	21	22	23	24	Mittel	25	26	27	28	Mittel
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
40	640.000	660.000	470.000	430.000	550.000	740.000	970.000	730.000	560.000	750.000	460.000	400.000	370.000	330.000	390.000
60	400.000	360.000	330.000	310.000	350.000	470.000	540.000	420.000	360.000	447.000	290.000	270.000	260.000	230.000	262.000
80	300.000	270.000	260.000	250.000	270.000	325.000	350.000	300.000	260.000	309.000	220.000	200.000	210.000	190.000	205.000
100	250.000	240.000	230.000	225.000	236.000	245.000	255.000	235.000	215.000	237.000	190.000	180.000	180.000	170.000	180.000
120	230.000	215.000	210.000	210.000	216.000	200.000	215.000	200.000	190.000	201.000	175.000	165.000	165.000	155.000	165.000
140	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	190.000	200.000	190.000	180.000	190.000	160.000	155.000	155.000	145.000	154.000
160	180.000	195.000	190.000	180.000	186.000	180.000	185.000	190.000	170.000	181.000	150.000	140.000	145.000	135.000	142.000
180	170.000	190.000	180.000	170.000	177.000	170.000	180.000	180.000	160.000	175.000	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	
200	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch		Bruch	Bruch	Bruch	Bruch						

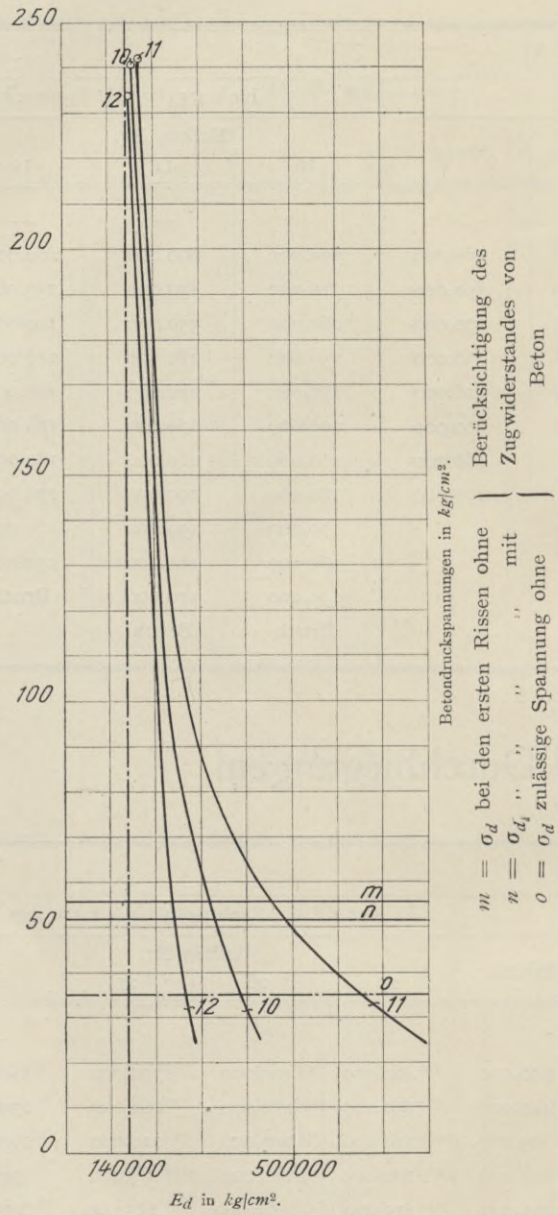


Abb. 81. Elastizitätsmoduli des Betons für Druck: E_d . Balken Nr. 10 bis 12, Zement A, 1:51 v. H. Bewehrung.

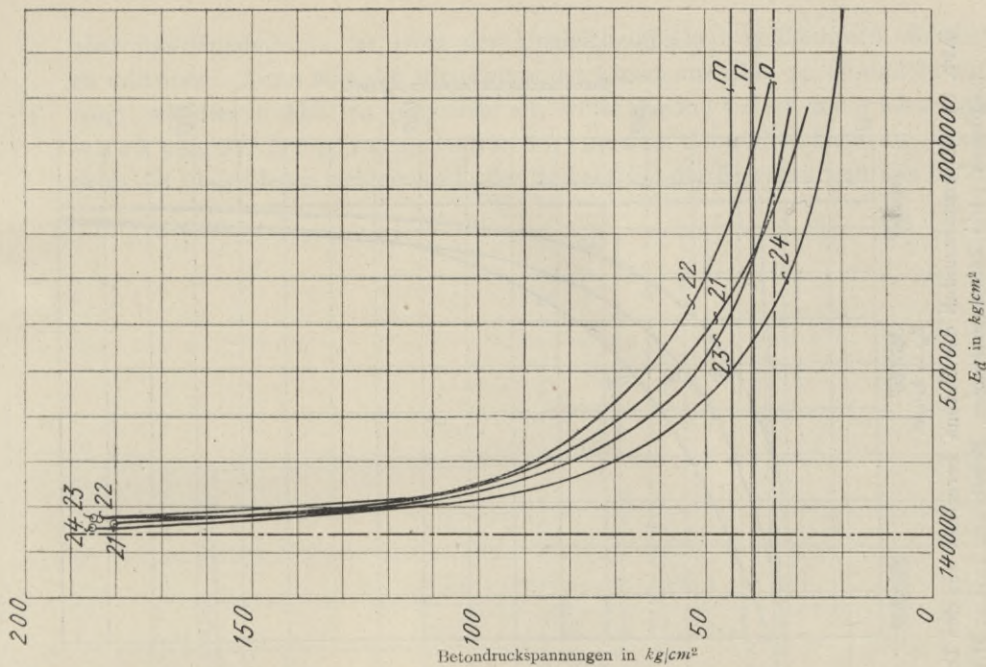
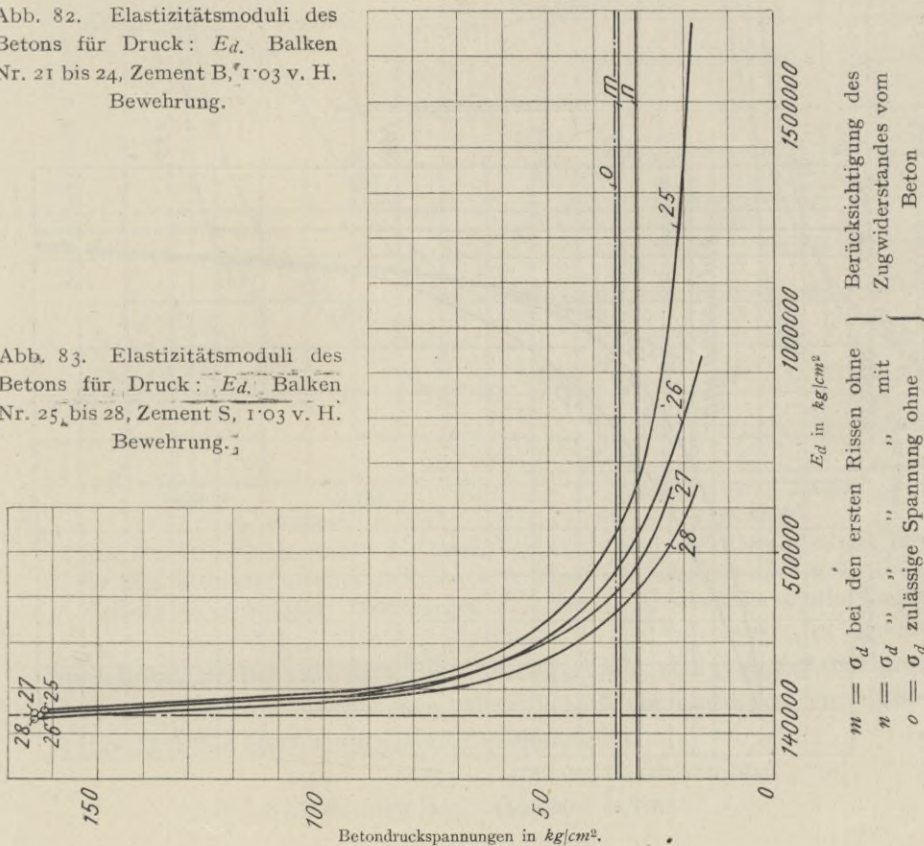


Abb. 82. Elastizitätsmoduli des Betons für Druck: E_d . Balken Nr. 21 bis 24, Zement B, 1:03 v. H. Bewehrung.

Abb. 83. Elastizitätsmoduli des Betons für Druck: E_d . Balken Nr. 25 bis 28, Zement S, 1:03 v. H. Bewehrung.



$m = \sigma_d$ bei den ersten Rissen ohne Berücksichtigung des Zugwiderstandes vom Beton
 $n = \sigma_d$ " " " mit
 $o = \sigma_d$ zulässige Spannung ohne

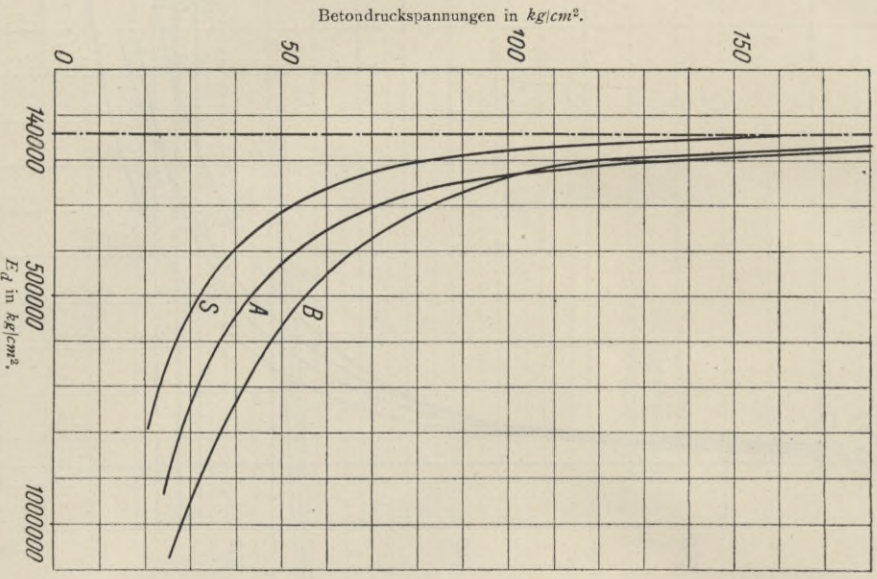


Abb. 85. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (drei Zementgattungen, Bewehrung 103 v. H.).

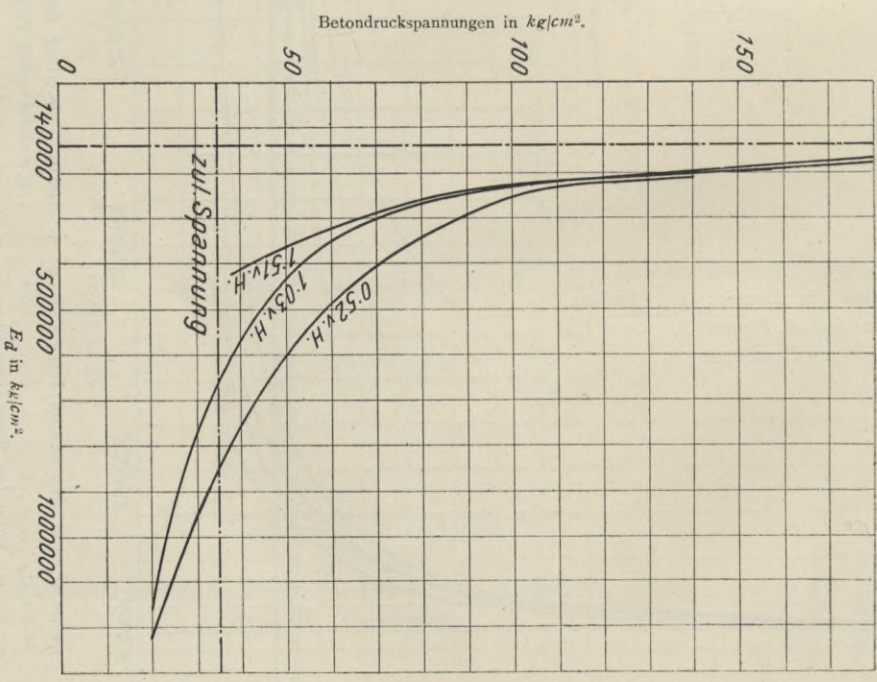


Abb. 84. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (Zement A, verschiedene Bewehrungen).

aber das Ergebnis 12 ist trotz der Ungleichmäßigkeit vollkommen deutlich zu erkennen. Wenn man die Mittelwerte der Linien aus Abb. 79, 80 und 81 aufträgt, wie dies in Abb. 84 geschehen ist, so ist die mit der Bewehrung wachsende Deformationsfähigkeit deutlicher zu sehen, denn die Linien legen sich genau in der Reihenfolge der Bewehrungen von rechts

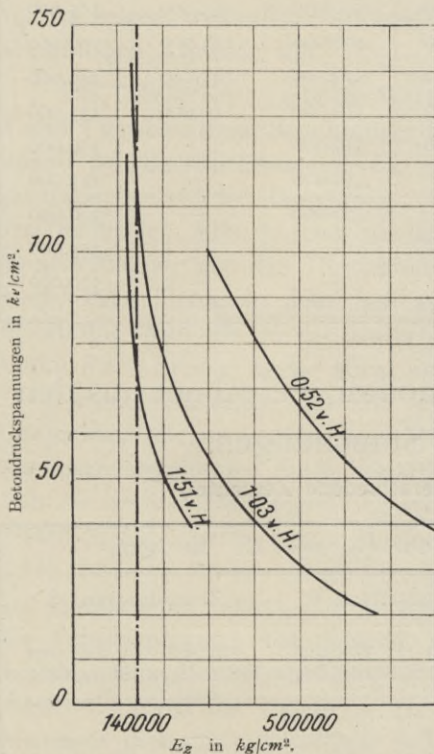


Abb. 86. Elastizitätsmoduli des Betons für Zug, berechnet aus den Dehnungen. Zement A, verschiedene Bewehrungen.

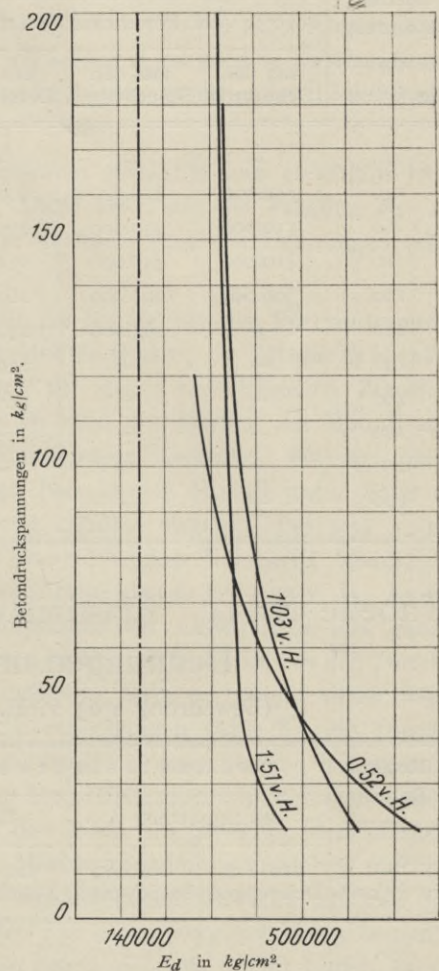


Abb. 87. Elastizitätsmoduli des Betons für Druck, berechnet aus den Stauchungen. Zement A, verschiedene Bewehrungen.

nach links. Bei der zulässigen Betondruckspannung von 35 kg/cm^2 (entsprechend dem angewendeten Mischungsverhältnis gemäß der amtlichen Vorschrift vom Jahre 1911 für Hochbauten) sind die Moduli für

$$\begin{array}{ccc} 0.52 & 1.03 & 1.51 \text{ v. H. Bewehrung} \\ 830.000 & 630.000 & 440.000 \text{ } kg/cm^2. \end{array}$$

Tabelle Nr. 13. Elastizitätsmoduli, berechnet aus den
Dehnungen und Stauchungen.
(Zement A.)

Rechn. Beton- spannung σ_d in kg/cm^2	Elastizitätsmodul E_z und E_d in kg/cm^2					
	bei 0,52 v. H. Bewehrung		bei 1,03 v. H. Bewehrung		bei 1,51 v. H. Bewehrung	
	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen
20	—	—	—	—	—	—
40	780.000	530.000	400.000	510.000	260.000	370.000
60	550.000	410.000	270.000	440.000	165.000	355.000
80	410.000	340.000	195.000	400.000	135.000	350.000
100	300.000	290.000	160.000	370.000	125.000	340.000
120	—	265.000	140.000	350.000	120.000	335.000
140	—	—	130.000	345.000	—	330.000
160	—	—	—	335.000	—	325.000
180	—	—	—	330.000	—	320.000
200	—	—	—	—	—	315.000
220	—	—	—	—	—	310.000

Tabelle Nr. 14. Elastizitätsmoduli, berechnet aus den
Dehnungen und Stauchungen.
(Bewehrung 1,03 v. H., verschiedene Zemente.)

Rechn. Beton- spannung σ_d in kg/cm^2	Elastizitätsmodul E_z und E_d in kg/cm^2					
	Zementgattung A		Zementgattung B		Zementgattung S	
	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen	aus den Dehnungen	aus den Stauchungen
20	—	—	—	—	—	—
40	400.000	510.000	610.000	470.000	490.000	335.000
60	270.000	440.000	370.000	390.000	360.000	290.000
80	195.000	400.000	—	—	310.000	265.000
100	160.000	370.000	—	—	280.000	255.000
120	140.000	350.000	—	—	260.000	240.000
140	130.000	345.000	—	—	240.000	235.000
160	—	335.000	—	—	—	225.000
180	—	330.000	—	—	—	—

Der obige Satz 10 gilt, wie die Fig. 82 und 83 beweisen, auch für andere Zementgattungen. Werden die Mittelwerte der Moduli in Tabelle 12 (also für gleiche Bewehrung) zusammengestellt, so zeigt sich, daß von den 3 verwendeten Zementen der Schlackenzement unter gleichen Spannungen immer den kleinsten Modul, also die größte Deformationsfähigkeit im elastischen Bereiche aufweist. Bezüglich der beiden Portlandzemente *A* und *B*, von denen der erste der höherwertige ist, zeigt Abb. 85, daß bei geringen Spannungen bis etwa zu $70\text{--}80\text{ kg/cm}^2$ *A* die größere Deformationsfähigkeit zeigt; von 90 kg/cm^2 an laufen die beiden betreffenden Linien nahe beisammen.

Die Messungen mit den Spiegelapparaten gestatten nun gleichfalls eine Bestimmung der Elastizitätsmoduli E_d . Diese sind, wie die Tabellen Nr. 13 und 14 zeigen, wesentlich verschieden, je nachdem man die Dehnungen oder Stauchungen zugrunde legt.

Die Tabelle Nr. 13 gibt die Werte von E_d für die mit dem Portlandzement *A* und 3 verschiedenen Bewehrungen hergestellten Balken, die Tabelle 14 enthält ebenso die Elastizitätsmoduli E_d , jedoch für die 3 verschiedenen Zementgattungen bei gleicher Bewehrung. Abb. 86 zeigt den Verlauf der Moduli aus den Dehnungen, Abb. 87 jener aus den Stauchungen berechnet. Was sich oben hinsichtlich der aus den Durchbiegungen berechneten Moduli unter Satz 10 ergab, kann hier nicht mehr voll aufrecht erhalten werden. Bei 151 v. H. Bewehrung wird der in der amtlichen österreichischen Vorschrift bestimmte Modul $E_d = 140.000\text{ kg/cm}^2$ etwas unterschritten, ebenso bei 103 v. H. Es ist nicht unwahrscheinlich, daß sich bei Aufnahme der Linien über ihre ganze Erstreckung (die aus verschiedenen Gründen nicht stattfand) die aus den Durchbiegungen abgeleiteten Sätze bestätigen würden. Satz 12 besteht sicher nach Abb. 86 bei den Dehnungen, während die Stauchungen (Abb. 87) ein Durchschneiden der Linie für 052 v. H. durch die beiden anderen zeigen. Ein wesentliches Hindernis für eine sichere Verfolgung der Beziehungen zwischen Dehnungen und Spannungen bildete das Auftreten der Risse, die zwischen den Marken des Spiegelapparates sich bildend, die Messungsergebnisse unsicher machen müssen. Eine Vervollständigung der Übersicht geben die Abb. 88 und 89, welche die Werte der Tabelle 14 darstellen und einen Vergleich der 3 Zementgattungen gestatten. Bestimmte Schlüsse lassen sich aus diesen Linien kaum ziehen.

Um den Zusammenhang der jeweils aus den Durchbiegungen, Dehnungen oder Stauchungen berechneten Elastizitätsmoduli mit einander zur Anschauung zu bringen, wurden die den gleichen Balken entsprechenden Linien in je eine Figur vereinigt nochmals dargestellt. Die Abb. 90, 91 und 92 betreffen die 3 Balken des Zementes *A* bei den 3 Bewehrungen 052, 130 und 151 v. H.; Abb. 93 gibt die Linien für Zement *B* (bei 103 v. H. Bewehrung), Abb. 94 dieselben für den Schlackenzement (bei 103 v. H. Bewehrung). Man sieht, daß

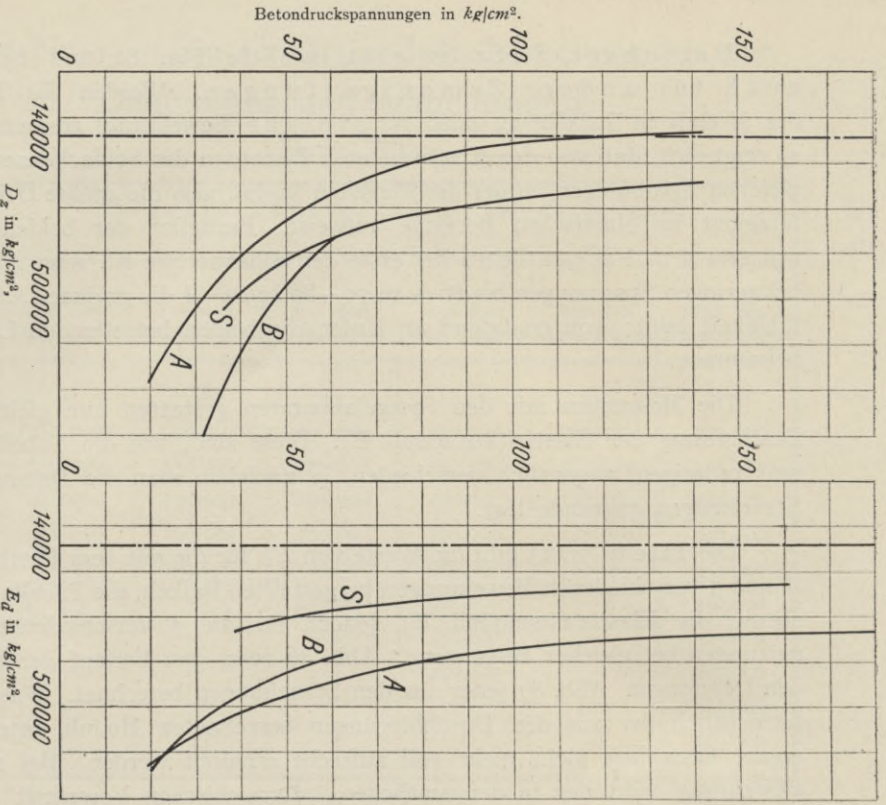


Abb. 88. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Dehnungen (3 Zementgattungen, Bewehrung 1'03 v. H.).

Abb. 89. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Stauchungen (3 Zementgattungen, Bewehrung 1'03 v. H.).

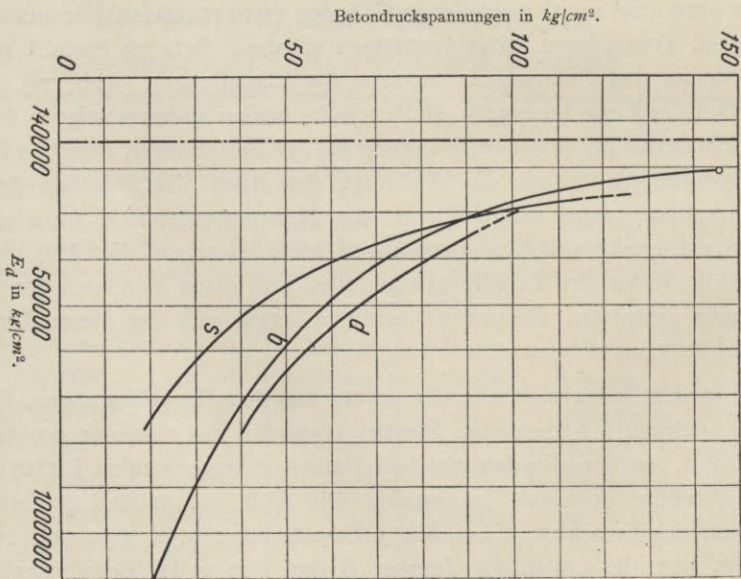


Abb. 90. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (b), Dehnungen (d) und Stauchungen (s). (Zement A, Bewehrung 0'52 v. H.).

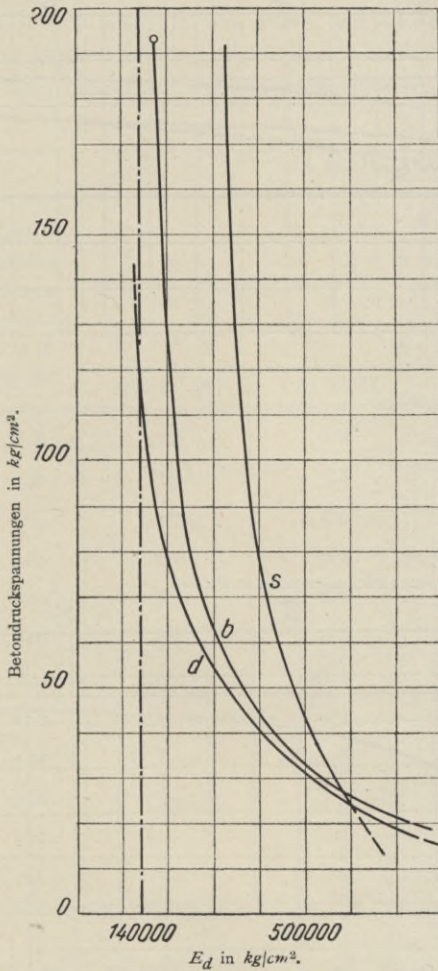


Abb. 91. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (b), Dehnungen (d) und Stauchungen (s). (Zement A, Bewehrung 1.03 v. H.)

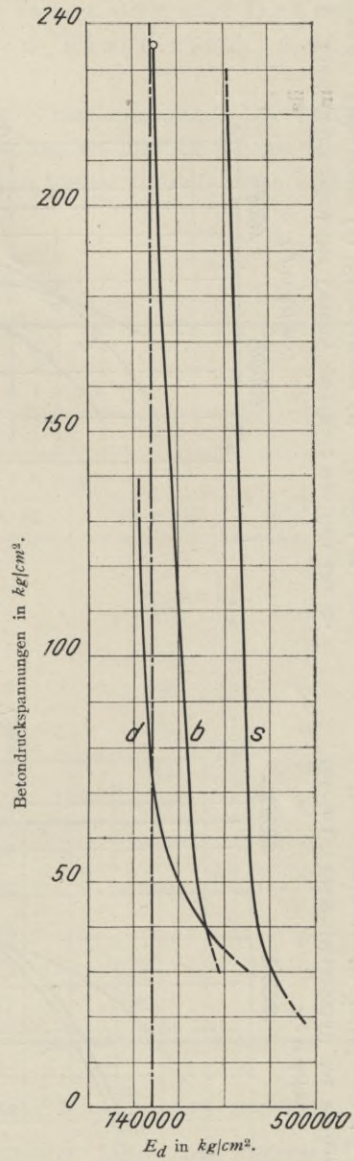


Abb. 92. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (b), Dehnungen (d) und Stauchungen (s). (Zement A, Bewehrung 1.51 v. H.)

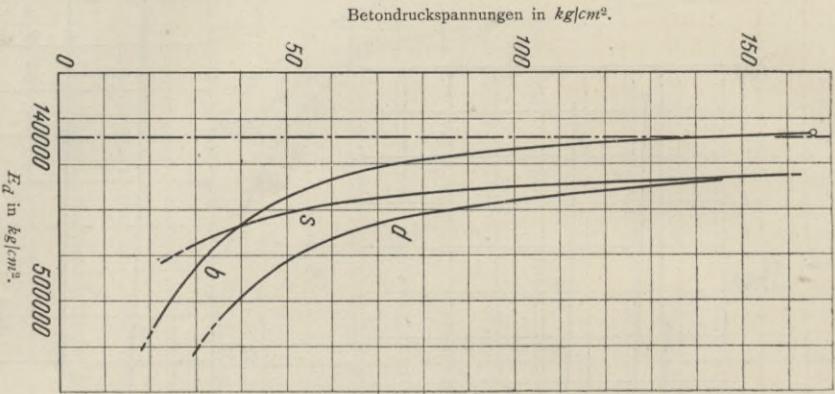


Abb. 93. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (b), Dehnungen (d), Stauchungen (s). (Zement B, Bewehrung 1:0.3 v. H.)

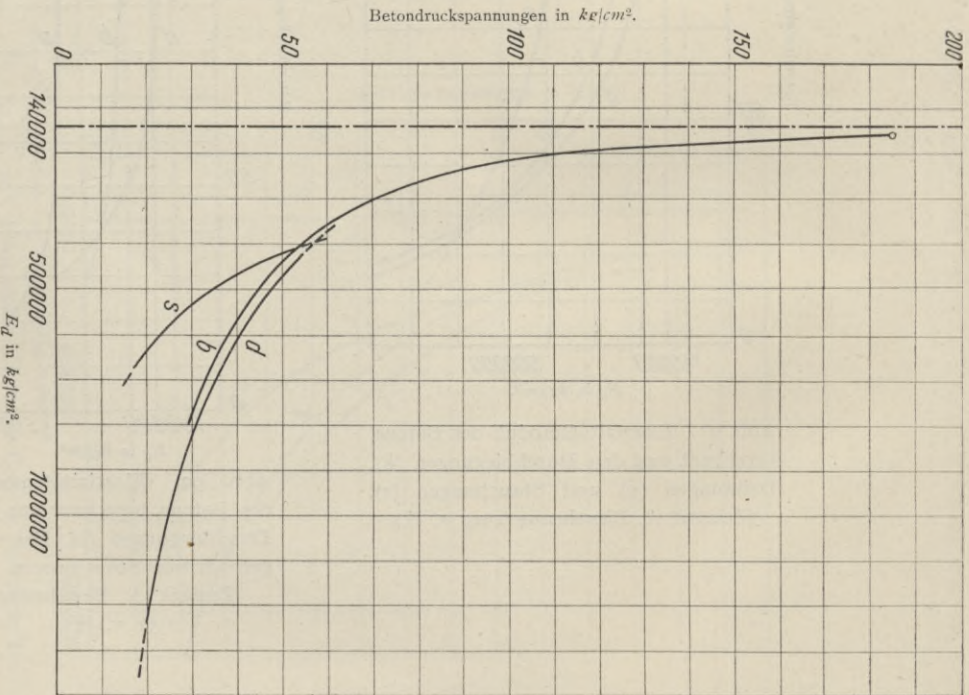


Abb. 94. Elastizitätsmoduli des Betons, berechnet aus den Durchbiegungen (b), Dehnungen (d), Stauchungen (s). (Zement S, Bewehrung 1:0.3 v. H.)

13. die Linien der Biegungeelastizitätsmoduli im allgemeinen zwischen den Linien der aus Dehnung und Stauchung abgeleiteten Elastizitätsmoduli liegen.

Eine Ausnahme hiervon bildet nur der Schlackenzement, bei welchem die Linien *b* und *s* sich schon bei 40 kg/cm^2 schneiden und die *b*-Linie fast auf ihrer ganzen Länge außerhalb der beiden anderen Linien verläuft. Das Ergebnis 13 ist theoretisch zu erwarten gewesen.

Tabelle Nr. 15.

Rechnerische Beton- spannung σ_d in kg/cm^2	$n = E_e : E_d$				
	Zementgattung				
	A	A	A	B	S
	Bewehrung				
	0·52 v. H.	1·03 v. H.	1·51 v. H.	1·03 v. H.	1·03 v. H.
20	1·7	1·8	—	1·7	2·3
40	2·9	3·8	5·1	2·8	5·4
60	4·3	6·0	6·5	4·7	8·0
80	6·0	7·8	7·8	6·8	10·2
100	8·1	8·8	8·9	8·9	11·7
120	9·5	9·5	9·5	10·5	12·7
140	10·0	10·5	10·3	11·1	13·4
160	—	11·3	10·7	11·6	14·8
180	—	11·9	11·5	12·0	—
200	—	—	12·2	—	—
220	—	—	12·9	—	—
240	—	—	13·1	—	—

Den Rechnungen liegt die Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_d} = 15$ zugrunde, wie sie in der amtlichen österreichischen Vorschrift vom Jahre 1911 festgesetzt ist. Die berechneten Elastizitätsmoduli gestatten nun, diese Verhältniszahlen in ihrer Abhängigkeit von der rechnergemäßen Biegungsspannung zu kontrollieren. Die Resultate sind in der Tabelle Nr. 15 zusammengestellt; aus ihr geht hervor, daß

14. die Verhältniszahl $\frac{E_e}{E_d}$ bei den zulässigen Belastungen zwischen 3 und 5 schwankte und in keinem Falle bis zum Bruch den Wert 15 erreichte.

Tabelle Nr. 16. Vergleich der beobachteten und berechneten Durchbiegungen
(mit Berücksichtigung von Betonzugspannungen).

Balken Nr.	Zementgattung	Bewehrung		Vor Auftreten der ersten Risse								Anmerkung
		v. H.	Belastung durch einen Stempel bei Eintritt der ersten Risse kg	Belastung in kg auf einen Stempel		Durchbiegungen in cm				Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Durchbiegungen		
				beobachtet	berechnet	beobachtet		gesamt	elastisch	gesamt	elastisch	
						gesamt	Mittel					
1	A	0'52	1400	1000	0'025	0'030	0'011	0'009	0'072	0'42	0'13	Große Schwankungen zwischen den Einzelwerten.
2	„	0'52	1500		0'029		0'012					
3	„	0'52	1300		0'025		0'007					
4	„	0'52	1400		0'040		0'007					
1	A	1'03	1500	1000	0'020	0'036	0'009	0'012	0'060	0'60	0'20	
2	„	1'03	1400		0'043		0'007					
3	„	1'03	1200		0'040		0'013					
4	„	1'03	1600		0'039		0'019					
1	A	1'51	2200	1000	0'045	0'033	—	0'017	0'052	0'63	0'33	
2	„	1'51	2200		0'023		0'019					
3	„	1'51	1600		0'023		0'006					
4	„	1'51	1800		0'040		0'026					
1	A	1'96	2200	1400	0'043	0'045	—	—	0'074	0'61	—	
2	„	1'96	1800		0'050		—					
3	„	1'96	1800		0'051		—					
4	„	1'96	1800		0'037		—					
1	A	3'15	3000	2600	0'11	0'10	—	—	0'11	0'91	—	
2	„	3'15	3000		0'11		—					
3	„	3'15	2900		0'10		—					
4	„	3'15	3000		0'10		—					
1	B	1'03	1400	1000	0'037	0'032	0'001	0'002	0'060	0'53	0'03	
2	„	1'03	1500		0'032		0'001					
3	„	1'03	1400		0'030		0'001					
4	„	1'03	1200		0'030		0'005					
1	S	1'03	1300	600	0'019	0'020	0'000	0'002	0'036	0'56	0'06	
2	„	1'03	900		0'015		0'001					
3	„	1'03	900		0'036		0'001					
4	„	1'03	1200		0'011		0'003					

Um zur Beurteilung des elastischen Verhaltens der Balken nun auch noch die Elastizitätsgrade angeben zu können, sind die Durchbiegungen aus den Tabellen 2 bis 8 zu benutzen. Bestimmt man die Durchbiegungen für $E_d = 140.000 \text{ kg/cm}^2$, $E_z = 56.000 \text{ kg/cm}^2$ und $E_e = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ und zwar einmal mit und einmal ohne Rücksicht auf Betonzugspannungen, so kann man die Verhältniszahlen der beobachteten zu den berechneten Durchbiegungen (gesamten und elastischen) ermitteln. Die Tabellen 16 und 17 enthalten auch diese Verhältniszahlen für jeden Balken und zwar für eine Last kurz vor und eine kurz nach dem Auftreten der Risse, ferner für eine höhere Last nahe der Bruchbelastung. Es ist nicht ohne Interesse zu verfolgen, inwieweit das Rechnungsergebnis mit den Tat-

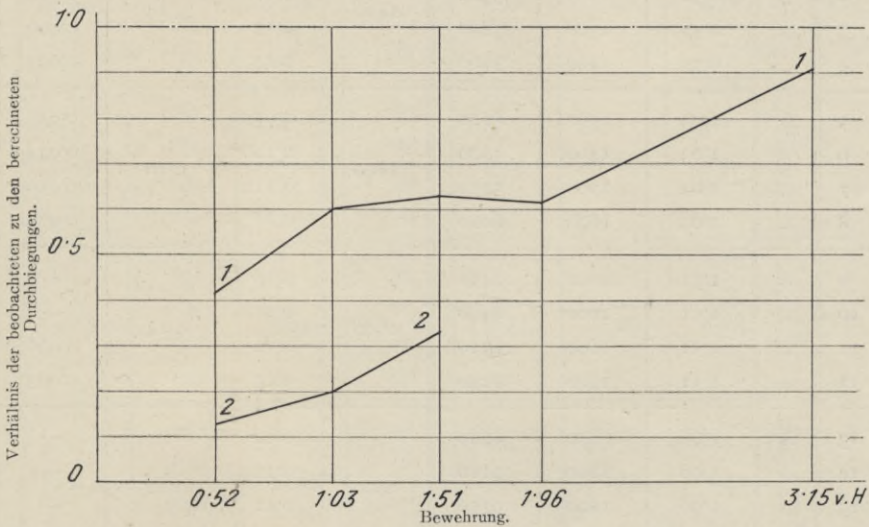


Abb. 95. Vergleich der beobachteten und berechneten Durchbiegungen vor Auftreten der ersten Risse.

Linie 1 — 1 Verhältnis der beobachteten Gesamtdurchbiegungen.
 „ 2 — 2 „ „ „ „ „ elastischen Durchbiegungen.

sachen übereinstimmt, d. h. wie nahe diese Verhältniszahlen der Einheit kamen. Daß sie die Einheit nirgend erreichen können, ist schon aus der Abweichung der Elastizitätsmoduli von dem zugrunde gelegten Werte 140.000 kg/cm^2 zu erwarten. Die Abb. 95, 96 und 97 zeigen diese Verhältniszahlen als Funktionen der Bewehrungsstärke. Alle Verhältniszahlen wachsen mit der Bewehrung. Die Linienzüge heben sich auch gegen den Bruch hin, was mit den früheren Darstellungen der Elastizitätsmoduli übereinstimmt, denn mit dem Wachsen der Spannungen näherten sich die Elastizitätsmoduli dem Werte 140.000 kg/cm^2 (der hier zu Grunde gelegt wurde), allerdings ohne ihn ganz zu erreichen.

Ein Vergleich dieser Verhältniszahlen für die 3 verschiedenen Zementgattungen ist in den Abb. 98, 99 und 100 ersichtlich. In diesen 3 Figuren

Tabelle Nr. 17. Vergleich der beobachteten und berechneten Durchbiegungen
(ohne Berücksichtigung von Betonzugspannungen).

Balken Nr.	Zementgattung	Bewehrung	Belastung durch einen Stempel		Nach Auftreten der ersten Risse						Bei höherer Belastung												
			b. Eintritt der ersten Risse	beim Bruch	Belastung in kg auf einen Stempel	Durchbiegungen in cm				Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Durchbiegungen		Belastung in kg auf einen Stempel	Durchbiegungen in cm				Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Durchbiegungen						
						beobachtet			be-rechnet	gesamt	elastisch		Mittel	gesamt	elastisch	beobachtet			be-rechnet	gesamt	elastisch		
			v. H.	kg		gesamt	Mittel	elastisch								Mittel	gesamt	Mittel				elastisch	Mittel
1	A	0'52	1400	3300		0'12		0'064						0'21		0'13							
2	"	0'52	1500	3300	1800	0'16	0'14	0'076	0'066	0'24	0'58	0'27	2200	0'23	0'225	0'13	0'12	0'29	0'78	0'41			
3	"	0'52	1300	3200		0'13		0'060						0'20		0'10							
4	"	0'52	1400	3700		0'14		0'063						0'23		0'11							
5	A	1'03	1500	6100		0'077		0'037						0'32		0'23							
6	"	1'03	1400	5800	1800	0'116	0'10	0'044	0'041	0'15	0'67	0'27	4200	0'37	0'34	0'23	0'24	0'35	0'97	0'69			
7	"	1'03	1200	5970		0'112		0'056						0'34		0'24							
8	"	1'03	1600	6060		0'85		0'026						0'32		0'24							
9	A	1'51	2200	8430		0'16		—						0'38		—							
10	"	1'51	2200	8490	2600	0'11	0'14	—	0'08	0'17	0'82	0'47	5400	0'30	0'34	—	0'25	0'35	0'97	0'71			
11	"	1'51	1600	8510		0'12		0'066						0'32		—							
12	"	1'51	1800	8240		0'15		0'093						0'36		0'25							
13	A	1'96	2200	8980		0'12		—						0'22		—							
14	"	1'96	1800	9180	2600	0'13	0'12	—	—	0'17	0'71	—	3800	0'20	0'20	—	—	0'25	0'80	—			
15	"	1'96	1800	9110		0'11		—						0'18		—							
16	"	1'96	1800	8920		0'13		—						0'21		—							
17	A	3'15	3000	10880		0'15		—						0'19		—							
18	"	3'15	3000	9800	3400	0'15	0'15	—	—	0'17	0'88	—	4200	0'20	0'19	—	—	0'21	0'90	—			
19	"	3'15	2900	9980		0'15		—						0'20		—							
20	"	3'15	3000	9800		0'14		—						0'18		—							
21	B	1'03	1400	5700		0'051		0'012						0'51		0'35							
22	"	1'03	1500	5770	1400	0'053	0'062	0'010	0'015	0'12	0'52	0'13	5400	0'47	0'50	0'32	0'35	0'45	1'11	0'78			
23	"	1'03	1400	5800		0'085		0'014						0'49		0'35							
24	"	1'03	1200	5800		0'059		0'024						0'52		0'36							
25	S	1'03	1300	5400		0'09		0'036						0'56		0'37							
26	"	1'03	900	5140	1400	0'09	0'09	0'043	0'042	0'12	0'75	0'35	5000	0'76	0'61	0'39	0'38	0'42	1'45	0'91			
27	"	1'03	900	5400		0'11		0'042						0'58		0'38							
28	"	1'03	1200	5210		0'09		0'048						0'55		0'36							

Abb. 96 und 97. Vergleich der beobachteten und berechneten Durchbiegungen bei unwirksamer Betonzugzone.

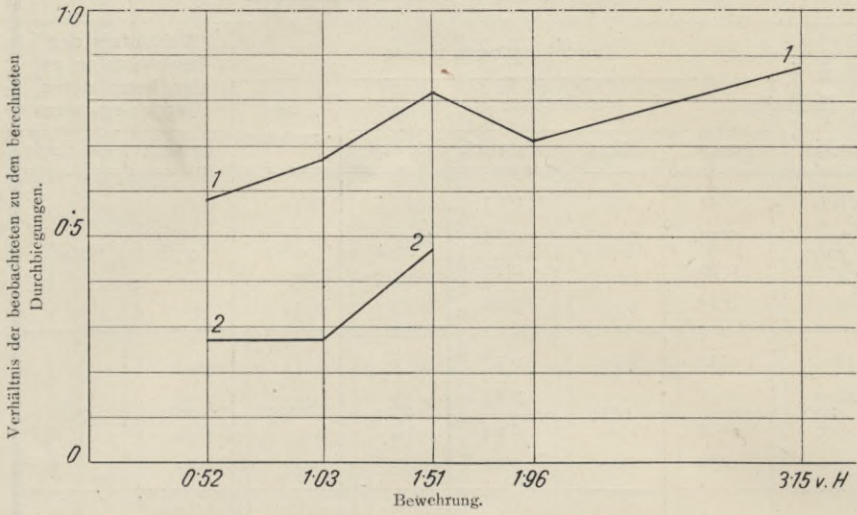


Abb. 96. Nach Auftreten der ersten Risse.

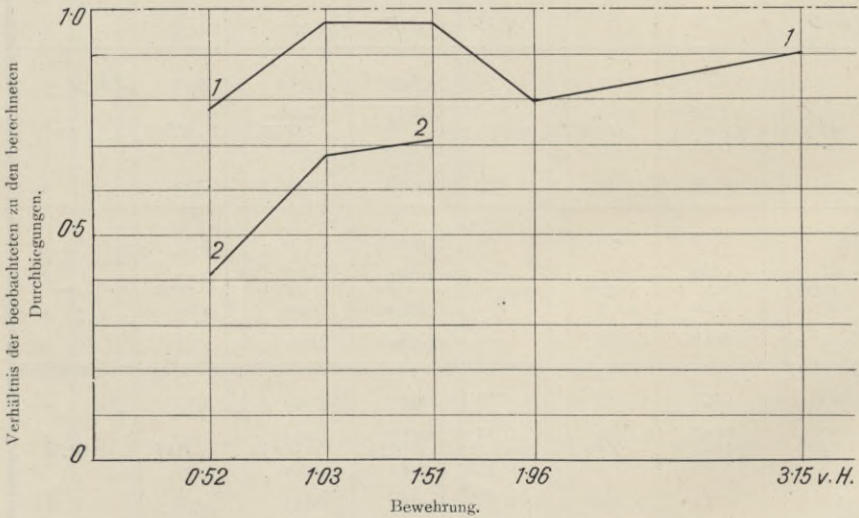


Abb. 97. Vor dem Bruch.

Linie 1—1: Verhältnis der beobachteten Gesamtdurchbiegungen } zu den berechneten.
 „ 2—2: „ „ „ elastischen Durchbiegungen }

Tabelle Nr. 18. Vergleich der beobachteten und berechneten Längenänderungen vor Auftreten der ersten Risse.

Balken Nr.	Zementgattung	Bewehrung v. H.	Verlängerungen der Zugmeßstrecke in <i>cm</i>			Verkürzungen der Druckmeßstrecke in <i>cm</i>			Anmerkung
			beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	
4	A	0·52	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00188 elastisch 0·00071	bei 1000 <i>kg</i> 0·00458	gesamt 0·41 elastisch 0·16	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00119 elastisch 0·00099	bei 1000 <i>kg</i> 0·00344	gesamt 0·32 elastisch 0·29	Die Meßstrecken hatten eine Länge von 20 <i>cm</i> .
8	A	1·03	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00221 elastisch 0·00080	bei 1000 <i>kg</i> 0·00344	gesamt 0·64 elastisch 0·23	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00100 elastisch 0·00082	bei 1000 <i>kg</i> 0·00320	gesamt 0·31 elastisch 0·26	
12	A	1·51	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00110 elastisch 0·00081	bei 1000 <i>kg</i> 0·00280	gesamt 0·39 elastisch 0·29	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00099 elastisch 0·00080	bei 1000 <i>kg</i> 0·00303	gesamt 0·33 elastisch 0·26	
16	A	1·96	bei 1400 <i>kg</i> gesamt 0·00264 elastisch ?	bei 1400 <i>kg</i> 0·00440	gesamt 0·60	bei 1400 <i>kg</i> gesamt 0·00208	bei 1400 <i>kg</i> 0·00506	gesamt 0·42	
20	A	3·15	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0·00753 elastisch ?	bei 2600 <i>kg</i> 0·00530	gesamt 1·42	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0·00353	bei 2600 <i>kg</i> 0·00783	gesamt 0·45	
24	B	1·03	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00133 elastisch 0·00049	bei 1000 <i>kg</i> 0·00344	gesamt 0·39 elastisch 0·14	bei 1000 <i>kg</i> gesamt 0·00112 elastisch 0·00078	bei 100 <i>kg</i> 0·00322	gesamt 0·35 elastisch 0·24	
28	S	1·03	bei 600 <i>kg</i> gesamt 0·00048 elastisch 0·00045	bei 600 <i>kg</i> 0·00210	gesamt 0·23 elastisch 0·21	bei 600 <i>kg</i> gesamt 0·00058 elastisch 0·00057	bei 600 <i>kg</i> 0·00194	gesamt 0·30 elastisch 0·29	

Tabelle Nr. 19. Vergleich der beobachteten und berechneten Längenänderungen bei unwirksamer Betonzugzone.

Balken Nr.	Zement- gattung	Beweh- rung v. H.	Verlängerungen der Zugmeßstrecke in <i>cm</i>						Verkürzungen der Druckmeßstrecke in <i>cm</i>						Anmerkung
			Nach Auftreten der ersten Risse			Bei höherer Belastung			Nach Auftreten der ersten Risse			Bei höherer Belastung			
			beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	beobachtet	berechnet	Verhältnis beider Werte	
4	A	0'52	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0144 elastisch 0'0033	bei 1800 <i>kg</i> 0'0200	gesamt 0'72 elastisch 0'165	bei 2200 <i>kg</i> gesamt 0'0207 elastisch 0'0030	bei 2200 <i>kg</i> 0'0243	gesamt 0'85 elastisch 0'26	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0032 elastisch 0'0026	bei 1800 <i>kg</i> 0'0068	gesamt 0'47 elastisch 0'38	bei 3000 <i>kg</i> gesamt 0'0060 elastisch 0'0052	bei 3000 <i>kg</i> 0'0114	gesamt 0'53 elastisch 0'46	Die Meßstrecken hatten eine Länge von 20 <i>cm</i> .
8	A	1'03	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0138 elastisch 0'0032	bei 1800 <i>kg</i> 0'0105	gesamt 1'38 elastisch 0'30	bei 4200 <i>kg</i> gesamt 0'0485 elastisch 0'0235	bei 4200 <i>kg</i> 0'0245	gesamt 1'99 elastisch 0'96	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0025 elastisch 0'0014	bei 1800 <i>kg</i> 0'0061	gesamt 0'41 elastisch 0'23	bei 5400 <i>kg</i> gesamt 0'0096 elastisch 0'0077	bei 5400 <i>kg</i> 0'0183	gesamt 0'52 elastisch 0'42	
12	A	1'51	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0'0278 elastisch 0'0072	bei 2600 <i>kg</i> 0'0105	gesamt 2'65 elastisch 0'69	bei 5400 <i>kg</i> gesamt 0'0557 elastisch 0'0283	bei 5400 <i>kg</i> 0'0218	gesamt 2'55 elastisch 1'30	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0'0041 elastisch 0'0031	bei 2600 <i>kg</i> 0'0082	gesamt 0'50 elastisch 0'38	bei 7800 <i>kg</i> gesamt 0'0135 elastisch 0'0108	bei 7800 <i>kg</i> 0'0247	gesamt 0'55 elastisch 0'44	
16	A	1'96	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0'0071 elastisch ?	bei 2600 <i>kg</i> 0'0101	gesamt 0'70	bei 3800 <i>kg</i> gesamt 0'0143	bei 3800 <i>kg</i> 0'0147	gesamt 0'97	bei 2600 <i>kg</i> gesamt 0'0041	bei 2600 <i>kg</i> 0'0087	gesamt 0'47	bei 8600 <i>kg</i> gesamt 0'0176	bei 8600 <i>kg</i> 0'0286	gesamt 0'62	
20	A	3'15	bei 3400 <i>kg</i> gesamt 0'0120	bei 3400 <i>kg</i> 0'0087	gesamt 1'38	bei 4200 <i>kg</i> gesamt 0'0154	bei 4200 <i>kg</i> 0'0108	gesamt 1'42	bei 3400 <i>kg</i> gesamt 0'0049	bei 3400 <i>kg</i> 0'0106	gesamt 0'46	bei 9800 <i>kg</i> gesamt 0'0169	bei 9800 <i>kg</i> 0'0305	gesamt 0'55	
24	B	1'03	bei 1400 <i>kg</i> gesamt 0'0058 elastisch 0'0011	bei 1400 <i>kg</i> 0'00818	gesamt 0'66 elastisch 0'13	—	—	—	bei 1400 <i>kg</i> gesamt 0'0020 elastisch 0'0016	bei 1400 <i>kg</i> 0'0047	gesamt 0'43 elastisch 0'37	—	—	—	
28	S	1'03	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0066 elastisch 0'0027	bei 1800 <i>kg</i> 0'0105	gesamt 0'63 elastisch 0'26	bei 5000 <i>kg</i> gesamt 0'0360 elastisch 0'0171	bei 5000 <i>kg</i> 0'0292	gesamt 1'23 elastisch 0'69	bei 1800 <i>kg</i> gesamt 0'0033 elastisch 0'0028	bei 1800 <i>kg</i> 0'0061	gesamt 0'54 elastisch 0'46	bei 5000 <i>kg</i> gesamt 0'0012 elastisch 0'0101	bei 5000 <i>kg</i> 0'00169	gesamt 0'71 elastisch 0'60	

fällt der Schlackenzement in seinem Bruchverhalten auf; er zeigte weit größere Biegungen, als dem Modul 140.000 kg/cm^2 entsprechen. Im übrigen ist aus dem Linienverlauf der Abb. 95 bis 97 nichts Erwähnenswertes weiter zu ersehen.

Erweitert man die letzten Betrachtungen auch auf die Längenänderungen in den Meßstrecken von 20 cm , an denen die Spiegelapparate an-

Abb. 98 bis 100. Einfluß der Zementgattung auf das Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Durchbiegungen, drei Zemente, Bewehrung 1'03 v. H.

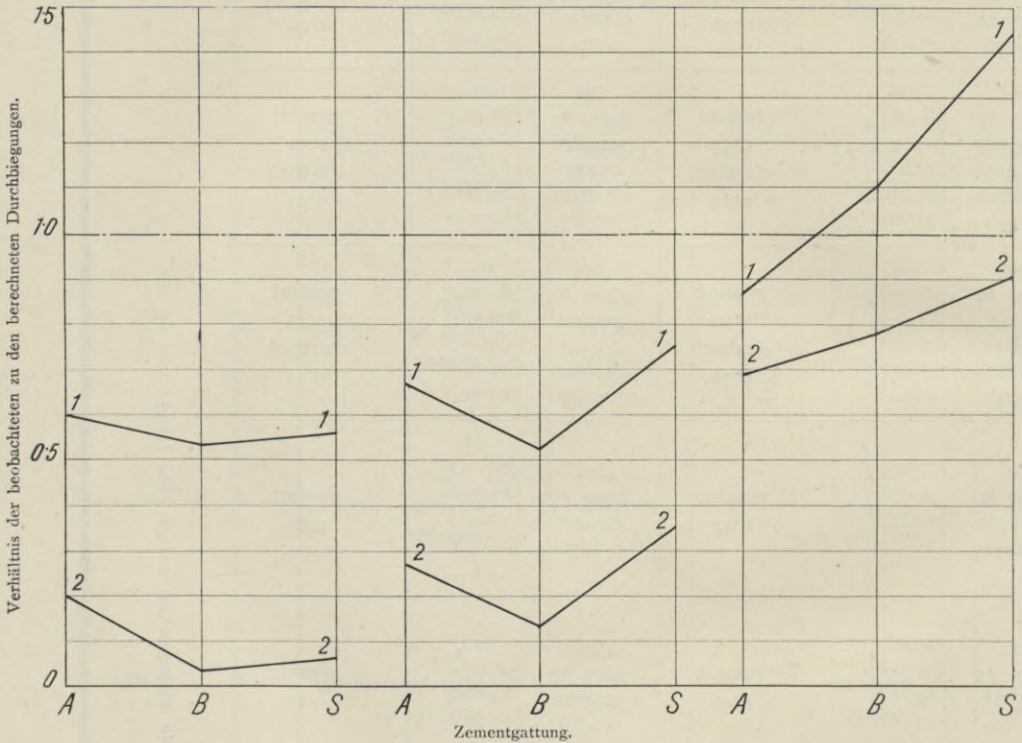


Abb. 98. Vor Auftreten der ersten Risse.

Abb. 99. Nach Auftreten der ersten Risse.

Abb. 100. Vor dem Bruch.

Linie 1—1: Verhältnis der beobachteten Gesamtbiegungen } zu den berechneten.
 „ 2—2: „ „ „ elastischen Durchbiegungen }

gebracht waren, so führt dies zu den Tabellen 18 und 19 bzw. den Abb. 101 bis 106. Der sprunghafte Verlauf der Dehnungsverhältnisse dürfte durch Risse erklärlich sein; es muß auffallen, daß die gestrichelten Linien der Stauchungsverhältnisse viel ruhiger verlaufen. Sie halten sich beiläufig in gleicher Höhe, d. h. die Bewehrungsstärke ist ohne Einfluß auf die Verhältniszahlen der Stauchung gewesen.

Der Verlauf der Linienzüge in den Abb. 104, 105 und 106, welche den Einfluß der Zementgattung auf das Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Längenänderungen darstellen, läßt keinerlei Gesetzmäßigkeit erkennen.

Es sollen jetzt auch die Elastizitätsgrade ermittelt werden. Der Elastizitätsgrad, d. i. das Verhältnis der wiederverschwindenden zur gesamten Formänderung (welcher für vollkommen elastische Körper gleich eins, für voll-

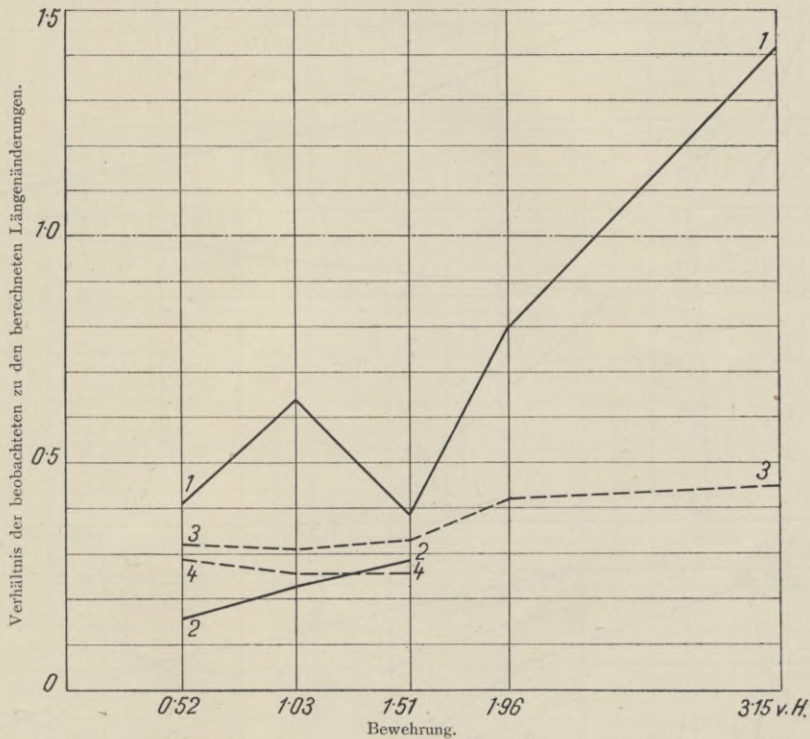


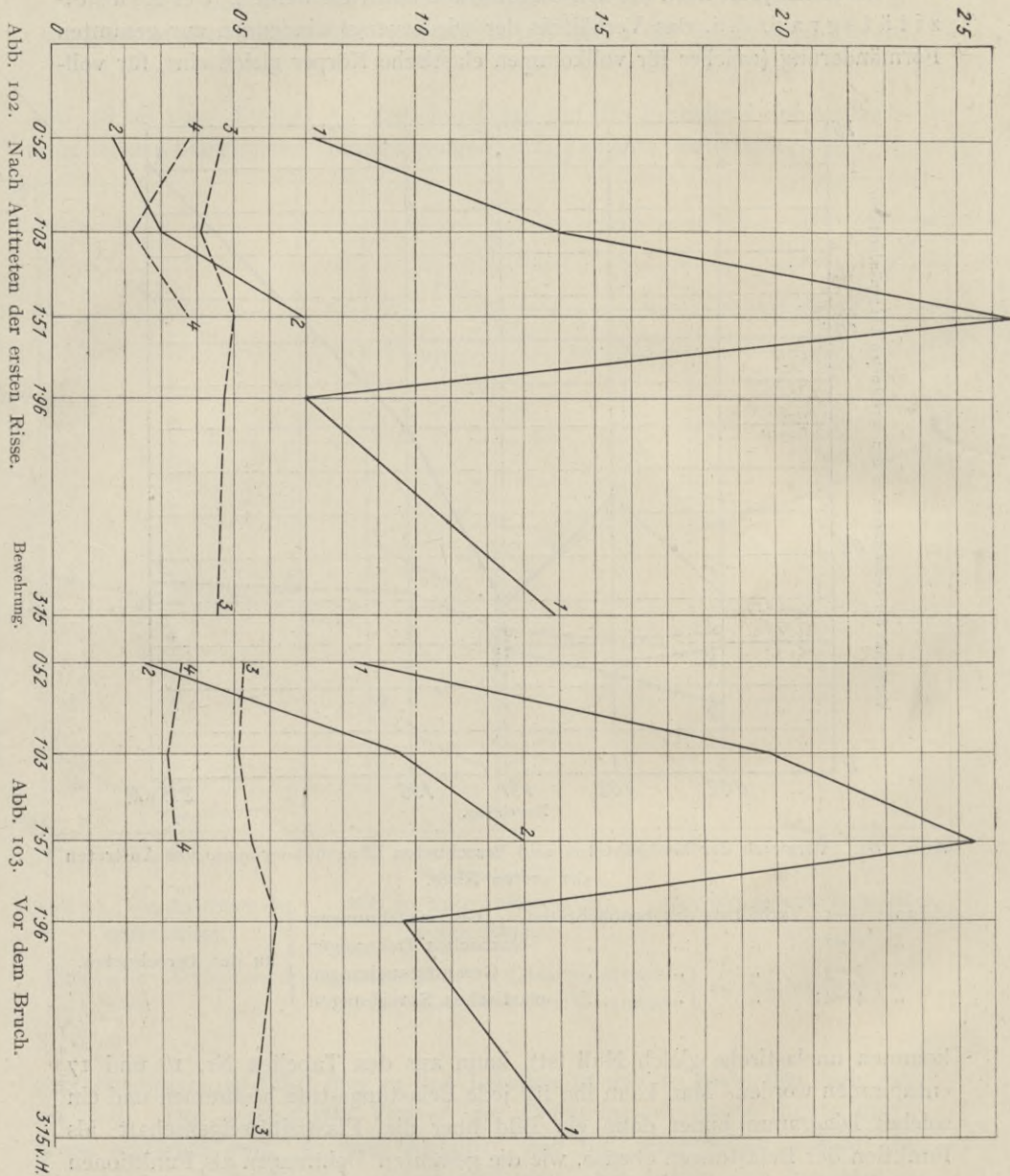
Abb. 101. Vergleich der beobachteten und berechneten Längenänderungen vor Auftreten der ersten Risse.

Linie 1—1:	Verhältnis der beobachteten	Gesamtdehnungen	} zu den berechneten.
„ 2—2:	„ „ „	elastischen Dehnungen	
„ 3—3:	„ „ „	Gesamtstauchungen	
„ 4—4:	„ „ „	elastischen Stauchungen	

kommen unelastische gleich Null ist), kann aus den Tabellen Nr. 16 und 17 entnommen werden. Man kann ihn für jede Belastungsstufe bestimmen und ein solches Diagramm bildet dann ein Bild über die Elastizitätseigenschaft als Funktion der Belastungen ebenso, wie die gesamten Dehnungen als Funktionen der Belastungen in den gebräuchlichen Festigkeitsdiagrammen dargestellt sind. Im Folgenden sind die Elastizitätsgrade aus den Durchbiegungen für den Augenblick kurz vor dem Auftreten des ersten Risses, kurz nach demselben und kurz

Abb. 102 und 103. Vergleich der beobachteten und berechneten Längenänderungen.
Zement A.

Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Längenänderungen.



Linie 1	—	1	Verhältnis der beobachteten Gesamtdehnungen	} zu den berechneten
" 2	—	2	elastischen Dehnungen	
" 3	—	3	Gesamtstauchungen	
" 4	—	4	elastischen Stauchungen	

Abb. 104 bis 106. Einfluß der Zementgüte auf das Verhältnis der beobachteten zu den berechneten Längenänderungen.

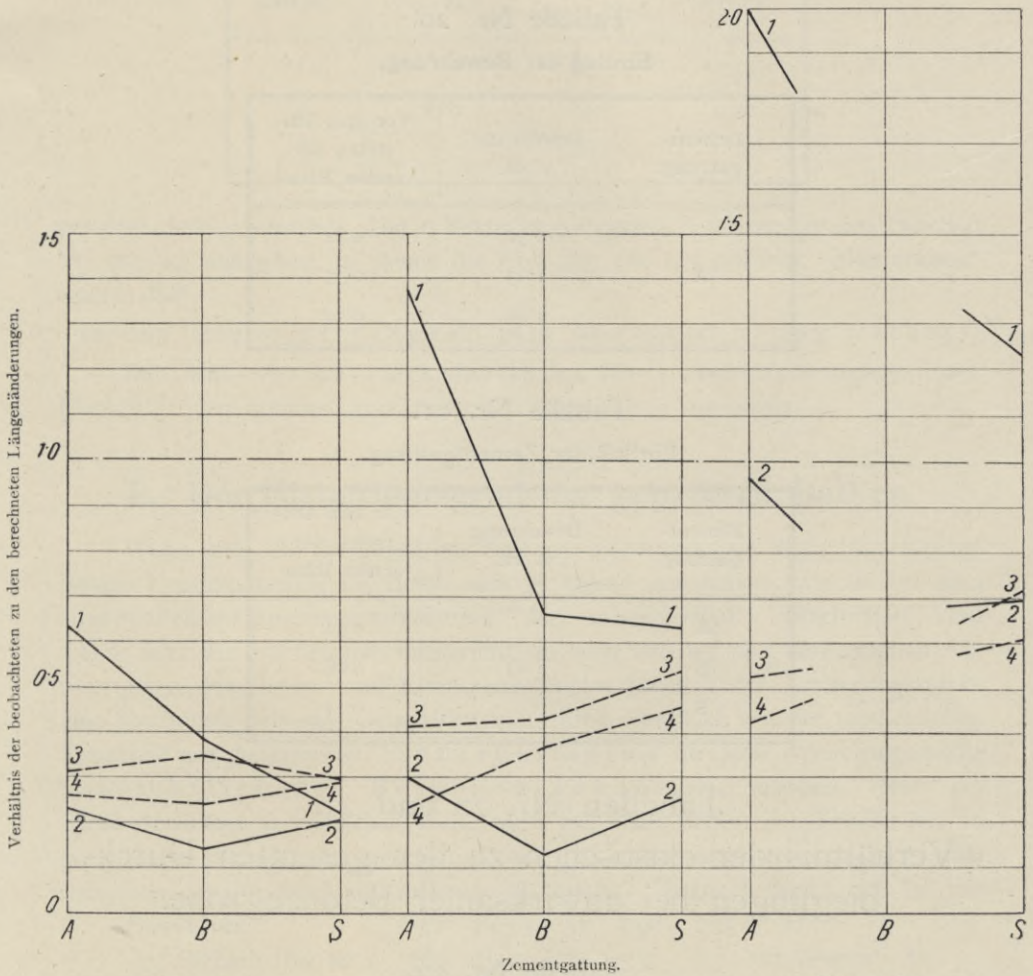


Abb. 104.
Vor Auftreten
der ersten Risse.

Abb. 105.
Nach Auftreten
der ersten Risse.

Abb. 106.
Vor dem Bruche.

Linie 1 — 1:	Verhältnis der beobachteten Gesamtdehnungen	} zu den berechneten.
„ 2 — 2:	„ „ „ elastischen Dehnungen	
„ 3 — 3:	„ „ „ Gesamtstauchungen	
„ 4 — 4:	„ „ „ elastischen Stauchungen	

Tabellen Nr. 20 und 21.

Verhältnis der elastischen zu den gesamten Durchbiegungen bei wirksamer Betonzugzone.

Tabelle Nr. 20.

Einfluß der Bewehrung.

Zementgattung	Bewehrung v. H.	Vor dem Auftreten der ersten Risse
A	0·52	0·31
	1·03	0·33
	1·51	0·52

Tabelle Nr. 21.

Einfluß der Zementgattung.

Zementgattung	Bewehrung v. H.	Vor dem Auftreten der ersten Risse
A		0·31
B	1·03	0·06
S		0·11

Tabellen Nr. 22 und 23.

Verhältnis der elastischen zu den gesamten Durchbiegungen bei unwirksamer Betonzugzone.

Tabelle Nr. 22.

Einfluß der Bewehrung.

Zementgattung	Bewehrung v. H.	Nach Auftreten der ersten Risse	Vor dem Bruche
A	0·52	0·47	0·53
	1·03	0·40	0·71
	1·51	0·57	0·73

Abb. 107 bis 109. Einfluß der Bewehrung auf das Verhältnis der elastischen zu den Gesamtdurchbiegungen.

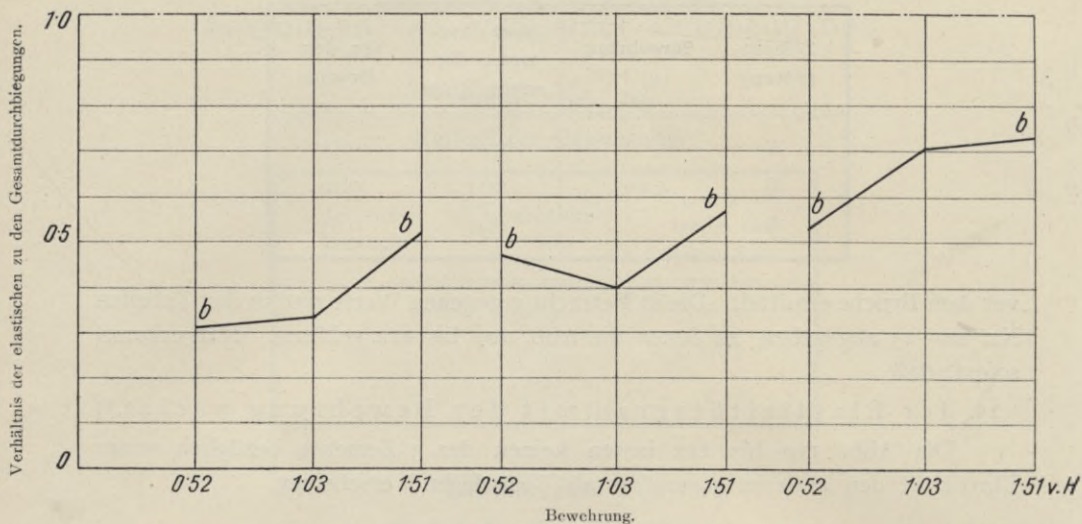


Abb. 107. Vor Auftreten der ersten Risse.

Abb. 108. Nach Auftreten der ersten Risse.

Abb. 109. Vor dem Bruch.

Abb. 110 bis 112. Einfluß der Zementgattung auf das Verhältnis der elastischen zu den Gesamtdehnungen.

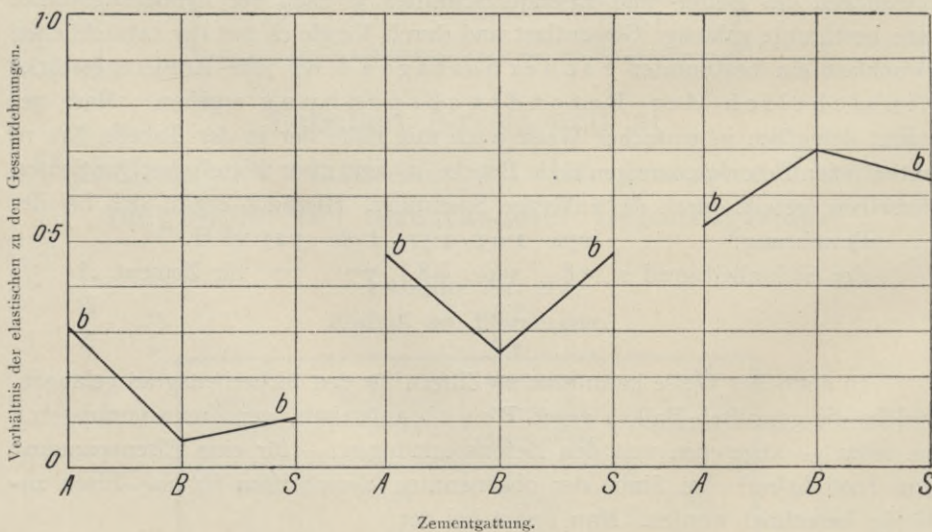


Abb. 110. Vor dem Auftreten der ersten Risse.

Abb. 111. Nach dem Auftreten der ersten Risse.

Abb. 112. Vor dem Bruch.

Bewehrung:	0·52	1·03	1·51	1·96	3·15	v. H.	
den Sicherheitsgrad s:	3·9	3·7	3·6	3·2	2·3	für Zement	A
		3·5				"	B
		3·2				"	S

Die obigen Sicherheitsgrade sind unter der Annahme berechnet, daß vom Zugwiderstande des Betons abgesehen wird.

Im Sinne der oben erläuterten Bedeutung des Sicherheitsgrades s , wornach dieser besagt, daß nur der s -te Teil der Bruchlast dem Balken aufgebürdet werden darf, damit die in den Vorschriften festgelegte betreffende zulässige Spannung nicht überschritten werde, ist als zulässige Last die kleinere der nach beiden Methoden berechneten Lasten, als Sicherheitsgrad des Balkens somit jeweils die größere der Zahlen aus beiden Tabellen zu nehmen.

In der gleichen Weise lassen sich auch die Sicherheitsgrade gegen Ribbildung berechnen, nur ist hiebei die Zugbeanspruchung des Betons (σ_2) beim Eintritte der ersten Risse (Tabelle 10) in Vergleich mit der laut der Vorschriften zulässigen Betonzugspannung (für das angewendete Mischungsverhältnis 320 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Kies: 23 kg/cm²) zu ziehen. Die sich hierauf ergebenden Sicherheitsgrade sind zusammen mit jenen hinsichtlich des Bruches in der folgenden Tabelle Nr. 24 zusammengestellt.

Tabelle Nr. 24.

Zementgattung		A	A	A	A	A	Ö	S
Bewehrung v. H.		0·52	1·03	1·51	1·96	3·15	1·03	1·03
Sicherheitsgrad gegen	Rißbildung	0·9	0·7	0·8	0·8	1·0	0·7	0·6
	Bruch	3·9	5·4	6·8	7·7	7·7	5·3	4·8

Bei den vorliegenden Balken würde hiernach die Sicherheit gegen Ribbildung fast durchwegs kleiner als Eins sein.

F. Zusammenfassung.

Für den Umfang des vorliegenden Versuchsmaterials lassen sich folgende Schlußfolgerungen aufstellen:

1. Die Tragfähigkeit der Balken steigt mit der Bewehrung anfangs (bis 2 v. H.) rasch, dann langsamer.
2. Die Lasten, bei welchen die ersten Risse auftreten, wachsen nahezu proportional mit der Bewehrung.
3. Die Betonzugspannung beim ersten Rib scheint von der Bewehrungsstärke unabhängig zu sein.

4. Die Betondruckspannung steigt mit der Bewehrung anfangs bis 2 v. H. rasch an und bleibt von ihr dann fast unabhängig.

5. Die Eisenzugspannung beim Bruch fiel mit der Bewehrung fast proportional; dieselbe beim ersten Riß erschien fast unabhängig von der Bewehrung.

6. Die Tragfähigkeit nimmt mit der Qualität des verwendeten Zementes ab.

7. Die Elastizitätsmoduli der Biegung nehmen anfangs langsam, später bei höheren Belastungen rascher ab, ohne jedoch bis zum Bruch den Wert 140.000 kg/cm^2 zu erreichen. Alle 3 Zemente verhielten sich diesbezüglich gleich.

8. Hohe Bewehrungen verkleinern den Elastizitätsmodul, vergrößern also die Biegsamkeit.

9. Die Elastizitätsmoduli bei den im Sinne der Vorschriften vom Jahre 1911 zulässigen Spannungen sind ebenfalls bei höheren Bewehrungen kleiner; sie nahmen bei 0,5 bis 1,5% Armierung ab von 800.000 bis 400.000 kg/cm^2 .

10. Die Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_d}$ liegt bei den zulässigen Belastungen zwischen 3 und 5; in keinem Falle wurde bis zum Bruch $n = 15$ erreicht.

11. Die Elastizität der Balken wächst mit der Armierung.

12. Der Sicherheitsgrad gegen Bruch wächst mit der Stärke der Bewehrung; jener gegen Rißbildung im Zugurte ist von der Stärke der Bewehrung nahezu unabhängig.

13. Schlackenzement verhielt sich fast durchgängig etwas ungünstiger als die beiden Portlandzemente.

Wien, im Juli 1911.

Bernhard Kirsch.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306770

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306771

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

1807

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306772

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306773

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303514

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303515

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303516

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303517

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297171