Verhalten von Beton auf Zug
Behaviour of Concrete in Tension

Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen und G. Sawade, Stuttgart

1. Aufgabenstellung

Im konstruktiven Ingenieurbau wird die Zugfestigkeit des Betons in vielen Fällen ausgenutzt, z. B. bei Verankerungen mittels Dübel oder Kopfbolzen, im Bereich von Verankerungen und Übergreifungsstößen der Bewehrung sowie im Schubbereich von auf Schub unbewehrten Platten.

Will man die Traglast in den o. g. Fällen bestimmen, müssen Annahmen über das Verhalten des Betons auf Zug getroffen werden. Meist geht man von linear-elastischem Verhalten und einem spröden Versagen aus. Versuche (u. a. [1]) haben jedoch gezeigt, daß zugbeanspruchter Beton ein gewisses nicht-lineares Verhalten zeigt, das von einigen Autoren durch Annahme eines linear-elastischen-ideal-plastischen Betonverhaltens angenähert wird. Das wirkliche Verhalten liegt zwischen diesen extremen Annahmen, die daher die untere und obere Grenze der Traglast liefern. Es interessiert natürlich, wie weit diese Grenzen bei einem bestimmten Problem auseinanderliegen.

In Bild 1 sind als Beispiel die berechneten Last-Verschiebungskurven eines zugbeanspruchten Dübels mit einer Verankerungstiefe von 80 mm dargestellt. Zum Vergleich ist die im Versuch gemessene Kurve mit eingetragen. Die Rechnungen wurden mit dem nicht-linearen Finite-Element-Programm SMART [2] durchgeführt. Die Rechenannahmen sowie die gewählte Netzeinteilung sind in [3] beschrieben. Variiert wurden nur die Annahmen über das Verhalten des Betons auf Zug, alle anderen Annahmen wurden konstant gehalten.

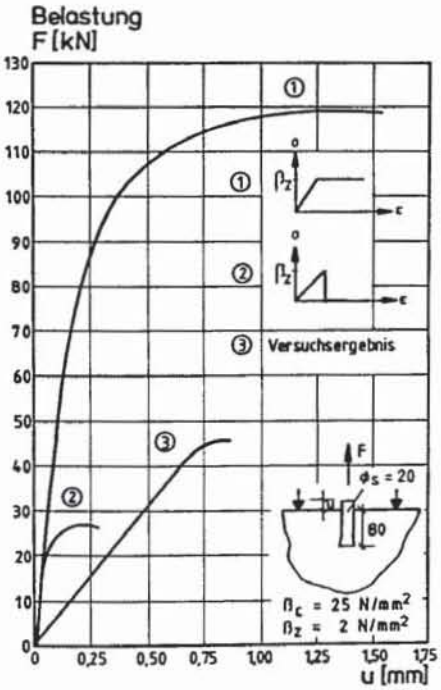

Bild 1. Last – Verschiebungskurven eines zugbeanspruchten Dübels, Rechen- und Versuchswerte (nach [3])
Fig. 1. Calculated load-displacement curves of an anchor loaded in tension, for various assumptions of the tensile behaviour of the concrete
Fig. 1. Calcul des courbes de charge de déplacement d'un goujon soumis à une force de traction, compte-tenu de différentes hypothèses sur le comportement du béton

Das Versagen erfolgte im Versuch und in den Rechnungen durch einen kegelförmigen Betonausbruch. Die rechnerisch ermittelten Verschiebungen sind viel kleiner als die gemessenen Werte. Dies liegt vermutlich am Schlupf der Dübel im Bohrloch, der in den Rechnungen vernachlässigt wurde. Nimmt man plastisches Ver-

1. Statement of problems

The tensile strength of concrete is often utilized in structural engineering, e.g., in anchorages formed by means of studs or dowel-type fixings, in the vicinity of anchorages and lap joints of reinforcement, and in the shear region of slabs not provided with shear reinforcement.

For determining the load capacity in such cases it is necessary to make assumptions as to the behaviour of the concrete in tension. Usually, linear-elastic behaviour and brittle failure are assumed. Experiments ([1] inter alia) have shown, however, that concrete under tensile load exhibits a certain amount of non-linear behaviour, which can be approximately represented by the assumption of linear elastic/ideally plastic behaviour. The actual behaviour of the concrete will be somewhere in between these two extreme assumptions, which therefore give a lower and an upper bound of the load capacity. Of course, it is of interest to know how far apart these limits are in connection with any particular problem.

By way of example, the calculated load-displacement curves of an anchor loaded in tension, with an anchorage depth of 80 mm, are represented in Fig. 1. The experimentally determined curve is also included for comparison. The calculations were performed with the lon-linear finite element program SMART [2]. The design assumptions and the element network adopted for the purpose are described in [3].

In the test and according to the calculations, failure occurred in the form of a conical rupture of the concrete. The calculated displacements are much smaller than the measured values. This difference is presumably due to the slip of the anchor in its drilled hole, which was neglected in the calculations. If plastic behaviour of the concrete in tension is assumed (line 1), the calculated failure load is about 4.5 times as high as the value for brittle failure (line 2). The failure observed in the test (line 3) is between these two values, as expected.

Linear fracture mechanics cannot be applied to concrete components with the dimensions usually encountered [4]. Hence it appears appropriate to describe the failure processes in concrete with the aid of non-linear fracture mechanics [5], [6]. For this purpose there is assumed to be a zone of non-linear material behaviour in front of the crack tip. However, the following questions have not yet been definitely clarified for concrete:

a) behaviour of concrete in tension after the maximum load has been attained (post-fracturing behaviour);
b) magnitude of this zone with non-linear material behaviour (so-called cracking process zone);
c) what fracture mechanical parameters are to be regarded as material constants of concrete?

The tests described in the present article aim to contribute towards solving the above-mentioned problems. Furthermore, it has been investigated how the non-linear behavior of concrete in tension affects the cracking processes in the concrete under inhomogeneous strain distributions with high strain gradients, such as occur, for example, in the vicinity of headed stud anchorages. This article reports only the most important results; further details are given in [7].

2. Experimental research

2.1 Test specimens

The tests were performed on unreinforced tensile specimens, flexural beams and specially developed specimens for observing the crack propagation in the concrete in the vicinity of headed stud anchorages. In addition, comparison tests with headed studs in conventional pull-out specimens were carried out. Particulars of the specimens are shown in Fig. 2.

halten des Betons auf Zug an (Linie 1), beträgt die rechnerische Bruchlast das ca. 4,5fache des für sprödes Verhalten geltenden Wertes (Linie 2). Die im Versuch beobachtete Bruchlast (Linie 3) liegt wie erwartet zwischen diesen Werten.

Die lineare Bruchmechanik ist bei üblichen Körperabmessungen auf Beton ebenfalls nicht anwendbar [4]. Daher erscheint es sinnvoll, die Bruchvorgänge im Beton mit Hilfe der nicht-linearen Bruchmechanik zu beschreiben [5], [6]. Dabei wird angenommen, daß vor der Rißspitze eine Zone mit nicht-linearem Materialverhalten vorhanden ist. Bisher sind jedoch für Beton folgende Fragen nicht eindeutig geklärt:

a) Verhalten von zugbeanspruchtem Beton nach Überschreiten der Höchstlast (Nachbruchverhalten)
b) Größe dieser Zone mit nicht-linearem Materialverhalten (sog. Rißprozeßzone)
c) Welche bruchmechanischen Kennwerte sind bei Beton als Materialkonstante anzusehen?

Die im vorliegenden Aufsatz beschriebenen ersten Versuche sollen einen Beitrag zur Lösung der obengenannten Fragen liefern. Weiterhin wurde überprüft, wie sich das nicht-lineare Verhalten des Betons auf Zug auf die Rißvorgänge im Beton bei inhomogenen Dehnungsverläufen mit hohen Dehnungsgradienten, wie sie z. B. im Bereich von Kopfbolzenverankerungen auftreten, auswirkt. Dieser Aufsatz enthält nur die wichtigsten Ergebnisse, Einzelheiten sind [7] zu entnehmen.

2. Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchskörper

Die Versuche wurden an unbewehrten Zugkörpern, Biegebalken sowie speziell entwickelten Versuchskörpern zur Erfassung der Rißausbreitung im Beton im Bereich von Kopfbolzenverankerungen durchgeführt. Zusätzlich wurden Vergleichsversuche mit Kopfbolzen an üblichen Ausziehkörpern gefahren. Die Ausbildung der Versuchskörper ist Bild 2 zu entnehmen.

Während bei den Zugkörpern die Kerbe durch einen Sägeschnitt (Dicke des Sägeblattes ca. 2 mm) hergestellt wurde, wurde sie bei den Biegebalken durch Einlegen eines 0,8 mm dicken Rißbleches erzeugt. Bei den Zugkörpern diente die Kerbe zur Fixierung der Lage des Trennrisses, da die Rißöffnung zur Steuerung der Prüfmaschine verwendet wurde.

Die Form der Rißkörper wurde gewählt, um auf der Beobachtungsfläche die Rißvorgänge im Beton im Bereich der Kopfbolzenverankerung beobachten zu können. Die Störung der Rotationssymmetrie mußte in Kauf genommen werden; jedoch wurde aufgrund der Versuche [8], bei denen ebenfalls nicht rotationssymmetrische Körper zum Studium des Verbundverhaltens von Rippenstäben verwendet wurden, kein Einfluß auf den Versagensmechanismus erwartet. Der Rißkörper kann als Modell eines in einem sehr breiten Riß verankerten Kopfbolzens angesehen werden, da in beiden Fällen die Ringzugspannungen senkrecht zur Beobachtungsfläche (Rißfläche) Null sind. Die Versuche am Ausziehkörper dienten zur Überprüfung der am Rißkörper gewonnenen Ergebnisse. Die Abmessungen von Riß- und Ausziehkörper ließen einen ungestörten Betonausbruch zu.

Die Zusammensetzung des Betons und die Frischbetoneigenschaften sind in Tabelle 1 angegeben. Die Sieblinie der Zuschläge lag im günstigen Bereich 3 nach DIN 1045, [9]. Der Beton hatte eine plastische Konsistenz.

Die Probekörper wurden liegend betoniert (siehe Bild 2). Der Beton wurde auf dem Rütteltisch verdichtet. Die Probekörper

Tabelle 1. Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften
Table 1. Composition and properties ot the fresh concrete

Betonzusammensetzung Zement		Wasser		Zuschlag			Ausbreitmaß
Art	Menge kg/m³	Menge kg/m³	W/Z	0/0,25 kg/m³	0/8 kg/m³	8/16 kg/m³	cm
PZ 35 F	280	212	0,76	94	1228	562	41

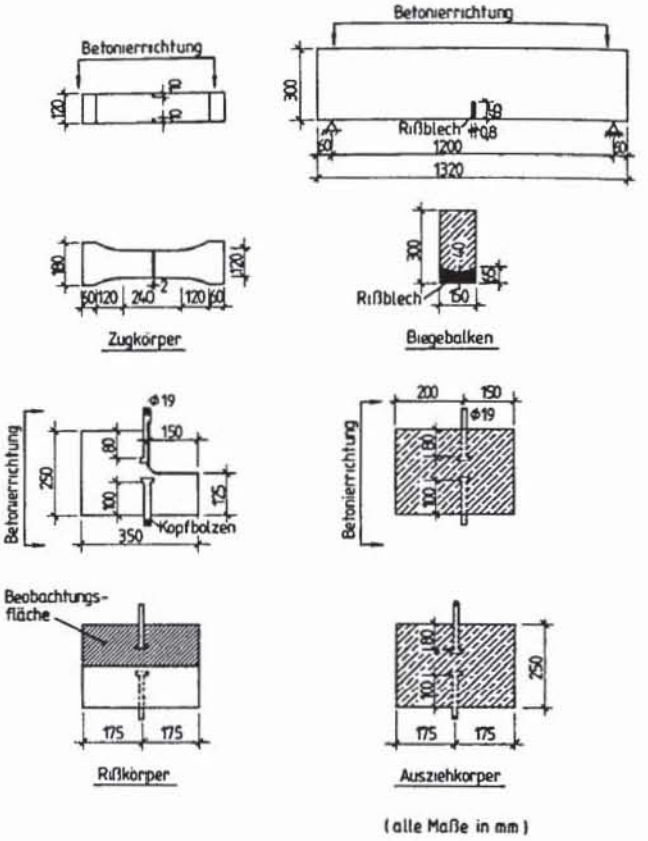

Bild 2. Ausbildung der Versuchskörper (Maße in mm)
Fig. 2. Demoulding the test specimens (dimensions in mm)
Fig. 2. Démoulage des corps éprouvettes (dimensions en mm)

In the tensile specimens the notch was formed by a saw cut (saw blade thickness about 2 mm), whereas in the flexural beams it was formed by the insertion of a metal sheet (0.8 mm thick). In the tensile specimens the notch served to locate the crack, as the crack opening was used for controlling the testing machine.

The shape of the crack propagation specimens was so chosen that the cracking processes in the concrete near the stud could be studied on the observation surface. The lack of axial symmetry was a drawback that had to be accepted. However, in view of the experiments reported in [8], where non-axially symmetric specimens were likewise used for studying the bond behaviour of ribbed bars, no effect due to this upon the failure mechanism was expected. The crack propagation specimen can be regarded as a model of a stud anchored in a very wide crack, for in both cases the ring tensile stresses perpendicular to the observation surface (crack face) are zero. The tests on pull-out specimens served to check the results obtained on the crack propagation specimen. The dimensions of the crack propagation and pull-out specimens were so chosen as to allow undisturbed breakout fracturing of the concrete.

The composition of the concrete and the properties of the fresh concrete are indicated in Table 1. The grading curve of the aggregates was in the "favourable range 3" as defined in Fig. 2 of DIN 1045 [9]. The concrete was of plastic consistency.

The specimens were concreted in the reclining position (see Fig. 2) and were compacted on a vibrating table. One day after casting, they were demoulded and then stored for 7 days in a high-humidity fog chamber. After removal from the chamber they were stored in an air-conditioned room (20° C, 60% relative humidity) until testing (at approx. 100 to 200 days after manufacture). Only the flexural beams remained in the fog chamber until 2 days before testing.

At the time of testing, the concrete had an approximate compressive (cube) strength β_W of 35 N/mm² and a splitting tensile strength β_{SZ} of about 3.0 N/mm² (measured on 150 mm diameter, 300 mm high cylinders), while the modulus of elasticity in tension was E = 28 000 N/mm² (measured on non-notched specimens).

In all, 3 tensile specimens, 2 flexural beams and 2 pull-out specimens were tested.

wurden einen Tag nach dem Betonieren entschalt und anschließend 7 Tage im Nebelraum und danach bis zur Versuchsdurchführung (ca. 100 bis 200 Tage nach Herstellung) im Klimaraum (20°C, 60% relative Luftfeuchtigkeit) gelagert. Nur die Biegebalken blieben 2 Tage vor der Versuchsdurchführung im Nebelraum.

Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung betrug die Betondruckfestigkeit $\beta_w \sim 35$ N/mm², die Spaltzugfestigkeit (gemessen an 150 mm dicken und 300 mm hohen Zylindern) $\beta_{SZ} \sim 3{,}0$ N/mm² und der Zugelastizitätsmodul (gemessen an ungekerbten Zugkörpern) E = 28 000 N/mm².

Insgesamt wurden 3 Zugkörper, 2 Biegebalken und 2 Ausziehkörper geprüft.

2.2 Messungen

Die Verformungen der Versuchskörper wurden mit elektrischen Dehnmeßstreifen und induktiven Wegaufnehmern gemessen. Einzelheiten der Anordnung der Meßgeber sind den Abschnitten 2.3.1 bis 2.3.3 zu entnehmen.

Zum Nachweis von Rissen in der Betonoberfläche wurde ein Eindringungsverfahren eingesetzt. Dabei wird eine spezielle Flüssigkeit auf die Oberfläche aufgesprüht. Nach dem Verdunsten des Lösungsmittels verbleiben auf der Oberfläche Partikel, die im UV-Licht fluoreszieren. Da eine Anhäufung dieser Partikel besonders in Vertiefungen und Rissen stattfindet, heben sich diese im UV-Licht von der schwächer fluoreszierenden nicht gerissenen Oberfläche ab. Mit dieser Methode können Risse nach Angabe der Herstellfirma ab einer Breite von ca. 1/1000 mm und nach eigenen Erfahrungen bis zu einer Breite von ca. 3/100 mm sichtbar gemacht werden.

Die Rißentstehung im Inneren der Ausziehkörper wurde mittels der Schallemissionsanalyse verfolgt. Eine detaillierte Beschreibung dieser Meßmethode ist in [10], [11] enthalten.

2.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

2.3.1 Zentrische Zugversuche

Die Versuche wurden auf einer servohydraulischen Prüfmaschine (Maximallast 100 kN) verformungsgesteuert gefahren, wobei als Steuersignal die über dem Riß gemessene Verformung (Meßlänge 100 mm) verwandt wurde. Die Verformungsgeschwindigkeit betrug ca. 0,01 mm/h. Die Lasteinleitung erfolgte über mittig auf die Stirnflächen aufgeklebte Stahlplatten, in die Bolzen eingeschraubt waren. Die Betonverformungen im Rißbereich wurden mittels an den Prüfkörperseitenflächen angeordneten induktiven Wegaufnehmern (Meßlänge 100 mm) sowie mit Dehnmeßstreifen (Meßlänge 30 mm und 60 mm) gemessen, die entweder den Riß überbrückten oder neben dem Riß (Abstand vom Riß ca. 10 mm) angeordnet waren.

Bild 3 zeigt die mit induktiven Wegaufnehmern gemessenen Spannungs-Dehnungs-Linien. Der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie ist nahezu linear. Die Höchstlast wurde bei einer Dehnung von ca. 0,11‰ erreicht. Nach Überschreiten der Höchstlast fiel die Last schnell ab, betrug jedoch bei einer Dehnung von 0,6‰ (Verformung 0,06 mm) noch ca. 25% der Höchstlast.

In Bild 4 sind die bei einem Zugkörper gemessenen Spannungs-Dehnungslinien für verschiedene Meßlängen (l_o = 30 mm bis 100 mm) aufgetragen. Man erkennt, daß die Dehnungen im ansteigenden Ast der $\sigma - \varepsilon$ Linie praktisch unabhängig von der Meßlänge waren. Demgegenüber nahmen die Dehnungen nach Überschreiten der Höchstlast etwa umgekehrt proportional zur Meßlänge zu. Direkt neben dem Riß angeordnete Dehnmeßstreifen verhielten sich demgegenüber etwa linear elastisch (Bild 5). Dabei war kein Einfluß der Meßlänge zu erkennen.

Mit Hilfe der Fluoreszenz-Eindringmethode wurde ein Riß im Beton erst bei bzw. kurz nach Erreichen der Höchstlast beobachtet. Bild 6 zeigt den Verlauf dieses Risses bei ca. 70% der Höchstlast im abfallenden Ast der Last-Verformungskurve. Mit zunehmender Verformung öffnete sich der Riß und war bei ca. 30% der Höchstlast mit bloßem Auge sichtbar. Der Riß verlief in der Regel in der Mörtelmatrix bzw. entlang der Kornoberfläche (Bild 7). Rißverzweigungen wurden nur selten beobachtet.

2.2 Measurements

The deformations of the specimens were measured with the aid of electrical resistance strain gauges and inductive displacement transducers. Details of the arrangement of these devices are given in sections 2.3.1 to 2.3.3.

A penetration method was used for the detection of cracks in the concrete surface. For this purpose the surface was sprayed with a special liquid. When the solvent contained in it had evaporated, it left particles on the surface which became fluorescent in ultraviolet light. As these particles tended to accumulate more particularly in depressions and cracks, they showed up by contrast with the more feebly fluorescent uncracked areas of the surface.

According to information supplied by the manufacturers, it is possible with this method to detect cracks from about 1/1000 mm width upwards, and in the present authors' own experience they can thus be made visible up to a width of about 3/100 mm.

The development of cracking in the interior of the pull-out specimens was monitored by sound emission analysis. A detailed description of this measuring method is given in [10], [11].

2.3 Testing procedure and results

2.3.1 Concentric tensile tests

The tests were performed on a servo-hydraulic testing machine (100 kN maximum load) under deformation-controlled conditions, the deformation measured across the crack (gauge length 100 mm) being employed as the control signal. The deformation rate was about 0.01 mm/hour. The load was applied through centrally bonded-on steel plates into which studs had been screwed. The deformations of the concrete in the vicinity of the crack were measured by means of inductive displacement transducers (gauge length 100 mm) fixed to the lateral faces of the specimen and also with electrical resistance strain gauges (gauge lengths 60 mm and 30 mm) which either bridged the crack or were located beside it (at a distance of about 10 mm from the crack).

Fig. 3 shows the stress-strain curves obtained with the inductive transducers. The rising branch of the curve is almost linear. The maximum load was attained at about 0.011% strain. After the maximum was passed, the load rapidly decreased, but was still about 25% of the maximum load at a strain of 0,06% (deformation 0.06 mm).

The stress-strain curves obtained for various gauge lengths (l_o = 30 mm to 100 mm) on a tensile specimen are plotted in Fig. 4. It appears that the strains in the rising branch of the curve were practically independent of the gauge length. On the other hand, after the maximum load was passed, the strains increased in approximately the inverse proportion to the gauge length

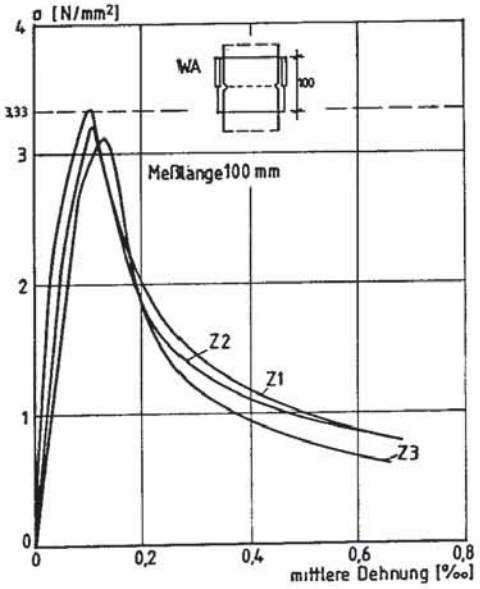

Bild 3. Spannungs-Dehnungsverhalten der Zugkörper
Fig. 3. Stress-strain behaviour of the tensile test specimens
Fig. 3. Comportement à la tension et à la dilatation des corps de traction

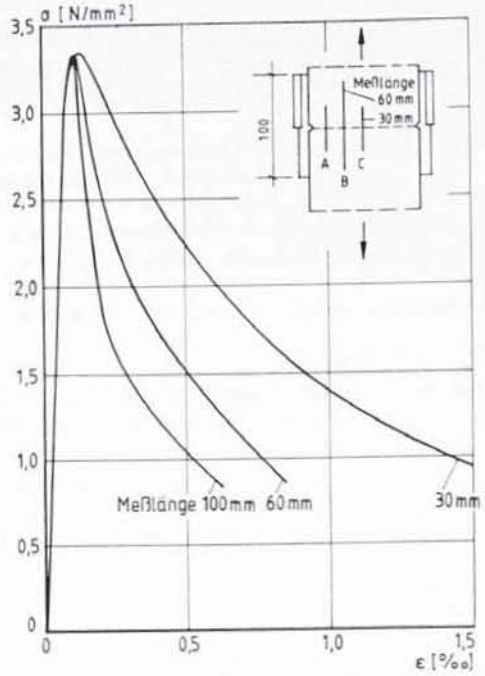

Bild 4. Spannungs-Dehnungslinien bei unterschiedlichen Meßlängen (Körper Z_1)
Fig. 4. Stress-strain curves for various gauge lengths (specimen Z_1)
Fig. 4. Lignes de tension et de dilatation lors de différentes longueurs de mesure (élément Z_1)

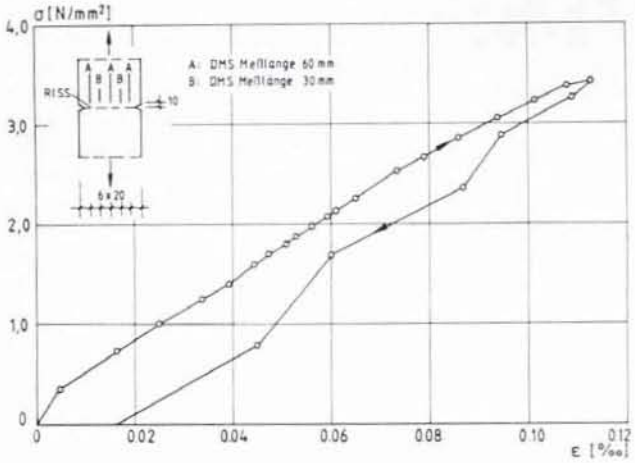

Bild 5. Dehnungen der neben dem Riß liegenden Dehnmeßstreifen bei Körper Z_1 (Mittel aller Meßwerte)
Fig. 5. Strains measured by the strain gauges installed beside the crack in specimen Z_1 (average of all measured values)
Fig. 5. Dilatation des bandes de mesure de dilatation se situant près de la faille sur l'élément Z_1 (Moyenne de toutes les valeurs de mesure)

Aufgrund der rauhen Bruchflächen (vgl. Bild 7) kann man davon ausgehen, daß die Übertragung von Zugspannungen nach Überschreiten der Höchstspannung auf Kornverzahnung, d. h. Hinterschneidung der Matrix durch Zuschlagkörner (sog. Brückenwirkung) beruht. Zusätzlich dürfte an einigen Stellen der Haftverbund zwischen Zuschlag und Matrix noch intakt sein.

Die Ergebnisse der Verformungsmessungen und der visuellen Rißbeobachtungen lassen den Schluß zu, daß das nichtlineare Betonverhalten in einem diskreten Riß konzentriert ist. Dies stimmt mit den Beobachtungen in [12], [13] überein. Die über dem Riß gemessene Verformung setzt sich demnach aus einer Rißöffnung und einer Restdehnung des ungerissenen Betons zusammen, wobei für diesen in erster Näherung linear-elastisches Verhalten angenommen werden kann. Als Beispiel sind aus den Meßergebnissen von Körper Z_1 berechneten Rißöffnungen in Bild 8 in Abhängigkeit von der Zugspannung aufgetragen. Entsprechende Ergebnisse wurden für die anderen Körper erhalten. Es ist zu erkennen, daß die Rißöffnung praktisch unabhängig von der Meßlänge ist. Dies zeigt die Richtigkeit der o. g. Annahme.

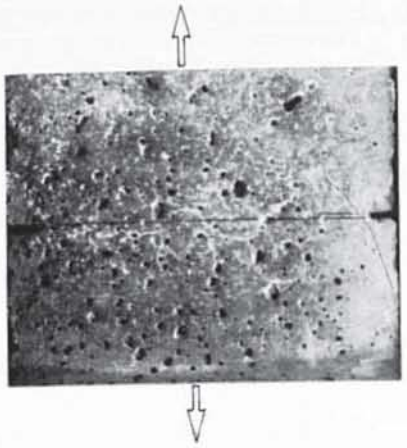

Bild 6. Typischer Rißverlauf, beobachtet mit Hilfe der Fluoreszenz-Eindringmethode bei ca. 70% Höchstlast im abfallenden Ast der Last-Verformungslinie
Fig. 6. Typical crack behaviour, observed with the fluorescence penetration method, at approximately 70% of maximum load in the descending branch of the load-deformation curve
Fig. 6. Course typique d'une fissure (observée par pénétration de fluorescence) observée à environ 70% de la charge maximum dans la ligne descendante de la ligne de déformation par la charge

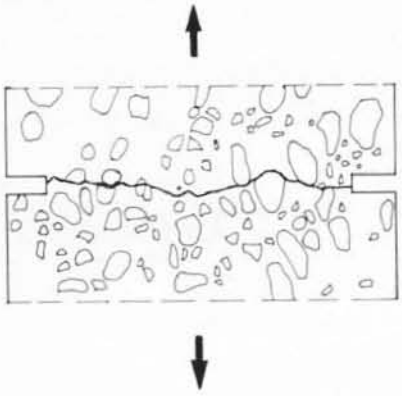

Bild 7. Verlauf des Trennrisses, ermittelt an einer Schnittprobe
Fig. 7. Behaviour of the separation crack, determined on a cut specimen
Fig. 7. Course de la fissure de séparation, établie sur une éprouvette de section

employed. Strain gauges installed directly beside the crack showed approximately linear-elastic behaviour, however (Fig. 5), and there was no discernible effect of the gauge length.

With the aid of the fluorescence penetration method a crack in the concrete was observed only at, or just before, attainment of the maximum load. Fig. 6 shows the behaviour of this crack at about 70% of maximum load in the descending branch of the load-deformation curve. With increasing deformation the crack opened and became visible to the naked eye at about 30% of the maximum load. As a rule, the crack extended in the mortar matrix or along the particle surface (Fig. 7). Branching of cracks was only seldom observed.

Because of the rough fracture surfaces (see Fig. 7) it is to be expected that the transfer of tensile stress after the maximum stress has been attained is due to aggregate interlock, i.e., bridging action of aggregate particles across the crack. Besides, the bond between aggregate and matrix probably remains intact in some places.

The results of the deformation measurements and visual crack observations lead to the conclusion that the non-linear behaviour of the concrete is concentrated in a discrete crack. This is in agreement with the observations reported in [12], [13]. The deformation measured across the crack accordingly comprises an amount due to crack opening and a residual amount due to deformation of the uncracked concrete (as a first approximation, linear-elastic behaviour may be assumed for the latter amount). The crack opening values calculated from the measured results are plotted as a function of the tensile stress in Fig. 8. It is apparent that the crack opening is practically independent of the gauge length, which confirms the correctness of the above-mentioned assumption.

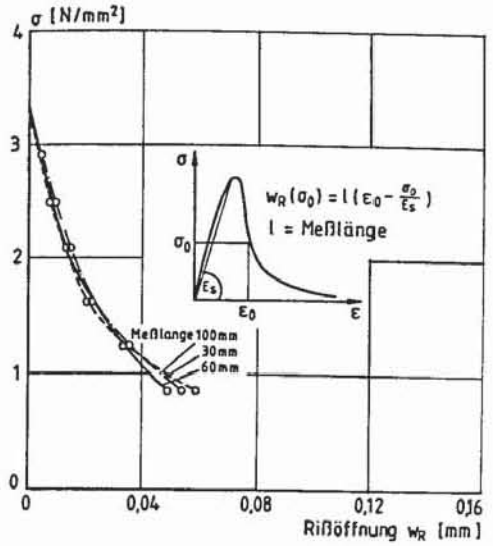

Bild 8. Einfluß der Meßlänge auf die über einen Riß übertragbare Zugspannung (Körper Z_1)
Fig. 8. Effect of gauge length on the determination of the tensile stress transferred across a crack (specimen Z_1)
Fig. 8. Influence de la longueur de mesure sur l'évaluation de la tension de traction émise par une fissure (Element Z_1)

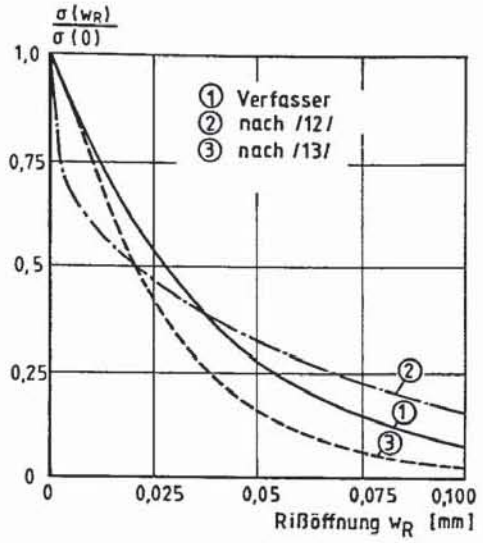

Bild 9. Über einen Riß übertragbare Zugspannungen nach verschiedenen Autoren
Fig. 9. Tensile stresses transferable across a crack, according to various authors
Fig. 9. Tensions de dilatation pouvant être émises par une faille selon différents auteurs

Die über den Riß übertragbare Zugspannung hängt nach Bild 8 von der Breite w_R des Risses ab. Die Meßergebnisse aller Körper können durch folgende empirische Gleichung beschrieben werden, die für monoton ansteigende Verformungen gilt:

$$\sigma(W_R) = \sigma_{max}\, e^{-\gamma \cdot w_R} \qquad (1)$$

mit

σ_{max} = Spannung unter Höchstlast
γ = 26 [1/mm]

Bild 9 zeigt, daß der hier gefundene Zusammenhang zwischen Rißbreite und übertragbarer Zugspannung relativ gut mit den in [12], [13] angegebenen Gesetzen übereinstimmt. Dabei ist zu beobachten, daß die Betone unterschiedlich zusammengesetzt waren (Größtkorn 8 mm bzw. 16 mm). Der Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Nachbruchverhalten sollte durch weitere Versuche geklärt werden.

Aus Gl. (1) läßt sich die Gesamtenergie G_F berechnen, die zur vollständigen Trennung der Rißufer erforderlich ist. Die beträgt für den untersuchten Beton G_F = 0,12 N/mm.

2.3.2 Biegeversuche

Die Biegeversuche wurden auf einer elektromechanischen Prüfmaschine (Maximallast 100 kN) durchgeführt, wobei die Verformung stetig gesteigert wurde. Um die Abnahme der Biegesteifigkeit vom Rißfortschritt zu erfassen, wurde der Balken zyklisch belastet (Unterlast 1 kN). Gemessen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer die Durchbiegung in Balkenmitte gegenüber den Auflagern und die Rißöffnung (CMOD) im Abstand von 25 mm von der Balkenunterkante (Meßlänge 60 mm).

Der Rißfortschritt wurde mit der Fluoreszenz-Eindringmethode sowie mit der Rißlupe unter Normallicht beobachtet.

Die Balken zeigten ein ausgeprägtes nicht-lineares Verhalten (Bild 10). Die in Bild 10 eingezeichneten Geraden stellen die gemittelten Durchbiegungskurven bei Ent- und Wiederbelastung dar. Mit zunehmender Rißöffnung wurde die Steigung dieser Geraden geringer, und die bleibenden Verformungen nahmen zu.

Ein Riß im Kerbgrund wurde erstmals bei Erreichen der Höchstlast beobachtet. Dieser verlängerte sich mit zunehmender aufgezwungener Verformung, bis bei Versuchsende der Balken unter Eigengewicht zerbrach. Der Trennriß verlief wie bei den Zugkörpern im wesentlichen in der Matrix.

Die nach der linearen Bruchmechanik [14] berechnete Bruchzähigkeit betrug K_{IC} = 22 N/mm$^{3/2}$ und die Rißfortschrittsenergie G_{IC} = 0,017 N/mm. Nach der Compliance (Nachgiebigkeits)-Methode

The stress transferable across the crack depends, according to Fig. 8, on the width w_R of the crack. The measured results can be described by means of the following empirical equation, which is valid for monotonic increase in the deformations:

where: σ_{max} = stress at maximum load
= 26 l/mm

Fig. 9 shows that the relationship between crack width and transferable tensile stress, as found here, is in relatively good agreement with the laws stated in [12], [13]. It is to be noted that for approximately equal tensile strength the concretes were of different composition (maximum particle size 8 mm and 16 mm respectively). This suggests that the post-fracturing behaviour (shape of the descending branch of the load-displacement curve) is not appreciably affected by the composition of the concrete. Further tests to settle this problem will be necessary, however.

The total energy needed for achieving complete separation of the crack faces was calculated from equation (1) and was found to be G_F = 0.12 N/mm.

2.3.2 Bending tests

The bending tests were performed on an electromechanical testing machine (maximum load 100 kN). The deformation was increased continuously. To detect the decrease in flexural stiffness due to progressive cracking, the beam was loaded cyclically (lower load limit 1 kN). Inductive displacement transducers were used for measuring the deflection at mid-span (in relation to the bearings) and the crack opening displacement at a distance of 25 mm from the underside of the beam (gauge length 60 mm).

Crack advance was observed by means of the fluorescence penetration method under ultraviolet light and with a crack detection magnifying glass under ordinary light.

The beams displayed pronounced non-linear behaviour, as shown in Fig. 10, where the straight lines represent the averaged deflection curves for unloading and reloading. With increasing crack opening displacement the slope of these lines decreased, and the permanent deformations increased.

A crack at the bottom of the notch was first observed when the maximum load was reached. This crack became longer with increasing imposed deformation, until at the end of the test the beam broke under its own weight. The separating crack extended substantially through the matrix, as in the tensile specimens.

For the fracture toughness analysed by the linear theory of fracture mechanics [14] the critical stress intensity factor was K_{IC} = 22 N/mm$^{3/2}$ and the critical strain energy release rate G_{IC} = 0.017 N/mm. According to the compliance method this energy was

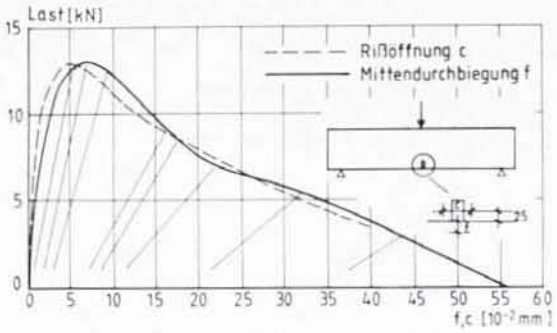

Bild 10. Mittendurchbiegung und Rißöffnung in Abhängigkeit von der Last (Balken B_2)
Fig. 10. Load-deflection and crack opening behaviour (beam B_2)
Fig. 10. Résistance à la charge, à la déflection et à l'ouverture de fissures (Eprouvette B_2)

ergab sich $G_{IC} \times 0{,}025$ N/mm. Die Integration der gesamten Arbeitslinie lieferte $G_F \sim 0{,}1$ N/mm. Dieser Wert stimmt etwa mit dem bei den Zugkörpern ermittelten überein. Dieser Unterschied zwischen den Werten für G_{IC} und G_F wurde auch in [13], [15] beobachtet. Er zeigt, daß im vorliegenden Fall die Rißprozeßzone nicht klein gegenüber den Körperabmessungen ist und daher die gemessenen Werte K_{IC} und G_{IC} nicht als Materialkonstanten anzusehen sind. Demgegenüber dürfte der Wert G_F eine Materialkonstante darstellen [16], der im zentrischen Zugversuch oder im Biegeversuch gemessen werden kann [15].

2.3.3 Versuche mit Kopfbolzen

Die Riß- und Ausziehkörper wurden in einer servohydraulischen Prüfmaschine (Maximallast 100 kN) geprüft. Die Kopfbolzen wurden gelenkig mit der Prüfmaschine verbunden und der Ausziehweg des Bolzens wurde kontinuierlich gesteigert. Bei den Ausziehkörpern wurden bei Erreichen vorgegebener Ausziehwege Entlastungen (Unterlast 5 kN) zwischengeschaltet. Bei den Rißkörpern wurde das Ausbiegen der oberen Kopfbolzen aus der Beobachtungsfläche durch eine spezielle Haltevorrichtung verhindert, welche die vertikale Bolzenverformung möglichst wenig behinderte. Bei allen Körpern wurde die Verschiebung des oberen Bolzens gegenüber dem Beton außerhalb des Bruchkegels gemessen. Bei den Rißkörpern wurde der Rißfortschritt mittels der Fluoreszenz-Eindringmethode beobachtet und in einigen Fällen die Dehnungen auf der Beobachtungsfläche mit elektrischen Dehnmeßstreifen (Meßlänge 20 mm) gemessen. Bei den Ausziehkörpern wurde die Schallemissionsanalyse zur Rißdetektion eingesetzt.

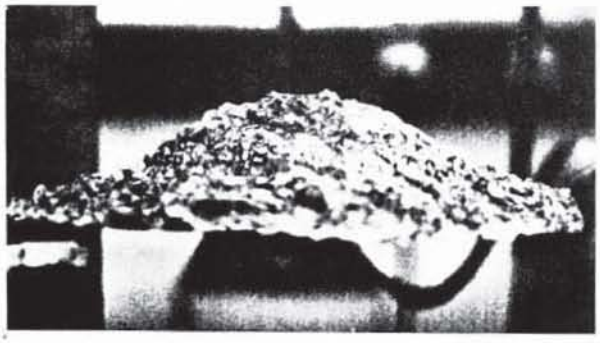

Bild 11. Typischer Ausbruchkegel beim Rißkörper
Fig. 11. Typical fracture cone in a crack propagation specimen
Fig. 11. Cône d' avancement typique dans l'élément de fissuration

Riß- und Ausziehkörper versagten durch einen üblichen kegelförmigen Betonausbruch (Bild 11). Beachtet man die unterschiedliche Größe der Bruchoberfläche, betrug die bei den Rißkörpern gemessene Höchstlast nur 65% des bei den Ausziehkörpern gemessenen Wertes. Dieser Unterschied ist auf die Störung der Rotationssymmetrie zurückzuführen und wurde auch bei Versuchen mit Kopfbolzen in sehr breiten Rissen [17] beobachtet.

In Bild 12 ist der typische Zusammenhang zwischen Last und Verschiebung der Kopfbolzen dargestellt. Die verschiedenen Sta-

$G_{IC} = 0.025$ N/mm. Integration of the whole stress-strain diagram yielded approximately $G_F \sim 0.1$ N/mm, which value is in approximate agreement with the value determined for the tensile specimens. This difference between the values for G_{IC} and G_F was also observed in [13], [15]. It shows that in the present case the cracking process zone was not small in relation to the dimensions of the specimen and that therefore the measured values K_{IC} and G_{IC} are not to be regarded as material constants. On the other hand, G_F can presumably be regarded as a material constant [16], which can be measured by means of a centric (direct) tensile test or a flexural test [15].

2.3.3 Tests with headed studs

The crack propagation and pull-out specimens were tested in a servohydraulic testing machine (maximum load 100 kN). The studs were pivotably connected to the machine, and the pull-out distance of the stud in each test was continuously increased. In the case of the pull-out specimens, unloading operations (lower limit 5 kN) were interposed after specified pull-out distances had been attained. In the crack propagation specimens the deflection of the upper stud out of the observation surface was prevented by a special retaining device, which imposed as little restraint as possible on the vertical deformation of the stud (see [7]). In all the specimens the displacement of the upper stud in relation to the concrete outside the fracture cone was measured. In the case of the crack propagation specimens the crack advance was observed by means of the fluorescence penetration method, and in a few cases the strains on the observation surface were measured with electrical resistance strain gauges (gauge length 20 mm). Sound emission analysis was used for crack detection in the pull-out specimens.

The crack propagation specimens and pull-out specimens failed with the usual conical breakout fracture of the concrete (Fig. 11). Considering the difference in size of fracture surface, it can be inferred that the maximum load measured in the crack propagation specimens was only 65% of the maximum load measured in the pull-out specimens. This difference is attributable to the lack of axial symmetry and was observed also in tests with studs in very wide cracks [17].

The typical relationship between load and displacement of the studs is shown in Fig. 12. The various stages of cracking (see below) are also indicated. The deformations increased approximately linearly with the load up to about 40% of the maximum load. After the maximum load had been reached, the load that could be resisted gradually decreased to zero, until the fracture cone (Fig. 11) had fully developed. In this respect the behaviour of the crack propagation specimens was in principle similar to that of the pull-out specimens.

In all the crack propagation specimens the following typical development of cracking was observed:

At about 40% of the maximum load a very short incipient crack was formed near the stud head. With increasing load this crack slowly increased in length in a stable manner. At about 90–95 per

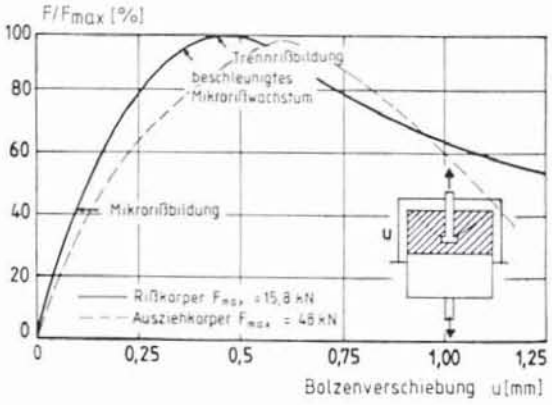

Bild 12. Typisches Last- und Verschiebungsverhalten von Riß- und Ausziehkörper
Fig. 12. Typical load-displacement curves of crack propagation and pull-out specimens
Fig. 12. Courbes de charge et de déplacement typiques d'éléments de fissuration et d'extraction

dien der Rißbildung (siehe unten) sind mit angegeben. Die Verformungen stiegen bis etwa 40% der Höchstlast annähernd linear mit der Last an und nahmen bei weiterer Laststeigerung überproportional zu. Nach Erreichen der Höchstlast fiel die aufnehmbare Last langsam bis auf Null ab. Dabei verhielten sich Riß- und Ausziehkörper prinzipiell ähnlich.

Bei allen Rißkörpern wurde folgende typische Entwicklung der Rißbildung beobachtet:

Bei ca. 40% der Höchstlast bildete sich im Bereich des Bolzenkopfes ein sehr kurzer Anriß, der sich bei Laststeigerung langsam und stabil verlängerte. Bei ca. 90% bis 95% der Höchstlast beschleunigte sich das Rißwachstum, jedoch hatte der Riß bei Höchstlast die Körperoberfläche noch nicht erreicht (Bild 13). Am Bolzenkopf war nunmehr der Riß mit bloßem Auge zu erkennen (Bild 13). Bei weiterer Verformungszunahme begann der Trennriß sich entlang des vorher im UV-Licht sichtbaren Risses auszubreiten, bis der Bruchkegel (Bild 11) ausgebildet war.

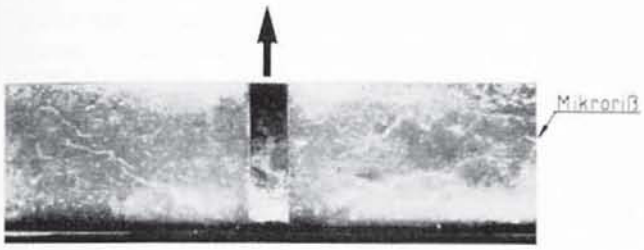

Bild 13. Rißbild unter Höchstlast im UV-Licht
Fig. 13. Crack pattern under maximum load in ultraviolet light
Fig. 13. Figure de fissuration sous une charge maximale, vue dans une lumière UV

Die gemessenen Dehnungen senkrecht zur Mantelfläche des Bruchkegels (Bild 14) bestätigen die visuellen Beobachtungen. Bis zu der kritischen Dehnung von ca. 0,1‰ stiegen die Betondehnungen proportional zu der Last an, danach nahmen sie sehr schnell zu. Dieses Verhalten zeigt die Bildung einer Rißprozeßzone (vergl. Abschnitt 2.3.1) an. Die Rißprozeßzone verlängerte sich mit zunehmender Last und erreichte die im Abstand von 20 mm bzw. 40 mm vom Bolzenkopf angeordneten Dehnmeßstreifen bei etwa 50% bzw. 70% der Höchstlast. Bei Beachtung der unterschiedlichen Meßlängen der Dehnmeßstreifen stimmen die maximalen Dehnungen mit den bei den Zugkörpern gemessenen Werten gut überein.

Die Ergebnisse der Schallemissionsmessungen sind in den Bildern 15 und 16 aufgetragen. Bild 15 zeigt die Schallereignissummenkurve in Abhängigkeit von der Belastung. Zum Vergleich ist die Verschiebung des Kopfbolzens mit eingetragen. Zur Vereinfa-

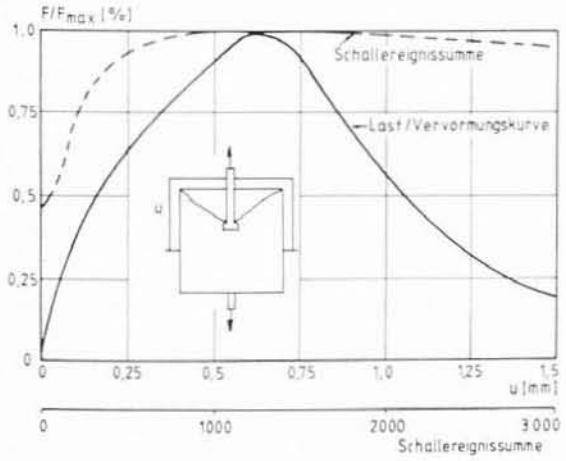

Bild 15. Verschiebung des Kopfbolzens und Schallereignissummenkurve in Abhängigkeit von der Belastung (Ausziehkörper)
Fig. 15. Displacement of the stud head and cumulative sonic events curve as a function of load (pull-out specimen)
Fig. 15. Déplacement du boulon de tête et courbe des sommes résultant des évènements soniques en fonction de la charge (éléments de traction)

cent of the maximum load the rate of crack growth quickened, but at maximum load the crack had not yet reached the surface of the specimen (Fig. 13). The crack was now visible to the naked eye at the head of the stud (Fig. 13). With further increase in deformation the separation crack began to advance along the crack previously visible under ultraviolet light, until the fracture cone (Fig. 11) had developed.

The measured strains perpendicular to the lateral surface of the fracture cone (Fig. 14) confirm the visual observations. Up to the critical strain of about 0.01% the concrete strains increased proportionally to the load; after this they increased very rapidly. This behaviour indicates the formation of a cracking process zone (cf. section 2.3.1). This zone became longer with increasing load and reached the electrical resistance strain gauges installed at 20 mm and 40 mm from the stud head at 50% and 70% of the maximum load respectively. Taking account of the different gauge lengths of the strain gauges, the maximum strains are in good agreement with those measured on the tensile test specimens.

The results of the sound emission measurements are presented in Figs. 15 and 16. Fig. 15 shows the cumulative sonic events curve as a function of the load. For comparison, the displacement of the stud head is also shown. In order to simplify the diagram the measured results for the interposed unloadings and reloadings are not shown. The load, cumulative events curve and amplified sound amplitude as a function of the load for load cycles in the vicinity of the maximum load are shown in Fig. 16.

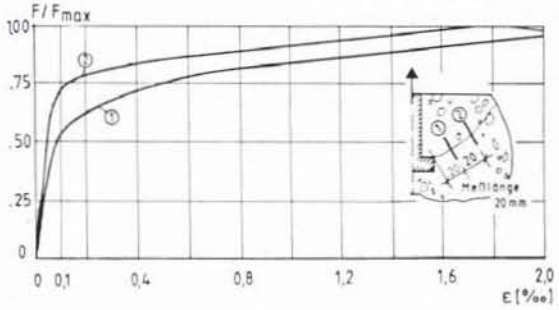

Bild 14. Dehnungen der Betonoberfläche
Fig. 14. Strains on the concrete surface
Fig. 14. Dilatations sur la surface de béton

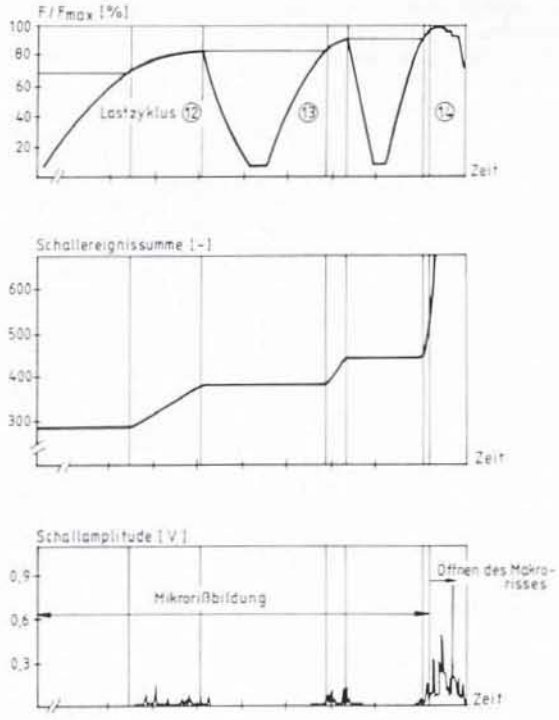

Bild 16. Ergebnisse der Schallemissionsanalyse bei Erreichen der Höchstlast
Fig. 16. Results of sound emission analysis on attainment of the maximum load
Fig. 16. Résultats de l'analyse de l'émission sonique lorsque l'on atteint la charge maximale

chung der Darstellung wurden die Meßergebnisse für die zwischengeschalteten Entlastungen und Wiederbelastungen nicht eingezeichnet. Bild 16 zeigt die Belastung, Schallereignissumme und verstärkte Schallamplitude in Abhängigkeit von der Zeit für Lastzyklen im Bereich der Höchstlast.

Die Ergebnisse der Schallemissionsmessungen bestätigten ebenfalls die obigen Vorstellungen zur Rißausbreitung im Körperinneren.

Die ersten Schallereignisse wurden bei ca. 45% der Höchstlast registriert (Bild 15). Bei den anschließenden Lastzyklen wurden Schallereignisse erst dann wieder registriert, wenn die Höchstlast des vorherigen Lastzyklus überschritten wurde (Bild 16). Dieser sog. Kaisereffekt deutet nach [11] auf die Bildung von Mikrorissen z. B. in Form von Kornablösungen hin. Bei ca. 95% der Höchstlast stieg sowohl die Schallereignissumme als auch die Amplitude der Schallereignisse plötzlich an. Dies zeigt deutlich die Bildung eines Trennrisses an.

Fortsetzung folgt

The results of the sound emission measurements likewise confirm the above conceptions relating to cracking in the interior of the specimen.

The first sonic events were recorded at about 40% of the maximum load (Fig. 15). In the then following load cycles no further events were recorded until the maximum load of the previous cycle had been exceeded (Fig. 16). This so-called Kaiser effect indicates, according to [11], that microcracking occurs, e.g., in the form of particle detachments. At about 95% of the maximum load both the cumulative sonic events curve and the amplitude of the events suddenly increased. This behaviour clearly indicates the formation of a separation crack.

to be continued