

Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons *)

Von Justus Bonzel, Düsseldorf

Übersicht

Jede Beanspruchung durch äußere Belastung hat bei Beton einen räumlichen Spannungs- und Verformungszustand zur Folge, der bei einachsigen Druckprüfungen so ausgeprägt ist, daß der Bruch durch Überschreiten der Zugfestigkeit eingeleitet wird. Bei Zugversuchen kann aber – abgesehen von örtlichen, durch die Inhomogenität des Betons bedingten Spannungs- und Verformungskonzentrationen – in der Regel ein einachsiger Spannungs- und Verformungszustand auch im Beton angenommen werden, weil die sich beim Zugversuch ergebenden Druckbeanspruchungen und Querstauchungen wegen der großen Druckfestigkeit und der kleinen Zugfestigkeit des Betons sehr gering sind. Dies gilt allerdings nicht für den Lasteinleitungsbereich beim Spaltzugversuch.

Nach bisherigen Erfahrungen verhält sich Beton beim Kurzzeit-Belastungsversuch und bei schnelleren Belastungsvorgängen selbst im Bruchzustand wie ein spröder Stoff. Die aus der Krümmung der σ - ε -Linie des Kurzzeit-Belastungsversuches hervorgehende bleibende Verformung oberhalb der Gebrauchslasten ist nicht auf ein Kriechen des Betons, sondern auf die Bildung von Rissen im Beton zurückzuführen.

Art und Größe der im Einzelfall auftretenden Verformung sind insbesondere von Art, Zusammensetzung, Festigkeit, Hydratations- und Feuchtigkeitszustand des Betons sowie von Art, Größe und Dauer der Beanspruchung abhängig. Bei Versuchen des Forschungsinstituts der Zementindustrie war die Querdehnung beim Druckversuch an üblichem Kiessandbeton bis zur kritischen Beanspruchung (etwa 70 bis 90 % von σ_{max}) deutlich kleiner, im Bruchzustand aber deutlich größer als die Längsstauchung. Die Dehnung beim Biegeversuch war etwa doppelt so groß wie die beim Zugversuch, aber deutlich kleiner als die Querdehnung beim Druckversuch. Betone mit kleinerem Zuschlaggrößtkorn und höherem Zementgehalt wiesen im allgemeinen bis zur kritischen Beanspruchung etwas größere, danach aber kleinere Dehnungen auf. Das Verformungsverhalten von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge war dem des Zementsteins sehr ähnlich.

*) Nach einem Vortrag unter Berücksichtigung noch nicht veröffentlichter Versuche bei einer Vortragsveranstaltung des Forschungsinstituts der Zementindustrie anlässlich der Verabschiedung von Herrn Professor Walz am 26. 5. 1970 in Düsseldorf.

1. Allgemeines

Die Verformung gehört neben der Festigkeit und der Dichtigkeit zu den Haupteigenschaften des Betons, auf die sich die meisten übrigen Eigenschaften des erhärteten Betons ganz oder teilweise zurückführen lassen. Die wesentlichsten, hier zu beachtenden stofflichen Einflußgrößen für die Betoneigenschaften ergeben sich aus der Betrachtung des Betons als Zweistoffsystem, es sind dies

- a) die Eigenschaften des Zementsteins (einschließlich der Dicke der Zementsteinschichten),
- b) die Eigenschaften des Zuschlags und
- c) die Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag.

Diese wesentlichsten stofflichen Einflußgrößen sind von zahlreichen weiteren Einflußgrößen, wie z. B. Zement, W/Z-Wert, Verdichtung und Nachbehandlung, abhängig. Ihre Bedeutung ist jedoch nicht für alle Betoneigenschaften gleich, siehe u. a. [1].

Die Festigkeit des Betons gilt je nach Anwendungsfall allgemein als die wesentlichste Voraussetzung für die Tragfähigkeit des damit hergestellten Bauteils. Überschreitet die Beanspruchung die Festigkeit, so wird der Beton zerstört. Beton, der die auf ihn einwirkende Beanspruchung aufnimmt, verformt sich unter dieser Beanspruchung, d. h. die mit ihm hergestellten Bauteile verändern mit wachsender Beanspruchung zunehmend ihre Abmessungen und ihr Volumen (Formänderungen). Formänderungen können am Frischbeton, am jungen Beton und am erhärteten Beton auftreten. Alle Formänderungen setzen eine Beanspruchung des Betons durch einen inneren Spannungszustand voraus, dessen Ursache meist äußere Einwirkungen sind, aber auch innere Vorgänge sein können. Schon im äußerlich unbelasteten Zustand können z. B. durch Hydratation, Carbonatisierung, Wasserentzug, Wassereinwirkung oder Temperaturänderungen Verformungen, wie z. B. Schrumpfen, Schwinden, Quellen und Temperaturverformungen, auftreten.

Auch jede Beanspruchung durch äußere Belastung hat einen räumlichen Spannungs- und Verformungszustand zur Folge. Im Kurzzeit-Belastungsversuch unterscheidet man die elastische und die bleibende Verformung, unter Dauerlast die elastische Verformung und das Kriechen. Bleibende Verformung und Kriechen setzen sich zusammen aus der „eigentlich bleibenden Verformung“, die bei der Dauerlasteinwirkung überwiegend aus dem sog. „Fließen“ besteht, bei der Prüfung des Betons im Kurzzeitversuch aber vorwiegend durch die Entstehung von Rissen im Beton verursacht wird, und aus der sog. „verzögerten elastischen Verformung“, die etwa 10 bis 15 % der elastischen Verformung ausmachen kann, siehe u. a. [2]. Art und Größe der Verformungen sind insbesondere abhängig von Art, Zusammensetzung, Festigkeit und Hydratations- und Feuchtigkeitszustand des Betons sowie von Art, Höhe und Dauer der Beanspruchung. Zwischen Verformung und Festigkeit bzw. Beanspruchung besteht ein enger Zusammenhang. Stoffgerechtes Konstruieren setzt daher die Kenntnis des Festigkeits- und des Verformungsverhaltens voraus.

2. Beanspruchung im Beton und Verformung

Für das Verhalten des Betons bei Beanspruchungen ist es von Bedeutung, daß Beton ein nichthomogener Stoff ist. Bei ihm kann bestenfalls eine gleichmäßige Verteilung seiner beiden Hauptbestandteile Zementstein und Zuschlag angenommen werden, die in der Regel sehr unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Es kommt hinzu, daß auch der Zuschlag für einen bestimmten Beton meist aus unterschiedlichem Gestein besteht und Körner sehr verschiedener Größe aufweist. Im Konglomerat Beton ist daher der Kräfteverlauf recht kompliziert. Er ist insbesondere abhängig vom Anteil des Zementsteins und des Zuschlags, von der Festigkeit und dem Verformungsvermögen der beiden Komponenten, von der Haftung zwischen beiden und von der Kornverteilung des Zuschlags. Bei Beton mit üblichem Mischungsverhältnis und mit Zuschlägen aus Gestein, dessen Festigkeit und Elastizitätsmodul wesentlich größer sind als die des Zementsteins, werden z. B. äußere Druckkräfte im wesentlichen vom Zuschlaggerüst als Stützkräfte aufgenommen, da die Zuschläge den Druckkräften einen größeren Widerstand entgegensetzen als der Zementstein, siehe Bild 1, linker Teil. Durch schräge Stützkräfte entsteht im Innern des Betons ein räumlicher Spannungszustand, der nicht nur Längs-, sondern auch Querverformungen und Risse im Beton zur Folge hat. Er führt zum Bruch des Probekörpers, wenn die dabei entstehenden Schub- und Zugkräfte vom Zementstein bzw. der Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag nicht mehr aufgenommen werden können. Dies bedeutet, daß bei Beton mit Zuschlag aus festem, dichtem Gestein die Druckfestigkeit in erster Linie von der Festigkeit des Zementsteins bestimmt wird, die Längsverformung (Stauchung) beim Druckversuch aber in erster Linie vom Verformungsvermögen des Zuschlags. So ist z. B. der Druck-Elastizitätsmodul von Basaltbeton deutlich größer als der von üblichem Kiessandbeton gleicher Druckfestigkeit und sonst gleicher Zusammensetzung.

Andere Verhältnisse liegen vor bei Beton mit wenig festem, aber verformbarerem Zuschlag, wie z. B. bei Leichtbeton mit geschlos-

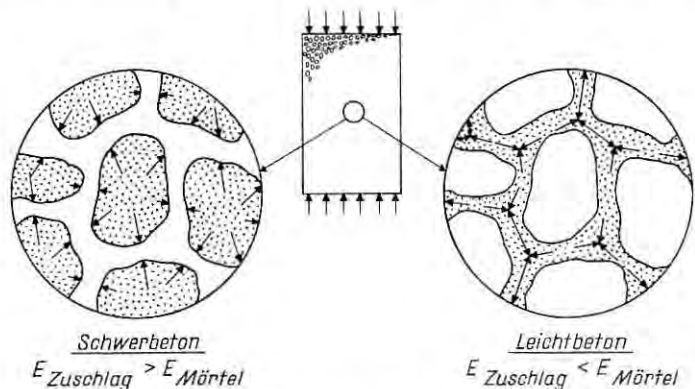


Bild 1 Kräftefluß in Beton mit geschlossenem Gefüge bei Einwirken von Drucklasten nach G. Wischers [3]

senem Gefüge (siehe Bild 1, rechter Teil), und bei Beton mit dickeren Zementsteinschichten. Im Falle des Leichtbetons mit geschlossenem Gefüge müssen die Zementstein- bzw. Feinmörtelschichten, die zwar dünn, aber weniger verformbar sind als der Leichtzuschlag, den Hauptteil der äußeren Druckkräfte aufnehmen und weiterleiten. Beim Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge und beim Beton mit dickeren Zementsteinschichten wirken sich die Eigenschaften des Zementsteins auch stärker auf die Verformungen des Betons aus.

Die makroskopische Betrachtung beschreibt, z. B. durch die Festigkeit und die Verformung, das äußerlich erkennbare Verhalten des Betons bei Beanspruchung, das auch von Struktureinflüssen (wie z. B. von Art, Kornzusammensetzung und Größtkorn des Zuschlags, von der Dicke der Zementsteinschichten, von Rissen und von Stellen nicht einwandfreier Betonbeschaffenheit) abhängig ist, die im Innern des Betons ungleichmäßige Spannungs- und Verformungsverteilung zur Folge haben und zu örtlichen Spannungskonzentrationen (Spannungsspitzen) und zu örtlicher Ribildung führen können. Durch Modellversuche und spannungsoptische Untersuchungen, siehe u. a. [4, 5], ist bekannt, daß die Spannungen zwischen Matrix (Zementstein oder Feinmörtel) und Grobzuschlag um so größer sind, je größer und kantiger (weniger rund) das Zuschlagkorn und je geringer der Abstand zwischen großen Zuschlagkörnern ist. Nach Dantu [6] kann z. B. die maximale Spannung im Innern üblichen Betons rd. das 3fache der Durchschnittsspannung und die maximale Dehnung rd. das 5fache der Durchschnittsdehnung betragen.

3. Verformung infolge Belastung beim Kurzzeitversuch

3.1 Versuche

Im Forschungsinstitut der Zementindustrie laufen seit mehreren Jahren umfangreiche Untersuchungen über den Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Beton, siehe [5], und über das Festigkeits- und das Verformungsverhalten von Beton. Bei den zuletzt genannten Versuchen wurde u. a. der Frage nachgegangen, wie sich die Beanspruchungsart und die Betonzusammensetzung auf die Verformung von Beton auswirken. Untersucht wurden dabei Betone mit Zementgehalten zwischen 256 und 360 kg/m³, mit W/Z-Werten von 0,50 und 0,70, mit Kiessand, Quarzitsplitt, Kalksteinsplitt und Blähschiefer als Zuschlag. Das Zuschlaggrößtkorn lag zwischen 3 und 50 mm. Die Kornzusammensetzung des Zuschlaggemisches entsprach stetigen Sieblinien im besonders guten oder im brauchbaren Bereich oder einer Ausfallkörnung. Einbezogen wurden auch Zusätze (Verzögerer, Kunststoffzusätze). Die Betone wurden rd. 2 Minuten im Zwangmischer gemischt. Die Frischbetontemperatur betrug 18 bis 22 °C, im Mittel 20 °C. Die Konsistenz des Frischbetons entsprach K 1/K 2 und bei Beton mit einem Betonzusatz K 2/K 3.

Am erhärteten Beton wurden u. a. folgende Versuche durchgeführt: Druckversuche mit Würfeln von 20 cm Kantenlänge und mit

Zylindern 15/30 cm, Biegezugversuche mit Balken 15/10/70 cm, 15/15/70 cm und 20/20/90 cm, Spaltzugversuche mit Zylindern 15/30 cm und Zugversuche mit Zylindern 15/30 cm. Die Probekörper wurden nach DIN 1048, Blatt 1, vorgesehene Neufassung 1971, hergestellt. Abweichend hiervon wurde der Beton in zwei Lagen eingebracht. Die Balken wurden mit einem Innenrüttler, die Würfel und Zylinder auf einem Rütteltisch praktisch vollständig verdichtet. Die Probekörper für die Biegezug-, Spaltzug- und Zugprüfung lagerten bis zur Prüfung unter Wasser von 20 °C, die Probekörper für die Druckprüfung teils ebenfalls unter Wasser, teils aber auch 7 Tage unter feuchten Tüchern und anschließend bis zur Prüfung an Luft bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchtigkeit. Die Druckfestigkeit wurde nach DIN 1048, Ausgabe 1943x, ermittelt, die Biegezugfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit nach DIN 1048, Blatt 1, vorgesehene Neufassung 1971. Bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit wurden Balken aller Größen bei einer

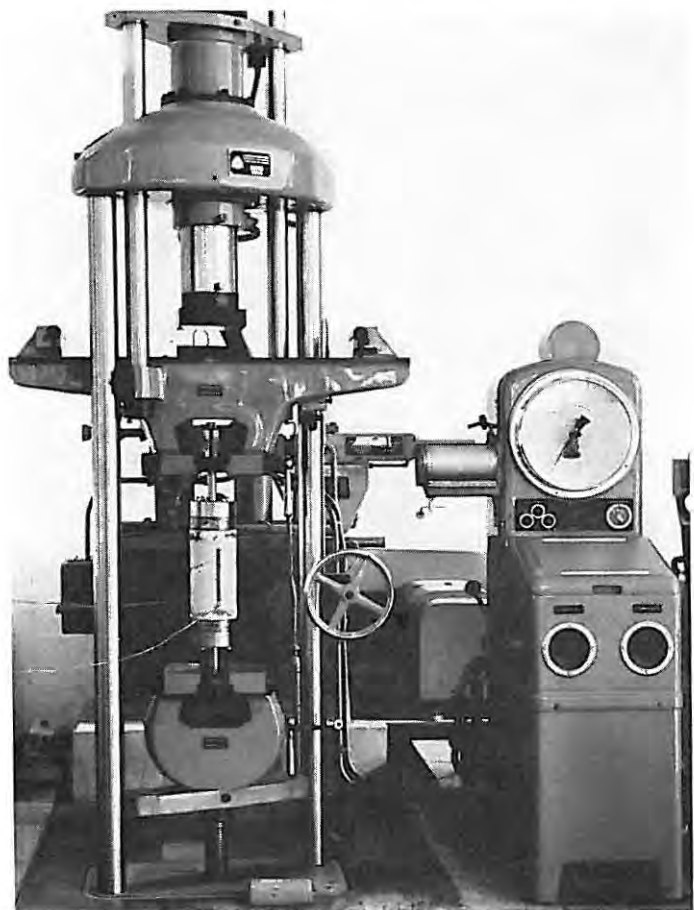


Bild 2 Versuchsanordnung beim Zugversuch am Betonzylinder 15/30 cm

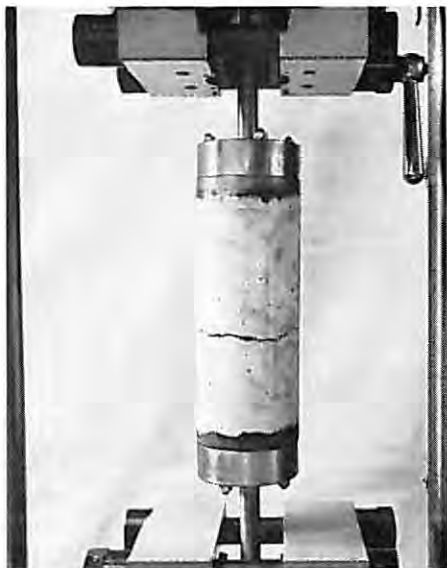


Bild 3
Betonzylinder 15/30 cm
nach Auftreten des
Bruches beim Zug-
versuch

Stützweite von 60 cm sowohl mit einer Einzellast in Stützweitenmitte (zentrische Einzellast) als auch mit je einer Einzellast in den Drittelpunkten der Stützweite (Drittelpunktbelastung) belastet. Bei der Spaltzugprüfung wurden für die Lastübertragung Streifen aus Hartfaserplatten verwendet.

Die Versuchsanordnung beim Zugversuch ist auf den Bildern 2 und 3 dargestellt, siehe auch [7]. Die Belastungsgeschwindigkeit entsprach der bei der Spaltzugprüfung. Zur Übertragung der Zugkraft wurde auf jede der beiden vorher aufgerauhten Stirnflächen des Zylinders eine rd. 5 cm dicke Stahlplatte mit einem geeigneten Epoxidharz aufgeklebt. Jede der beiden Stahlplatten wurde mit einer zweiten, rd. 5 cm dicken Stahlplatte fest verschraubt, die mit einer zentrisch angeordneten Stahlstange mit kugeligem Kopf und kalottenartiger Lagerung versehen war und die Zugkraft der Prüfmaschine zentrisch und zwängungsfrei übertragen konnte. Nicht immer trat jedoch die Bruchstelle des Zylinders so schön in der Mitte wie auf Bild 3 auf, z. T. lag der Bruch auch sehr nahe an einer Stirnfläche des Zylinders. Ein solcher Bruch beeinflusste die Zugfestigkeit nicht merklich, doch war die Zugdehnung dann in der Regel deutlich geringer.

Alle Verformungen wurden vorwiegend mit 15 cm langen Dehnungsmeßstreifen (300 Ohm Widerstand) gemessen, und zwar bei der Druckprüfung die Quer- und die Längsverformung mindestens an zwei Seitenflächen des Würfels bzw. zwei Stellen der Mantelfläche des Zylinders, bei der Biegezugprüfung auf Unterseite und Seitenflächen der Balken im Bereich der Lasteinleitungsstellen, bei der Zugprüfung mindestens an drei Stellen der Mantelfläche des Zylinders und bei der Spaltzugprüfung mindestens auf beiden Stirnflächen des Zylinders.

Die 28-Tage-Druckfestigkeit aller Betone lag bei den 7 Tage feucht und 21 Tage an Luft gelagerten 20-cm-Würfeln zwischen 286 und 532 kp/cm² und bei den bis zur Prüfung in Wasser gelagerten Zylindern 15/30 cm zwischen 228 und 428 kp/cm². Die 28-Tage-Werte der dauernd in Wasser gelagerten Probekörper betragen für die Zugfestigkeit 19 bis 32 kp/cm², für die Spaltzugfestigkeit 21 bis 38 kp/cm², für die Biegezugfestigkeit von Balken 15/15/70 cm 34 bis 58 kp/cm² bei Drmittelpunktbelastung und 38 bis 62 kp/cm² bei zentrischer Einzellast. Einige Ergebnisse der Verformungsmessungen werden in den Abschnitten 3.2 bis 3.4 erörtert. Über weitere Einzelheiten der Zusammensetzung, Herstellung und Eigenschaften des Betons sowie der Versuchsdurchführung wird zu gegebener Zeit berichtet.

3.2 Verformung beim Druckversuch

In Bild 4 sind die beim Druckversuch an Zylindern 15/30 cm aus Beton mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³, einem W/Z-Wert von 0,50 und einem Kiessandgemisch etwa in der Mitte des besonders guten Sieblinienbereichs (A/B 30) auftretende Längsstauchung und Querdehnung in Abhängigkeit von der Druckspannung aufgetragen. Die Längsstauchung nahm etwa bis zu einer Druckspannung von 80 bis 85 % von σ_{\max} linear mit der Druckspannung zu und danach bis zu σ_{\max} wesentlich stärker. Die sich bis zum Bruch ergebende maximale Längsstauchung, die sog. Bruchstauchung, betrug 2440 μ D (das sind 2,44 ‰), sie liegt damit in dem für die Längsstauchung beim Druckversuch bekannten Bereich von 2 bis 3 ‰. Die Querdehnung machte zunächst nur einen Bruchteil der Längsstauchung aus, nahm aber bei einer Druckspannung von 90 bis 95 % von σ_{\max} sehr stark zu, erreichte bei σ_{\max} bereits den Wert der Längsstauchung und war beim Bruch mit 5730 μ D (das sind 5,73 ‰) 2,35mal so groß wie die

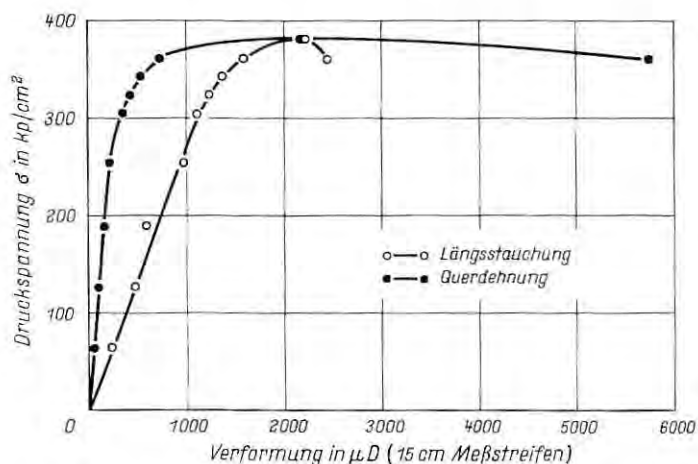


Bild 4 Verformung der Zylinder 15/30 cm aus Kiessand-Beton mit $Z = 300$ kg/m³, $W/Z = 0,50$ und Sieblinie A/B 30 beim Druckversuch

Längsstauchung. Der Bruch wurde dadurch eingeleitet, daß die Querspannung von der Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag und vom Zementstein nicht mehr aufgenommen werden konnte. Für die Ermittlung der Bruchverformung war der Bruchzustand — auch bei den Versuchen nach den Abschnitten 3.3 und 3.4 — durch die Dehnung gekennzeichnet, die zum Bruch des Dehnungsmeßstreifens führte. Diese zum Bruch des Dehnungsmeßstreifens führende Dehnung wurde bestimmt durch einen zum Bruch des Betons führenden Riß im Beton. Kennzeichnend dafür war daher die an der örtlich eng begrenzten Bruchstelle auftretende Dehnung, aber nicht die Gesamtdehnung des 15 cm langen Meßstreifens, die je nach Beanspruchungsart sehr unterschiedlich groß sein kann (siehe auch Abschnitt 3.3).

Nach den bisherigen Feststellungen verhält sich Beton bei üblichen Kurzzeit-Belastungsversuchen und bei schnelleren Belastungsvorgängen selbst im Bruchzustand wie ein spröder Stoff. Nennenswerte Fließerscheinungen des Zementsteins treten nur unter Dauerlast auf, d. h. sie tragen zum Kriechen des Betons bei. Die aus der Krümmung der Spannungs-Verformungs-Linie (σ - ϵ -Linie) des Kurzzeit-Belastungsversuches erkennbare bleibende Verformung ist nicht auf ein Kriechen, sondern auf die Bildung bzw. Veränderung von Rissen im Beton zurückzuführen. Dies wird auch durch die Krümmungsumkehr der σ - ϵ -Linie bei wiederholter Belastung des Betons bestätigt. Dabei ist die größere Stauchung im Bereich geringerer Belastung dadurch bedingt, daß bei wiederholter Belastung zunächst die bereits vorhandenen Mikrorisse geschlossen werden.

Mikrorisse sind — meist als Mikro-Haftrisse zwischen Matrix (Zementstein oder Feinmörtel) und Grobzuschlag — in der Regel bereits im nicht durch äußere Lasten beanspruchten Beton vorhanden. Sie können durch Entmischen und Wasserabsondern des Frischbetons und durch Volumenänderungen des Zementsteins, z. B. durch Hydratation, Temperaturänderungen, Schwinden und Quellen, verursacht sein. Nach Aufbringen äußerer Belastung verlängern sich die Mikrorisse, und es bilden sich weitere. Wie auch aus der Linearität der σ - ϵ -Linie zu erkennen ist, beeinträchtigen diese Mikrorisse die Tragfähigkeit des Betons praktisch nicht. Sogenannte Matrixrisse — d. h. Risse, die durch den Zementstein bzw. den Feinmörtel hindurchgehen — und Makrorisse treten vorwiegend oberhalb der Gebrauchslasten auf. Etwas unterhalb der im Kurzzeitversuch ermittelten Festigkeit wird ein Punkt kritischer Beanspruchung erreicht, bei dem die Makrorißbildung so stark zunimmt, daß der Bruch bereits eingeleitet ist und auch ohne weitere Lastzunahme eintreten wird. Diese kritische Beanspruchung ist nach bisherigen Erkenntnissen mit der Dauerfestigkeit des Betons identisch und liegt je nach Betonzusammensetzung und Beanspruchungsart etwa zwischen 70 und 90 % der im Kurzzeitversuch ermittelten Festigkeit. Bei dieser kritischen Beanspruchung weicht auch die σ - ϵ -Linie sehr stark von der Linearität ab und geht die sich beim Druckversuch mit zunehmender Belastung ergebende Volumenverringerng wegen der zahlreichen Makrorisse in eine Volumenvergrößerung über, siehe auch [8 bis 11]. Beim Druckversuch des vorliegenden Beispiels lag die

stärkere Abweichung der σ - ϵ -Linie von der Linearität und der Übergang von der Volumenverringерung zur Volumenvergrößerung bei etwa 85 % von σ_{\max} .

Für die Beurteilung des Betons ist das Verformungsverhalten bis zur kritischen Beanspruchung von besonderer Bedeutung. Die sich oberhalb der kritischen Beanspruchung ergebenden Verformungen (wie z. B. die Verformung bei Höchstlast $\epsilon_{\sigma_{\max}}$ und die Bruchverformung ϵ_{bruch}) folgen zwar auch einer gewissen Gesetzmäßigkeit (siehe auch Abschnitte 3.3 und 3.4), erscheinen aber für die Beurteilung des Betons weniger aussagekräftig, da dann bereits eine nennenswerte Gefügelockerung durch die Ribbildung vorliegt und der Bruch bereits eingeleitet ist. Ursache der Ribbildung infolge Belastung sind Spannungskonzentrationen, die in erster Linie durch das unterschiedliche Verformungsvermögen von Zementstein und Zuschlag bedingt sind.

3.3 Einfluß der Beanspruchungsart

In Tafel 1 ist die sich infolge Belastung ergebende Verformung ϵ von üblichem Kiessandbeton (Zementgehalt 300 kg/m³, W/Z-Wert 0,50, Zuschlagkornzusammensetzung etwa in der Mitte des besonders guten Sieblinienbereichs A/B 30) in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart angegeben. Dort finden sich außer der bereits in Abschnitt 3.2 behandelten Längsstauchung und Querdehnung beim Druckversuch auch die Dehnung der Balkenunterseite beim Biegezugversuch mit Dreiteilpunktbelastung und mit zentrischer Einzellast, die Dehnung der Zylinderstirnflächen beim Spaltzugversuch und die Dehnung der Zylindermantelflächen beim Zugversuch. Unterhalb der Höchstlast (σ_{\max}) war die Längsstauchung am größten, im Bruchzustand (siehe Abschnitt 3.2) die beim Druckversuch ermittelte Querdehnung. Die Querdehnung beim Druckversuch nahm im Bereich oberhalb der kritischen Beanspruchung (siehe Abschnitt 3.2) deutlich mehr zu als alle anderen Verformungen und betrug bei Höchstlast und im Bruchzustand ein Vielfaches der Dehnungen der Biegezug-, der Spaltzug- und der Zugversuche. Die im Vergleich zu den Dehnungen der übrigen Versuche sehr großen Querdehnungswerte lassen vermuten, daß beim Druckversuch die maximale Zugbeanspruchung vermutlich wegen des ausgeprägten mehrachsigen Spannungszustandes noch bis kurz vor dem Bruch (siehe Abschnitt 3.2) auf ganzer Meßlänge auftritt und daher auch eine größere Dehnung auf ganzer Meßlänge zur Folge hat. Bei den Zugversuchen dürfte sich die maximale Zugbeanspruchung nach Erreichen der kritischen Beanspruchung nicht auf die ganze Meßlänge, sondern auf die spätere, eng begrenzte Bruchstelle konzentrieren, womit eine gewisse Entlastung und damit auch eine geringere Dehnung der bruchfreien Stellen verbunden ist. Die Dehnungen beim Biegezugversuch erwiesen sich praktisch als unabhängig von der Belastungsart (Dreiteilpunktbelastung D und zentrische Einzellast E) und von den Probekörperabmessungen (Balken 15/10/70 cm, 15/15/70 cm und 20/20/90 cm). Sie waren stets rd. doppelt so groß wie die Dehnungen beim Zugversuch. Die Dehnung beim

Tafel 1 Verformung von Kiessandbeton mit $Z = 300 \text{ kg/m}^3$, $W/Z = 0,50$ und Sieblinie A/B 30 in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart

Spannung σ in % von σ_{max}	Gesamtverformung ϵ infolge Belastung in //D bei									Spaltzug- versuch Zylinder 15/30 cm Dehnung	Zugversuch Zylinder 15/30 cm Dehnung
	Druckversuch Zylinder 15/30 cm		Dehnung beim Biegeversuch an Balken								
	Längs- stauchung	Quer- dehnung	15/10/70 cm		15/15/70 cm		20/20/90 cm				
Drittels- punktbel.			Zentrische Einzellast	Drittels- punktbel.	Zentrische Einzellast	Drittels- punktbel.	Zentrische Einzellast				
33	467	95	66	48	51	56	65	63	34	25	
50	589	154	98	89	87	85	83	91	43	41	
67	971	218	119	117	109	115	106	120	72	56	
80	1112	353	154	144	149	139	131	151	77	72	
90	1372	529	195	176	171	173	160	180	99	86	
100	2180	2206	271	248	263	284	267	269	308	156	
σ, max	2442	5730	564	577	556	620	611	613	621	332	

Spaltzugversuch war bis kurz vor der Höchstlast nur 5 bis 36 % größer, bei Höchstlast und im Bruchzustand aber rd. doppelt so groß wie die Dehnung beim Zugversuch. Die Bruchdehnung betrug beim Biegezug- und beim Spaltzugversuch rd. 600 μ D (das sind 0,6 ‰) und beim Zugversuch rd. 300 μ D (das sind 0,3 ‰).

Die maximale Verformung im Bereich der Gebrauchslasten machte bei allen Beanspruchungsarten nur einen Bruchteil der Bruchverformung aus; sie betrug bei der Längsstauchung rd. 20 %, bei der Querdehnung rd. 2 % und bei den Dehnungen der Biegezug-, Spaltzug- und Zugversuche rd. 6 bis 12 % der Bruchverformung. Selbst bis zur kritischen Beanspruchung erreichte die Längsstauchung nur 46 %, die Querdehnung nur 6 %, die Spaltzugdehnung nur 12 % und die Dehnungen der Biegezug- und der Zugversuche nur 21 bis 27 % der Bruchverformung. Für die verschiedenen Beanspruchungsarten ergab sich, wenn man den Spaltzugversuch ausnimmt, annähernd ein konstanter Verhältniswert zwischen Festigkeit und Verformung bei Höchstlast. Für die Querdehnung des Druckversuches galt dies jedoch nur, wenn dabei die Druckfestigkeit und nicht die Querkzugfestigkeit zugrunde gelegt wurde.

Wie aus Bild 5 hervorgeht, in dem Spannung und Verformung in % ihrer Werte bei Höchstlast aufgetragen sind, war der Anstieg der σ - ϵ -Linie bei den Biegezugversuchen und beim Zugversuch etwa gleich. Eine deutliche Ausnahme hiervon machten die Dehnungen der Versuche, bei denen trotz einachsiger äußerer Lastwirkung ein ausgeprägter mehrachsiger Spannungszustand vorlag. Die Zunahme der auf die Werte bei Höchstlast bezogenen Querdehnung des Druckversuches und Dehnung des Spaltzug-

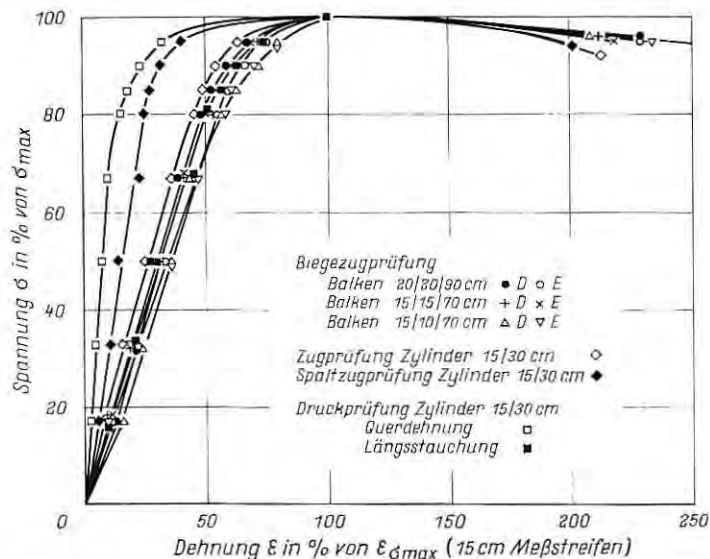


Bild 5 σ - ϵ -Linien (Relativwerte) von Kiessandbeton mit $Z = 300 \text{ kg/m}^3$, $W/Z = 0,50$ und Sieblinie A/B 30 für verschiedene Beanspruchungen

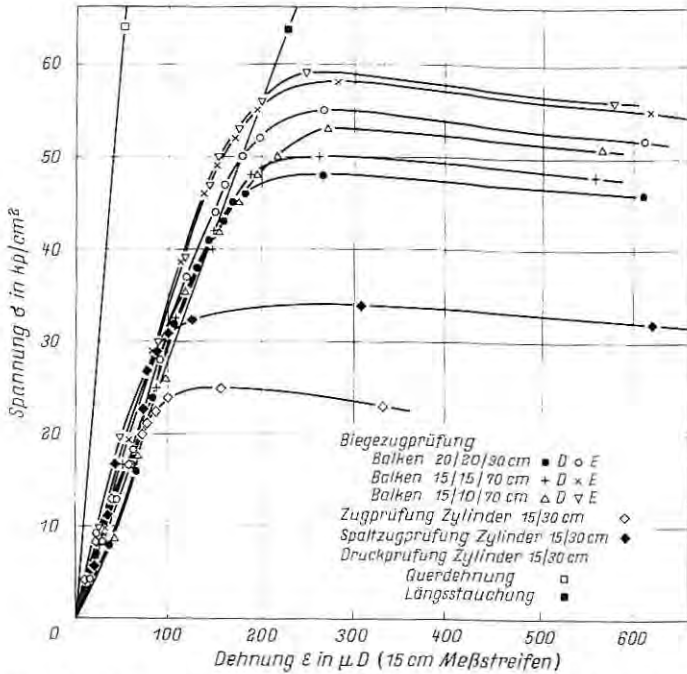


Bild 6 σ - ϵ -Linien (Absolutwerte) von Kiessandbeton mit $Z = 300 \text{ kg/m}^3$, $W/Z = 0,50$ und Sieblinie A/B 30 für verschiedene Beanspruchungen

versuches war etwa bis zu einer Spannung von 85 % von σ_{\max} deutlich geringer, danach aber deutlich größer als bei allen übrigen Verformungen. Aus Bild 6, in dem die Absolutwerte der Spannungen und Verformungen aufgetragen sind, kann gefolgert werden, daß der beim Druckversuch und beim Spaltzugversuch vorhandene, ausgeprägte mehrachsige Spannungszustand Abweichungen vom Verhalten bei anderen Beanspruchungsarten nur im Bereich oberhalb der kritischen Beanspruchung bewirkt. Bei Auftrag der Absolutwerte von Spannung und zugehöriger Verformung (siehe Bild 6) war der Anstieg der σ - ϵ -Linie, d. h. das Verhältnis zwischen Spannung und Dehnung, bei allen Versuchen und Verformungen bis zum Punkt größerer Abweichung von der Linearität annähernd gleich. Eine Ausnahme davon machte im linearen Verlauf nur die Querdehnung des Druckversuches. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Querdehnung in Abhängigkeit von der Druckspannung und nicht von der Querkzugspannung aufgetragen wurde.

In Bild 7 ist die σ - ϵ -Linie für den Bereich der Bruchstelle (Meßstelle 1) und für den äußerlich gleich beanspruchten, bruchfreien Bereich (Meßstelle 2) von Balken 15/15/70 cm aufgetragen, die dem Biegezugversuch mit Drittelpunktbelastung ausgesetzt waren. Die Versuchsanordnung geht aus der Skizze in Bild 7 hervor. Bis zu einer Belastung von rd. 70 % von σ_{\max} war die an der Balkenunterseite gemessene Biegezugdehnung für beide Meß-

stellen praktisch gleich. Etwa ab 80 % von σ_{max} nahm die Dehnung im Bereich der späteren Bruchstelle (Meßstelle 1) deutlich stärker zu als im bruchfreien Bereich (Meßstelle 2). Die σ - ϵ -Linie des bruchfreien Bereichs, der aufgrund der gewählten Versuchsanordnung genauso beansprucht wurde wie der Bereich mit der späteren Bruchstelle, war während des ganzen Biegezugversuches geradlinig, so daß bleibende Verformung bzw. die Betonbeschaffenheit beeinträchtigende Risse durch den Biegezugversuch im bruchfreien Bereich nicht aufgetreten sein dürften. — Bild 8 zeigt das gleiche für den Zugversuch. Beim Zugversuch an Zylindern 15/30 cm (Anordnung der Meßstreifen siehe Skizze in Bild 8) war die Dehnung im Bereich der Bruchstelle (Meßstelle 1) bis zu einer Belastung von etwa 90 % von σ_{max} annähernd gleich der Dehnung im bruchfreien Bereich (Meßstelle 2). Erst danach nahm die Dehnung im Bereich mit der späteren Bruchstelle deutlich mehr zu als im bruchfreien Bereich. Jedoch war auch die σ - ϵ -Linie des bruchfreien Bereichs oberhalb einer Belastung von 80 % nicht

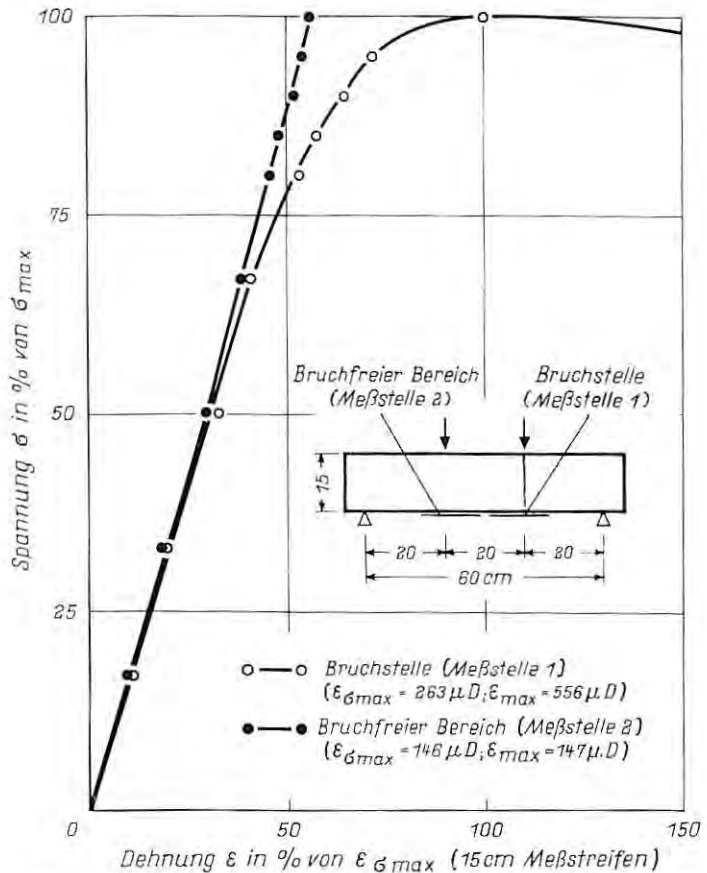


Bild 7 σ - ϵ -Linie von Betonbalken 15/15/70 cm beim Biegeversuch mit Drittelpunktbelastung

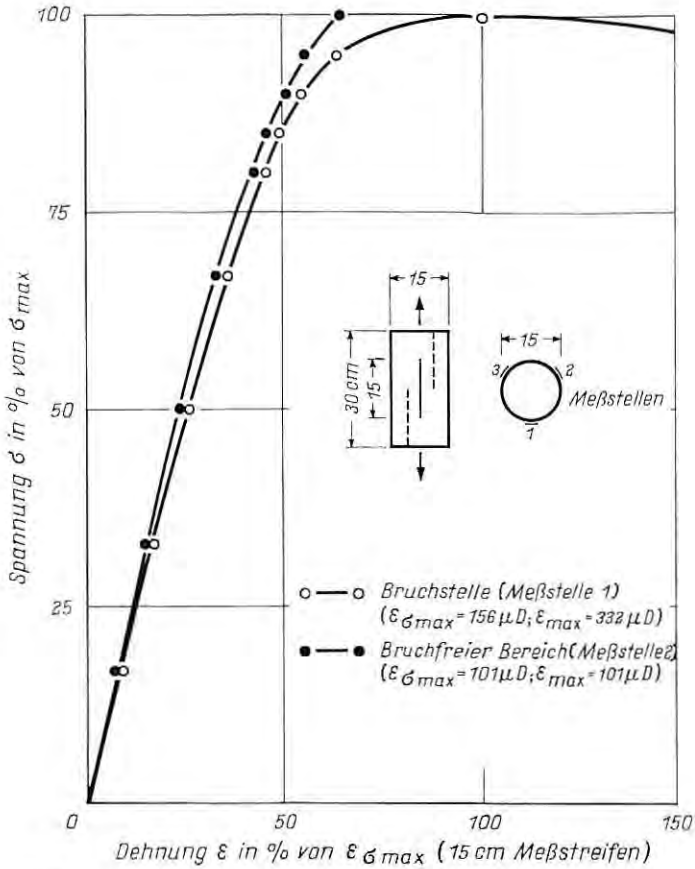


Bild 8 σ - ϵ -Linie von Betonzylindern 15/30 cm beim Zugversuch

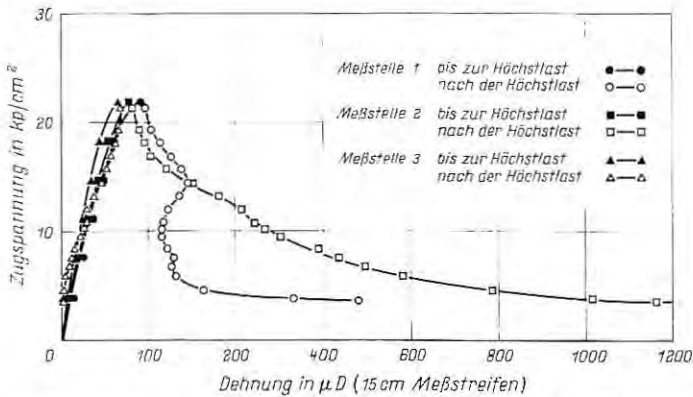


Bild 9 σ - ϵ -Linie von 3 Meßstellen eines Betonzylinders 15/30 cm beim Zugversuch mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit von $0,25 \mu D/s$

mehr linear, so daß auch hier bleibende Dehnung bzw. Risse in geringerem Umfang im Beton aufgetreten sein dürften.

Der Einfluß einer sehr langsamen konstanten Verformungsgeschwindigkeit beim Prüfen des Betons ist aus Bild 9 zu erkennen, in dem die beim Zugversuch mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von $v \approx 0,25 \mu\text{D/s}$ an einem Zylinder 15/30 cm ermittelte Dehnung des Bruchbereichs (Meßstelle 2) und des Bereichs, in dem ein sichtbarer Bruch nicht auftrat (Meßstellen 1 und 3), aufgetragen worden ist. Bis zum Erreichen der Höchstlast entsprachen die Spannungs-Dehnungs-Linien der Meßstellen etwa denen des normalen Zugversuchs, siehe auch Tafel 1 und Bild 8. Auch die Dehnung bei Höchstlast $\varepsilon_{\sigma_{\text{max}}}$ wies mit knapp $100 \mu\text{D}$ die gleiche Größenordnung auf. Durch das Prüfen mit sehr langsamer konstanter Verformungsgeschwindigkeit konnte aber der Versuch auch nach Erreichen der Höchstlast noch länger fortgesetzt und das Auftreten des nach Abschnitt 3.2 definierten Bruches hinausgezögert werden. Nach Erreichen der Höchstlast nahm die Lastaufnahme des Probekörpers allerdings mit zunehmender Versuchsdauer und wachsender Dehnung deutlich ab, weil das Betongefüge bereits wesentlich geschädigt war. Der erste äußerlich erkennbare Riß wurde jedoch erst bei einer Dehnung von $700 \mu\text{D}$ ($0,7 \text{‰}$) im Bereich des Meßstreifens 2 festgestellt. Die Bruchdehnung, die beim üblichen Zugversuch am gleichen Beton $332 \mu\text{D} = 0,332 \text{‰}$ betrug (siehe Bild 8), erreichte bei diesem Versuch rd. $1200 \mu\text{D} = 1,2 \text{‰}$ und war damit fast viermal so groß wie die Bruchdehnung beim Zugversuch mit üblicher Belastungsgeschwindigkeit. Während beim üblichen Zugversuch die Meßstelle mit der späteren Bruchstelle in der Regel schon bald, spätestens aber bei Erreichen der kritischen Beanspruchung die größere Verformung erbrachte, wies beim Prüfen mit sehr langsamer Verformungsgeschwindigkeit die spätere Bruchstelle (Meßstelle 2) auch nach Erreichen der Höchstlast zunächst noch eine geringere Dehnung auf als die Meßstelle 1, in deren Bereich ein sichtbarer Bruch nicht auftrat. Bemerkenswert ist auch, daß die eine Meßstelle ohne sichtbaren Bruch (Meßstelle 3) selbst nach Erreichen der Höchstlast praktisch keine, die andere Meßstelle ohne sichtbaren Bruch (Meßstelle 1) aber eine ausgeprägte bleibende Dehnung zeigte. Bei allen Kurzzeit-Belastungsversuchen und Beanspruchungsarten nahm die Dehnung im Bereich der späteren Bruchstelle unmittelbar nach Erreichen der kurz unterhalb der Höchstlast liegenden kritischen Beanspruchung (siehe Abschnitt 3.2) so stark zu, daß zu diesem Zeitpunkt eine weitgehende Gefügezerstörung durch Rißbildung im Beton angenommen werden muß. Auch die Dehnung bei Höchstlast und im Bruchzustand (siehe Abschnitt 3.2) der Kurzzeit-Belastungsversuche folgten einer gewissen Gesetzmäßigkeit. Sie dürften aber für die Beurteilung der Gebrauchseigenschaften des Betons weniger bedeutend sein, da zu diesem Zeitpunkt der Bruch bereits eingeleitet ist (siehe auch Abschnitt 3.2).

3.4 Einfluß der Betonzusammensetzung

Da die Verformung bei $\frac{2}{3} \sigma_{\text{max}}$ annähernd das Verformungsverhalten des Betons bis zur kritischen Beanspruchung kennzeichnet,

sich die Verformung bei Höchstlast ($\epsilon_{\sigma_{\max}}$) und die Verformung beim Bruch (ϵ_{Bruch}) jedoch meist anders verhalten, wurden zur Beurteilung des Einflusses der Betonzusammensetzung diese drei Verformungskennwerte in den Tafeln 2 und 3 für verschiedene Betonzusammensetzungen und für verschiedene Beanspruchungsarten zusammengestellt.

Tafel 2 enthält diese Werte für Kiessandbetone (A, C, D, H und K) mit $W/Z = 0,50$ und mit verschiedenem Zuschlaggrößtkorn (50, 30, 15 und 7 mm), für Kiessandbeton mit Ausfallkörnung (D) und für Zementstein (T) mit $W/Z = 0,50$ und Gesteinsmehlzusatz. Die Längsstauchung war beim Zementstein am größten, da der Zementstein verformbarer ist als der Kiessandzuschlag. Bei den Betonen ergab sich jedoch kein systematischer Unterschied. Die Dehnung war beim Zementstein — abgesehen von der Biegezugfestigkeitsprüfung — bis zur kritischen Beanspruchung meist größer, danach aber in der Regel kleiner als bei den Kiessandbetonen. Besonders ausgeprägt war dieses Verhalten bei der Querdehnung des Druckversuches und bei der Dehnung des Spaltzugversuches. Betone mit kleinerem Größtkorn wiesen vermutlich wegen der geringeren Verzahnungsmöglichkeit und der größeren Zuschlagoberfläche (Haftfläche) geringere Dehnungen bei Höchstlast und im Bruchzustand auf. Je dicker die Zementsteinschichten sind, desto mehr wird sich das Verformungsverhalten des Betons dem des Zementsteins nähern. Allgemein ist jedoch anzumerken, daß Unstetigkeitsstellen im Bereich der Meßstelle die Ergebnisse erheblich verändern können. Das dürfte ganz besonders für die Dehnungen des Biegezug- und des Zugversuches gelten, da dabei im Zugbereich ein einachsiger Spannungszustand vorherrscht und die Größe der Dehnung beim Kurzzeitversuch vom Verhalten einer sehr eng begrenzten Stelle abhängig ist.

Tafel 3 enthält die entsprechenden Verformungswerte für Betone mit verschiedenen Zuschlägen (C, CQ, CK, CN) und mit verschiedenem W/Z -Wert (C, M) sowie mit und ohne Zusatz einer Kunstharzdispersion (C, CP). Die Änderung des W/Z -Wertes wirkte sich auf die Verformung des Betons vermutlich wegen der vergleichsweise dünnen Zementsteinschichten praktisch nicht aus. Beim Zementstein aber bewirkte eine Vergrößerung des W/Z -Wertes von 0,50 auf 0,70 auch eine deutliche Vergrößerung der Verformungen. Der Kunstharzzusatz führte im Bereich bis zur kritischen Beanspruchung meist zu geringfügig größeren Verformungen. Zum Einfluß der Zuschlagart war festzustellen, daß die Dehnungen bei Höchstlast und im Bruchzustand beim Beton mit Kalksteinsplitt im allgemeinen deutlich kleiner waren als beim Kiessandbeton sonst gleicher Zusammensetzung, daß sich aber der Beton mit Quarzitsplitt im großen und ganzen wie der Kiessandbeton verhielt. Der Beton mit Blähschieferzuschlag (Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge) wies bis zur kritischen Beanspruchung stets die größte, im Bruchzustand aber stets die kleinste Verformung der Betone der Tafel 3 auf. Sein Verformungsverhalten näherte sich in der Tendenz dem des Zementsteins.

In Bild 10 sind als Beispiel Querdehnungswerte des Druckversuches für einige Betone mit unterschiedlichem Verformungs-

Tafel 2 Verformung verschieden zusammengesetzter Kiessandbetone mit W/Z = 0,50; Einfluß von Zementleimmenge und Zuschlaggrößtkorn

Versuch	Verformungsart	Gesamtverformung infolge Belastung in D von Beton						
		A	C	D	H	K	T	
		Z = 300 kg/m ³ Sieblinie A/B 50	Z = 300 kg/m ³ Sieblinie A/B 30	Z = 300 kg/m ³ Sieblinie U 30	Z = 360 kg/m ³ Sieblinie A/E 15	Z = 360 kg/m ³ Sieblinie A/B 7	Zement- stein W/Z = 0,50	
Druck Zylinder 15/30 cm	Längsstauchung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	933	971	786	858	952	1755
		$F_{\sigma \max}$	2166	2180	1924	1870	2015	3692
		F_{\max}	2573	2442	2490	2248	2402	4274
	Querdehnung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	190	218	183	424	208	432
		$F_{\sigma \max}$	2203	2206	1735	1955	1046	1412
		F_{\max}	5240	5730	3548	5440	4922	1637
Biegezug Balken 15/15/70 cm	Drittelpunktbelastung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	85	109	177	142	87	74
		$F_{\sigma \max}$	216	263	338	256	202	241
		F_{\max}	405	556	563	428	354	347
	Zentrische Einzellast	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	85	115	133	124	106	66
		$F_{\sigma \max}$	206	284	233	247	200	202
		F_{\max}	420	620	442	405	337	333
Spaltzug Zylinder 15/30 cm	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	59	72	107	79	55	109	
	$F_{\sigma \max}$	221	308	302	222	245	298	
	F_{\max}	619	621	501	576	617	433	
Zug Zylinder 15/30 cm	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	55	56	61	71	66	77	
	$F_{\sigma \max}$	187	156	197	157	148	128	
	F_{\max}	361	332	368	274	234	141	

g Tafel 3 Verformung verschieden zusammengesetzter Betone; Einfluß von Zuschlagart, W/Z-Wert und Zusätzen

Versuch	Verformungsart	Gesamtverformung infolge Belastung in μD von Beton						
		C	CP	CQ	CK	CN	M	
		Z 300 kg/m ³ W/Z 0,50 Kiessand Sieb- linie A/B 30	wie C, jedoch Kunstharz- zusatz	wie C, jedoch Quarzit- splitt	wie C, jedoch Kalkstein- splitt	wie C, jedoch Blähschiefer- Zuschlag	Z 256 kg/m ³ W/Z 0,70 Kiessand Sieb- linie A/B 30	
Druck Zylinder 15/30 cm	Längstauchung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	971	1024	1086	775	1142	759
		$\epsilon_{\sigma \max}$	2180	2106	2779	2016	1972	1809
		ϵ_{\max}	2442	2750	3102	2344	—	2700
	Querdehnung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	218	262	236	228	275	143
		$\epsilon_{\sigma \max}$	2206	1470	2504	1924	852	1167
		ϵ_{\max}	5730	5328	4513	4712	2518	6728
Biegezug Balken 15/15/70 cm	Drittelspunktelastung	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	109	83	105	103	170	154
		$\epsilon_{\sigma \max}$	263	233	254	191	261	228
		ϵ_{\max}	556	602	484	337	273	576
	Zentrische Einzellast	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	115	129	102	86	205	126
		$\epsilon_{\sigma \max}$	284	287	255	181	303	251
		ϵ_{\max}	620	534	482	321	305	535
Spaltzug Zylinder 15/30 cm	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	72	80	77	75	122	56	
	$\epsilon_{\sigma \max}$	308	275	423	237	195	336	
	ϵ_{\max}	621	574	606	443	210	690	
Zug Zylinder 15/30 cm	$\epsilon_{2/3 \sigma \max}$	56	—	52	54	110	53	
	$\epsilon_{\sigma \max}$	156	—	176	130	190	158	
	ϵ_{\max}	322	—	354	278	206	352	

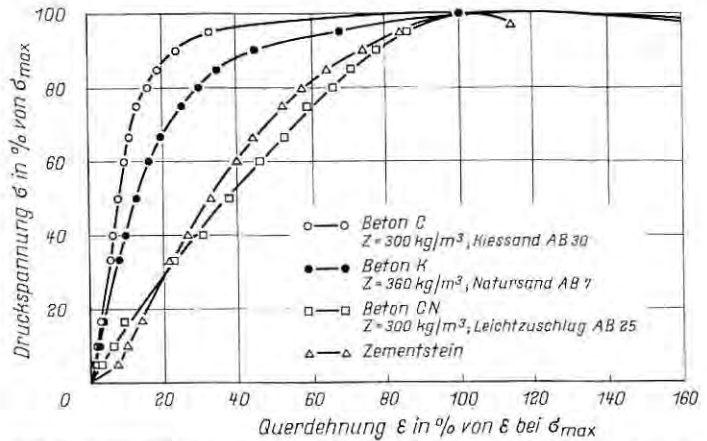


Bild 10 Querdehnung verschieden zusammengesetzter Betone mit W/Z = 0,50 beim Druckversuch

verhalten aufgetragen. Diese Darstellung macht deutlich, daß die auf die Werte bei Höchstlast bezogene Querdehnung von Zementstein und von Leichtbeton etwa gleich und bis zu einer Belastung von 80 % von σ_{max} deutlich größer war und auch mehr zunahm als die entsprechende Dehnung der beiden Kiessandbetone, von denen der Beton mit dem kleineren Größtkorn und dem höheren Zementgehalt die etwas größere Querdehnung aufwies. Die Krümmung der σ - ϵ -Linie für die Querdehnung nahm mit abnehmendem Zuschlaggrößtkorn und zunehmendem Zementgehalt ab; die σ - ϵ -Linie war beim Zementstein und beim Leichtbeton nur noch sehr schwach gekrümmt und annähernd geradlinig bis zur Höchstlast. Aus der Feststellung, daß die Krümmung der σ - ϵ -Linie mit abnehmendem Zuschlaggrößtkorn und zunehmendem Zementleimanteil abnimmt, kann gefolgert werden, daß mit dieser Änderung des Betons auch die Möglichkeit der inneren Spannkonzentration und Rißbildung geringer wird und sich der bereits vorher erwähnte Punkt kritischer Beanspruchung (siehe Abschnitt 3.2) mehr zu σ_{max} hin verschiebt.

Die gleiche Tendenz zeigt auch Bild 11, bei dem die Volumenänderungen der Betonzylinder 15/30 cm, die aus der Längsstauchung und der Querdehnung des Druckversuches errechnet wurden, in Abhängigkeit von der Druckspannung für Betone verschiedener Zusammensetzung und für Zementstein aufgetragen wurden. In allen Fällen nahm das Volumen zunächst mit wachsender Druckspannung ab. Die Volumenabnahme war um so ausgeprägter, je geringer das Größtkorn und je größer die Zementleimmenge bzw. je maßgebender der Zementstein für die Verformung war, wie z. B. beim Leichtbeton (CN). Eine Volumenzunahme, die bei Beginn starker Rißbildung, d. h. bei der sog. kritischen Beanspruchung, zu erwarten ist (siehe Abschnitt 3.1), ergab sich beim Beton D (Ausfallkörnung) bei etwa 80 %, beim Beton C bei etwa 85 % und beim Beton H bei etwa 95 % von σ_{max} . Beim Leichtbeton (CN) und beim Zementstein (T) wurde

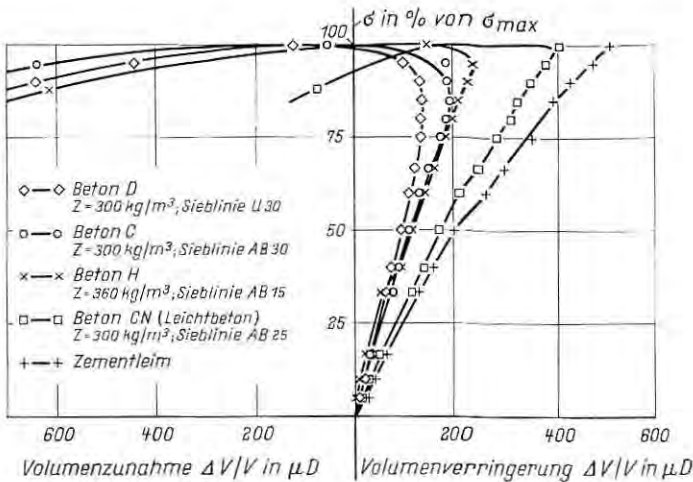


Bild 11 Volumenänderung verschieden zusammengesetzter Betone und von Zementstein mit $W/Z = 0,50$ beim Druckversuch

eine Volumenvergrößerung bis zur Höchstlast (σ_{max}) nicht festgestellt. Sie war auch nicht zu erwarten, weil das Auftreten von Makro-Rissen dabei in der Regel gleich zum Bruch führt und Makro-Risse daher vor Erreichen der Höchstlast praktisch nicht auftreten können.

4. Zusammenfassung

Aufgrund von Versuchsergebnissen und Überlegungen kann für die Verformung des Betons beim Kurzzeit-Belastungsversuch folgendes festgestellt werden:

4.1 Beim Kurzzeit-Belastungsversuch und bei schnelleren Belastungsvorgängen verhält sich Beton wie ein spröder Stoff. Die aus der Krümmung der σ - ϵ -Linie des Kurzzeit-Belastungsversuches erkennbare bleibende Verformung oberhalb der Gebrauchsbeanspruchung ist nicht auf ein Kriechen des Betons, sondern auf die Bildung von Rissen im Beton zurückzuführen.

4.2 Beim Kurzzeit-Belastungsversuch an üblichem Beton ergibt sich je nach Betonzusammensetzung und Beanspruchungsart bei 70 bis 90 % von σ_{max} durch eine starke Makro-Rißbildung im Beton ein Punkt kritischer Beanspruchung, der identisch ist mit der Dauerfestigkeit und einem stärkeren Abweichen der σ - ϵ -Linie von der Linearität und bei dem der Bruch eingeleitet wird.

4.3 Art und Größe der im Einzelfall auftretenden Verformungen sind insbesondere von Art, Zusammensetzung, Festigkeit, Hydratations- und Feuchtigkeitszustand des Betons sowie von Art, Größe und Dauer der Beanspruchung abhängig.

4.4 Kiessandbeton üblicher Zusammensetzung wies beim Druckversuch eine Bruchlängsstauchung von 2,44 ‰ und eine Bruch-

querdehnung von 5,73 ‰, bei den Biegezug- und Spaltzugversuchen eine Bruchdehnung von rd. 0,6 ‰ und beim Zugversuch eine Bruchdehnung von 0,3 ‰ auf. Die Verformungen beim Bruch erscheinen aber für die Beurteilung der Gebrauchseigenschaften weniger bedeutend, da dann das Betongefüge durch starke Makro-Rißbildung bereits sehr wesentlich verändert ist.

4.5 Für die Beurteilung der Gebrauchseigenschaften des Betons dürfte die Verformung bis zur kritischen Beanspruchung bedeutungsvoller sein. Sie betrug als Längsstauchung 46 ‰, als Querdehnung 6 ‰, als Spaltzugdehnung 12 ‰ und als Biegezug- und Zugdehnung 21 bis 27 ‰ der Bruchverformung.

4.6 Die Verformung im Bereich der Gebrauchsbeanspruchung machte bei allen Beanspruchungsarten nur einen Bruchteil der Bruchverformung aus.

4.7 Die Querdehnung beim Druckversuch war bis zur kritischen Beanspruchung deutlich kleiner, beim Bruch aber deutlich größer als die Längsstauchung. Sie war bis zur kritischen Beanspruchung rd. 2- bis 4mal so groß, bei Höchstlast und beim Bruch aber rd. 8- bis 16mal so groß wie die entsprechenden Dehnungen bei den anderen Beanspruchungsarten.

4.8 Die Dehnungen bei der Biegezugbeanspruchung waren praktisch unabhängig von der Lastanordnung und von den Balkenabmessungen. Sie waren rd. doppelt so groß wie die entsprechenden Dehnungen des Zugversuches.

4.9 Betone mit kleinerem Zuschlaggrößtkorn und höherem Zementgehalt wiesen im allgemeinen bis zur kritischen Beanspruchung größere, danach aber kleinere Dehnungen auf. Das Verformungsverhalten von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge war dem des Zementsteins sehr ähnlich.

SCHRIFTTUM

- [1] Bonzel, J.: Über die neuere zement- und betontechnische Entwicklung. beton 17 (1967) H. 6, S. 221/224, und H. 7, S. 263/276; ebenso Betontechnische Berichte 1967, Beton-Verlag, Düsseldorf 1968, S. 63/83.
- [2] Rüsç, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. Zement-Kalk-Gips 12 (1959) H. 1, S. 1/9.
- [3] Wischers, G.: Aufnahme von Druckkräften in Schwerbeton und in Leichtbeton. beton 17 (1967) H. 5, S. 183/186; ebenso Belontechnische Berichte 1967, Beton-Verlag, Düsseldorf 1968, S. 53/62.
- [4] Sasse, H. R.: Zum Problem des Bruchverhaltens betonähnlicher Zweistoffsysteme. Dissertation T. H. Aachen 1969.
- [5] Wischers, G., und M. Lusche: Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Beton. Unveröffentlichter Vortrag auf der Zementtagung des Vereins Deutscher Zementwerke am 25. 9. 1969 in Wiesbaden.
- [6] Dantu, P.: Étude des contraintes dans les milieux hétérogènes. Application au béton. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Publications Nr. 57-6 (1957).
- [7] Bonzel, J., und V. Kadleček: Einfluß der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustandes auf die Zugfestigkeit des Betons. beton 20 (1970) H. 7, S. 303/309, und H. 8, S. 347/352; ebenso Betontechnische Berichte 1970, Beton-Verlag, Düsseldorf 1971, S. 99/132.

- [8] Shah, S. P., und F. O. Slate: Internal micro-cracking, mortar-aggregate bond and the stress-strain-curve of concrete. Sonderdruck der International Conference on the Structure of Concrete, London 1965.
- [9] Jones, R.: Cracking and failure of concrete test specimen under uniaxial quasi-static loading. Sonderdruck der International Conference on the Structure of Concrete, London 1965.
- [10] Shah, S. P., und S. Chandra: Critical stress, volume change and micro-cracking of concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 65 (1968) H. 9, S. 770/781.
- [11] Mc. Creath, D. R., J. B. Newman und K. Newman: The influence of aggregate particles on the local strain distribution and fracture mechanism of cement paste during drying shrinkage and loading to failure. Matériaux et Constructions (RILEM) 2 (1969) Nr. 7, S. 73/85.