

## Befestigungen mit Verbundankern, Teil 2

### Fixings formed with resin anchors, part 2

Dr.-Ing. R. Eligehausen<sup>1)</sup>, Dr.-Ing. R. Mallee<sup>2)</sup> und Prof. Dr.-Ing. G. Rehm<sup>1)</sup>

#### 3. Tragverhalten von Verbundankern im gerissenen Beton

Ordnet man Verbundanker in der aus Lastspannungen erzeugten Zugzone eines Stahlbetonbauteiles an, dann können die Anker in Rissen liegen. Das Tragverhalten von Verbundankern im Riß wurde bisher kaum untersucht. In Bild 12 ist das Verhältnis der Bruchlast von auf zentrischen Zug beanspruchten Ankern im Riß zur Bruchlast im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rißbreite auf der Bauteilaußenseite aufgetragen. Die Versuche wurden an Biegekörpern [17] und Dehnkörpern [18] durchgeführt. Zunächst wurden Haarrisse erzeugt, die Anker in diese Risse gesetzt, die Risse durch Belasten der Probekörper aufgeweitet und anschließend die Anker bei geöffneten Rissen bis zum Bruch belastet. Bei einigen Versuchen wurden  $10^5$  Lastwechsel zwischen der 1,5fachen und 1,0fachen zulässigen Last zwischengeschaltet.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu beachten, daß bei den Versuchen nach [17] nicht das zugelassene [1], sondern ein modifiziertes System verwendet wurde. Bei dem modifizierten System ist die Durchmischung des Mörtels etwa auf den unteren 20 mm der Einbettungslänge geringer als im oberen Bereich. Dadurch wird örtlich die Verbundfestigkeit vermindert. Im oberen Bereich der Verankerungslänge liegen jedoch bezüglich der Verbundfestigkeit ähnliche Verhältnisse vor, wie beim zugelassenen System.

Um bei den Versuchen [17] den Einfluß der örtlich verminderten Verbundfestigkeit auf die Tragfähigkeit der Verbundanker in Rissen weitgehend zu eliminieren, wurde in Bild 12 als Bezugswert die in Vergleichsversuchen im ungerissenen Beton gemessene mittlere Bruchlast angesetzt. Demgegenüber wurden bei den Versuchen nach [18] als Bezugswerte die rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (1) zugrundegelegt.

Die Versuchsergebnisse streuen sehr stark. Dies ist auf den zufälligen Verlauf des Risses über die Einbettungslänge und den Bohrlochumfang zurückzuführen. Die Bruchlast der Anker im Riß nimmt mit zunehmender Rißbreite schnell ab, wobei der Einfluß des Risses mit abnehmendem Ankerdurchmesser ansteigt. Die Bruchlast beträgt bei den üblicherweise im Stahlbetonbau zulässigen Rißbreiten von 0,3 mm bis 0,4 mm nur das ca. 0,2- bis 0,6fache des im ungerissenen Beton zu erwartenden Wertes. Bei Lastwechseln sind noch geringere Tragfähigkeiten zu erwarten.

Für Querkzugbeanspruchung liegen bisher keine Ergebnisse von Versuchen mit Verbundankern in Rissen vor. Es ist aber anzunehmen, daß die Tragfähigkeit bei konstanter Laststeigerung durch Risse weniger abgemindert wird, als bei zentrischer Zugbeanspruchung. Ungünstig sind jedoch Wechsel der Krafttrichtung oder mehrmalige Veränderungen der Lasthöhe, wie sie z. B. bei Windbeanspruchung auftreten können, weil dadurch der Verbund im oberen Bereich der Ankerstange über den gesamten Bohrlochumfang zerstört werden kann. Bei anschließender Zugbeanspruchung ist dann eine noch geringere Resttragfähigkeit als nach Bild 12 zu befürchten.

#### 4. Langzeitverhalten von Verbundankern

Kunstharze weisen aufgrund ihrer visko-elastischen Eigenschaften einen deutlichen Unterschied in der Festigkeit bei kurzzeitiger und langeinwirkender Beanspruchung auf. Weiterhin ist die Festigkeit temperaturabhängig und sie kann durch umweltbedingte Alterungseinflüsse reduziert werden.

Das Zeitstandverhalten des Verbundes zwischen Anker und Beton wurde bei ausgewählten Dauerlasten untersucht [8], [9],

#### 3. Loadbearing behaviour of resin anchors in cracked concrete

If resin anchors are installed in the tensile zone of a reinforced concrete structural member, it may occur that they are located in cracks. The loadbearing behaviour of these anchors under such conditions has hitherto scarcely been investigated. In Fig. 12 the ratio of the failure loads of anchors loaded in axial tension installed in a crack and in uncracked concrete, respectively, has been plotted as a function of the crack width on the outer face of the member. The tests were performed on flexural specimens [17] and extensionally loaded specimens [18]. First, hair cracks were produced; the anchors were installed in these cracks, which were then widened by loading of the specimens. Finally, while the cracks were open, the anchors were loaded to failure. In some tests  $10^5$  load cycles in the range from 1.0 to 1.5 times the permissible load were interposed.

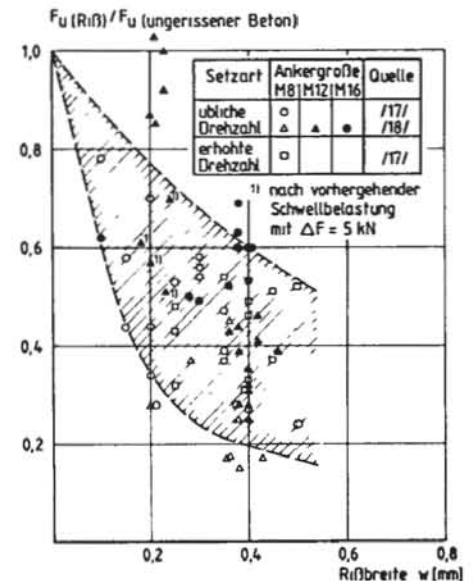


Bild 12. Verhältnis der Bruchlast von in Rissen angeordneten Verbundankern zur Bruchlast im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rißbreite, nach [20]

Fig. 12. Ratio of the failure load of resin anchors installed in cracks to failure load in uncracked concrete as a function of crack width, according to [20]

Fig. 12. Comportement de la charge de rupture de clavettes apposées dans des fissures par rapport à la charge de rupture en béton non fissuré et en relation avec la largeur de fissuration. Expériences selon [20]

In assessing the results it must be borne in mind that in the tests reported in [17] not the officially approved system [1], but a modified system was employed. In the latter the thoroughness of mortar mixing over the last 20 mm of the embedment length of the anchor was less good than over the rest of the anchorage length, where the bond strength was similar to (and as good as) that in the approved system.

In order substantially to eliminate the effect of locally reduced bond strength in [17] upon the load capacity of resin anchors in cracks, the average failure load obtained in comparison tests in uncracked concrete has been adopted as the reference value in Fig. 12. On the other hand, in the tests reported in [18] the calculated failure loads obtained from equation (1) are the reference values.

The test results show considerable scatter, which is attributable to the random (erratic) path of the crack over the embedment length

<sup>1)</sup> Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart

<sup>2)</sup> Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. G. Rehm, München

[15], [16]. Danach ist unter Dauerlast mit einer Zunahme der Ankerverschiebungen zu rechnen, wobei die Steigung der Verschiebungskurven mit ansteigender Prüftemperatur zunimmt (Bild 13). Mit zunehmender Prüfdauer ist eine deutliche Abflachung der Kriechkurven festzustellen. Bei Dauerlasten in Höhe der 0,5fachen Kurzzeitfestigkeit wurde bei Standzeiten bis zu ca. 1 000 h unter Raumtemperatur kein Versagen der Prüfkörper beobachtet [9]. Wertet man zusätzlich die in [31 bis 34] beschriebenen Dauerstandversuche mit zentrisch gedrücktem Kunstharz-beton, Verklebungen von Normalbeton mittels Reaktionsharzmörtel und in Kunstharzbeton einbetonierten Betonrippenstäben aus, kann die Dauerstandfestigkeit des Verbundes zu ca. 60% der Kurzzeitfestigkeit abgeschätzt werden [8]. Sie ist also geringer als bei Normalbeton. Tritt kein Dauerbruch ein, wird die im anschließenden Kurzzeitversuch ermittelte Verbundfestigkeit durch eine vorhergehende Dauerbelastung nicht wesentlich abgemindert [8], [9]. Dieses Verhalten gilt für Verankerungen im „trockenen“ Beton bzw. und Lagerung der Versuchskörper in der Nebelkammer [8].

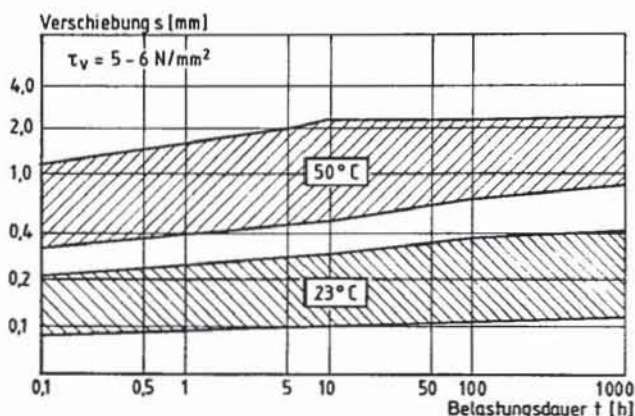


Bild 13. Verschiebungsverhalten von Verbundankern M 10 bis M 24 unter Dauerlast in Abhängigkeit von der Standzeit, nach [9]

Fig. 13. Displacement behaviour of resin anchors, sizes M 10 to M 24, under sustained load as a function of load duration, according to [9]

Fig. 13. Comportement de déplacement de clavettes M 10 à M 24 sous charge continue en relation avec la durée [9]

Die Verbundfestigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur ab [4]. Sie beträgt bei 50° C bzw. 80° C (maximal zulässige Gebrauchstemperatur) noch etwa das 0,85fache bzw. 0,7fache des für 20° C geltenden Wertes. Man kann annehmen, daß das Verhältnis Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit bei Temperaturen bis ca. 80° C näherungsweise unabhängig von der Umgebungstemperatur ist [8]. Unter dieser Annahme kann die auf Dauer ertragbare Verbundspannung an der Bohrlochwand bei einer ständig wirkenden Temperatur von ca. 50° C zu  $\tau_u \leq 4-5 \text{ N/mm}^2$  angegeben werden.

Die oben genannten Aussagen gelten für relativ konstante Bedingungen in bezug auf Temperatur und Feuchtigkeit. Bei Verankerungen im Freien treten jedoch Feuchtigkeitsänderungen im Beton und Temperaturschwankungen (Frost-Tau-Wechsel) auf. Es ist zu befürchten, daß unter extremen klimatischen Verhältnissen die Dauerfestigkeit des Verbundes geringer ist als oben angegeben. Allerdings liegen keine ausreichenden Versuche vor, um die Dauerfestigkeit des Verbundes unter diesen Bedingungen mit genügender Genauigkeit abschätzen zu können. Es erscheint daher notwendig, den Einfluß wechselnder klimatischer Bedingungen auf das Tragverhalten von Verbundankern eingehender als bisher zu untersuchen.

#### 5. Verankerungen in der Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen

Nach Abschnitt 3 sind Verbundanker für Befestigungen im gerissenen Beton wenig geeignet. Deshalb dürfen Verbundanker nach den Zulassungsbescheiden, z. B. [1] bis [3], nur in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone angeordnet werden. Diese Regelung erscheint auf den ersten Blick einfach und klar, bei näherer Betrachtung ergeben sich jedoch in verschiedener Hinsicht Probleme [19].

Bei Flächentragwerken erzeugen Einzellasten immer Biegemomente in beiden Achsrichtungen, wobei bei zentrischer Zugbean-

and on the circumference of the drilled hole. The failure load of the anchor in the crack rapidly decreases with increasing crack width, and the effect of the crack is greater when the anchor is of smaller diameter. For the crack widths normally considered acceptable in reinforced concrete construction (0.3–0.4 mm) the failure load of the anchor is only about 0.2–0.6 times the value that can be expected in uncracked concrete. Under cyclically varying loads even lower load capacities must be expected.

For shear loading no results of tests with resin anchors in cracks are as yet available. However, it can be presumed that the load capacity attained under steadily increasing load will be less severely reduced than in the case of axial tensile loading. Variations in the direction of the force, or repeated variations in the magnitude of the force applied (e.g., in the case of wind loading), are unfavourable, however, because they may break down the bond in the upper (outer) zone of the anchor rod around the whole circumference of the hole. If the anchor is then subjected to tensile loading, the load capacity it possesses is likely to be even less than indicated in Fig. 12.

#### 4. Long-term behaviour of resin anchors

Because of their visco-elastic properties synthetic resins exhibit a distinct difference in strength under short-term and long-term loading respectively. Furthermore, the strength is temperature-dependent and may be reduced by ageing influences due to environmental factors.

The creep behaviour of the bond between anchor and concrete has been investigated under selected loads of long duration (sustained loads) [8], [9], [15], [16]. It emerges that an increase in anchor displacement is to be expected under such load: the slope of the displacement curves increases when the temperatures at which the test is performed are higher (Fig. 13). With increasing duration of the test a distinct flattening-off of the creep curves is observed. Under sustained load equal to half the short-term strength no failure of the test specimens was found to occur for load durations of up to about 1000 hours at room temperature [9].

If, in addition, the sustained load tests performed on resin (or polymer) concrete under axial compressive loading, on bonded (glued) joints of ordinary concrete formed with cold-curing resin mortar and on resin concrete with embedded ribbed reinforcing bars reported in [31] to [34] are evaluated, the sustained load strength of the bond can be estimated at about 60% of the short-term strength [8], i.e., it is a lower percentage than in the case of ordinary concrete. If no failure under sustained load occurs, the bond strength determined in the then following short-term test is not significantly reduced in consequence of the sustained loading that preceded it [8], [9]. This behaviour is found both for anchors in "dry" concrete and for those in specimens stored in a fog chamber [8].

The bond strength decreases at higher temperature [4]. Thus, at 50° C it is about 0.85 times and at 80° C (highest permissible service temperature) it is about 0.7 times the strength at 20° C. It can be assumed that the ratio of sustained load strength to short-term strength at temperatures ranging up to about 80° C is approximately independent of the ambient temperature [8]. On this assumption the bond stress which can in the long run be developed and maintained at the wall of the drilled hole on continuous exposure to a temperature of about 50° C can be estimated at  $\tau_u \geq 4-5 \text{ N/mm}^2$ .

The above conclusions are applicable to relatively constant conditions as to temperature and humidity. However, anchors in outdoor locations are exposed to moisture variations in the concrete and to temperature fluctuations (alternations of freezing and thawing). Under extreme climatic conditions the sustained load strength of the bond is likely to be lower than indicated in the preceding paragraph. All the same, no adequate experimental data are as yet available to enable the bond behaviour under sustained load to be estimated with sufficient accuracy for such conditions. So it does appear necessary to investigate the effect of varying climatic conditions on the loadbearing behaviour of resin anchors more closely than has hitherto been done.

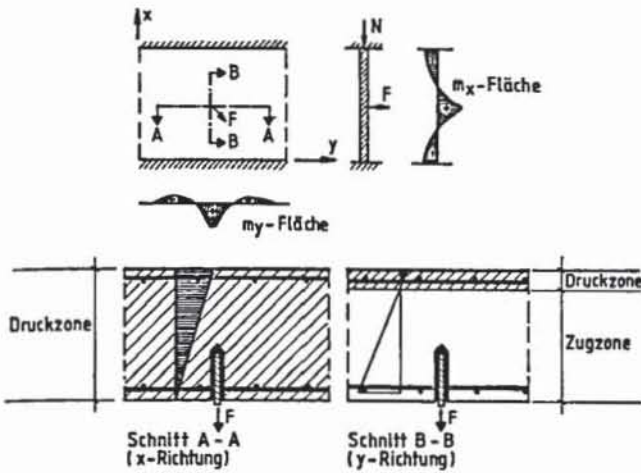


Bild 14. Verankerungen mit Verbundankern in Wänden, nach [19]  
 Fig. 14. Anchorages with resin anchors in walls, according to [19]  
 Fig. 14. Fixations à l'aide de clavettes dans des murs selon [10]

spruchung die Momente in Querrichtung mindestens 80% der Momente in Haupttragrichtung betragen. Auch wenn in Haupttragrichtung eine Druckzone vorliegt, treten daher bei Wänden in Querrichtung Zugspannungen und damit möglicherweise Risse im Beton im Bereich der Befestigungen auf (Bild 14). Liegt auf der den Ankern zugewandten Bauteilseite eine Druckzone vor, kann zudem bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen ein relativ großer Teil der Verankerungslänge in der Zugzone bzw. im gerissenen Beton liegen (Bild 15).

Die aufgezeigten Probleme sind vermeidbar, wenn eine Anordnung der Anker auf ganzer Länge und in beiden Achsrichtungen im gedrückten Beton gefordert wird. Allerdings ergibt sich dann eine wesentliche Einschränkung des Anwendungsbereiches gegenüber bisher. So dürften Verbundanker z. B. in Wänden nicht eingesetzt werden. Andererseits muß bei der meist üblichen Betrachtungsweise – Nachweis der Druckzone in Haupttragrichtung – und den hohen zulässigen Lasten ( $\leq 60$  kN) eine deutliche Reduzierung der Tragsicherheit der Befestigung infolge Reißbildung befürchtet werden.

Um trotz der Empfindlichkeit von Verbundankern gegenüber Rissen ausreichend sichere Verankerungen zu gewährleisten, wurden in [20] Anwendungsregeln ausgearbeitet, die in die Neuzulassungen der Verbundanker (u. a. [11]) übernommen wurden. Dabei wurde davon ausgegangen, daß Verankerungen in Bereichen angeordnet werden, in denen in Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteiles eine Druckzone vorliegt und in Bauteilquerrichtung Zugspannungen auftreten können.

Um sichere Befestigungen zu gewährleisten, muß die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen im Bereich der Verankerung sehr gering sein. Dies kann durch Begrenzung der in Bauteilquerrichtung auftretenden Betonzugspannungen erreicht werden. Risse können jedoch nicht mit absoluter Sicherheit ausgeschlossen werden, da die Zugfestigkeit örtlich niedrig sein kann oder Zwängungskräfte auftreten können, die hohe Zugspannungen hervorrufen. Daher muß durch entsprechende Maßnahmen sichergestellt werden, daß auch bei in Extremfällen auftretenden Rissen die Sicherheit der Verankerung noch ausreichend hoch ist.

Man kann davon ausgehen, daß die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen mit abnehmender zulässiger Zugspannung abnimmt. Diese Wahrscheinlichkeit muß um so geringer sein, je größer die Gefährdung des Bauteiles oder der Verankerung bei der eventuellen Bildung von Rissen ist.

Nach DIN 1045 [22] beträgt die zulässige Zugspannung  $\sigma_z$  bei Bauwerken, die möglichst rissfrei bleiben sollen (z. B. Wasserbehälter) das ca. 0,9fache der nach [21] zu erwartenden 5%-Fraktile der Betonfestigkeit  $\beta_{z,5\%}$ . In DIN 4227 [23] ist das Verhältnis  $\sigma_z/\beta_{z,5\%}$  bei beschränkt vorgespannten Bauteilen im Mittel zu ca. 0,65 (Brücken) bzw. 0,75 (alle anderen Bauwerke) festgelegt. Bei Stahl- und Spannbetonbauwerken werden Risse bei der Bemessung und konstruktiven Gestaltung vorausgesetzt. Diese Risse beeinflussen daher nicht die Sicherheit, sondern ggf. nur die Gebrauchsfähigkeit der Bauteile. Demgegenüber reduzieren

## 5. Anchors installed in the compressive zone of concrete and reinforced concrete members

As appears from Section 3, resin anchors are rather unsuitable as fixing devices in cracked concrete. For this reason the certificates of approval, e.g., [1] to [3], allow such anchors be installed only in the compressive zone, i.e., where compressive stress is set up by the action of loads applied to the member. At first sight this rule seems straight forward and simple enough, but on closer examination there are found to be various problems [19].

In plane structures (slabs, etc.) a concentrated load will always produce bending moments in both axial directions. In the case of axial tensile loading the transverse bending moments are at least 80% of those in the principal spanning direction. Even if there is a compressive zone in this latter direction, in transverse direction of walls there occur tensile stresses and therefore possible cracks in the concrete at the region of the fixings (Fig. 14). If there is a compressive zone on the face where the anchor is installed, it may moreover occur that in a member loaded predominantly in bending a relatively large proportion of the anchorage length is located in the tensile zone or indeed in cracked concrete (Fig. 15).

These problems can be avoided by requiring the anchors to be installed over their whole embedment length and in both axial directions in concrete which is in compression, though that will substantially restrict their range of application as compared with that hitherto permitted. It would mean, for example, that resin anchors could not be used in walls. On the other hand, if the conventional approach is adopted – verification of the compressive zone in the principal spanning direction – and the high permissible loads (up to 60 kN) are applied, a marked reduction in structural safety of the fixing due to cracking must be reckoned with.

In order to obtain sufficiently safe anchor fixings despite the sensitivity of resin anchors to cracks, rules have been established in [20] which have been adopted in the new certification rules (e.g. [11]) for resin anchors. These base themselves on the principle that anchors are located where there is a compressive zone in the principal spanning direction of the member in which they are installed and that tensile stresses may occur in the transverse direction.

In order to ensure safe fixings, the probability of cracking at the anchor should be very low. This can be achieved by limiting the tensile stresses acting in the concrete in the transverse direction of the member. Cracks cannot, however, be ruled out with absolute certainty, because the tensile strength may locally be very low or because restraint forces may occur which produce large tensile stresses. Therefore it must be ensured, by appropriate measures, that even when cracks develop in extreme cases the anchor will still offer adequate safety.

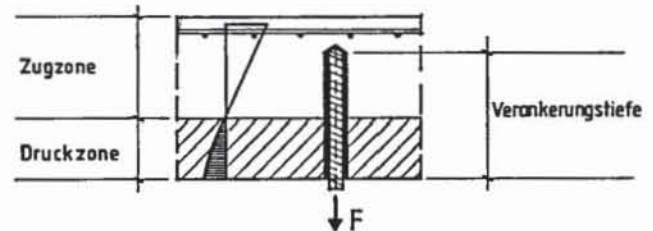


Bild 15. Verankerungen mit Verbundankern durch die Druckzone hindurch, nach [19]  
 Fig. 15. Anchorages with resin anchors through the compressive zone, according to [19]  
 Fig. 15. Fixations à l'aide de clavettes à travers la zone comprimée

It can be presumed that the probability of cracking diminishes with decreasing permissible tensile stress. This probability must be lower according as the danger to the member or to the anchor if cracking should occur.

According to German Standard DIN 1045 [22] the permissible tensile stress  $\sigma_z$  in structures which are required to remain substantially free from cracking (e.g., water tanks) is approximately 0.9 times the 5% fractile of the concrete strength  $\beta_{z,5\%}$  that can be expected on the basis of [21]. In DIN 4227 [23] the ratio between the permissible tensile stress and  $\beta_{z,5\%}$  for prestressed members is specified on average at approximately 0.65 for bridges and 0.75

Risse im Ankergrund die Tragfähigkeit der Befestigung (Bild 12). Daher muß die zulässige Zugspannung deutlich niedriger sein als in den vorbeschriebenen Fällen, um die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen sehr gering zu halten. Eine Zugspannung entsprechend dem 0,5fachen der 5%-Fraktile der zentrischen Zugfestigkeit erscheint dann zulässig, wenn gleichzeitig durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen gewährleistet ist, daß die Sicherheit der Befestigung bei eventuell auftretenden Rissen mindestens  $\gamma = 2,0$  (gegenüber  $\gamma = 3,0$  im ungerissenen Beton) beträgt.

Die Einhaltung der zulässigen Zuspansung erfordert eine bestimmte Mindestbauteildicke. Diese wurde in [20] für ungünstige Anwendungsfälle errechnet und ist in Bild 16 in Abhängigkeit von der zentrischen Zugkraft pro Verankerungspunkt aufgetragen. Zum Vergleich sind die erforderlichen Bauteildicken nach der bisherigen Zulassung (z. B. [1]) eingezeichnet, die nur im Hinblick auf bohrtechnische Gesichtspunkte festgelegt wurden. Die sich theoretisch ergebende minimale Bauteildicke entspricht bei Einzelbefestigungen etwa den Werten der bisherigen Zulassung (Bild 16 a). Da die Höhe der Zugspannung von der Höhe der auftretenden Last abhängt, muß bei Ankergruppen mit mehreren, etwa gleichhoch beanspruchten Ankern die Bauteildicke auf die Gesamtlast der Befestigung bezogen werden. Demgegenüber war bisher der Einzelanker maßgebend. Daher sind bei Ankergruppen größere Bauteildicken als bisher erforderlich (Bild 16 b) bzw. bei vorgegebener Bauteildicke ist die Höhe der zu verankernden Last zu beschränken. Diese Einschränkung erscheint auch unter Beachtung der Belange der Praxis vertretbar.

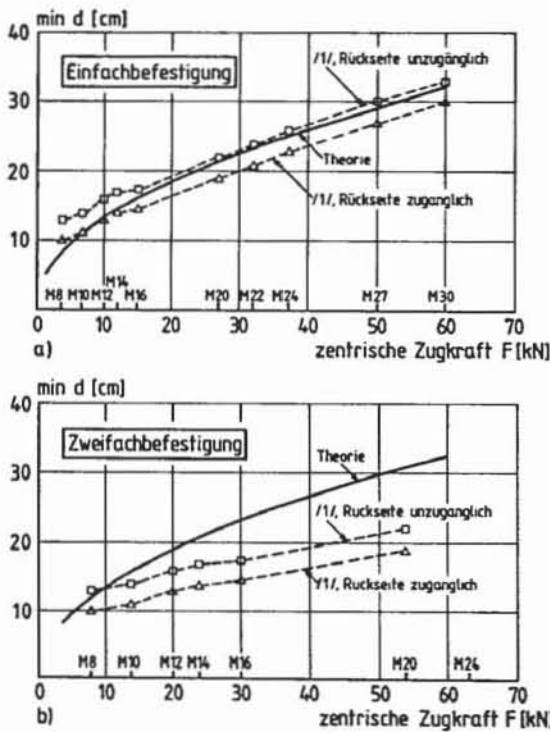


Bild 16. Minimale Bauteildicke in Abhängigkeit von der Zugkraft pro Verankerungspunkt, nach [20]

Fig. 16. Minimum thickness of member as a function of tensile force per anchorage point, according to [20]

Fig. 16. Epaisseur minimale des éléments de construction en relation avec la force de traction par point d'ancrage selon [20]

Die oben geforderte Sicherheit der Verankerung bei in Extremfällen auftretenden Rissen im Beton ( $\gamma = 2,0$ ) kann z. B. durch Beschränkung der Rißbreiten auf  $w \sim 0,1$  mm erreicht werden (vgl. Bild 12). Zur Einhaltung dieser Rißbreite ist je nach Stabdurchmesser und Bemessungsverfahren ein Bewehrungsgehalt von  $\mu = A_s/b \cdot h \sim 0,2\%$  bis  $0,5\%$  in beiden Achsrichtungen erforderlich [20]. Diese Bewehrungsgrade sind in vielen Fällen nicht vorhanden. Eine weitere Möglichkeit ist die Anordnung der Verankerung im ungerissenen Beton (Bild 17). Geht man davon aus, daß die Risse näherungsweise bis zur Querschnittsmitte reichen, die Anker bis nahe an die lastabgewandte Querschnittsseite geführt werden (was in der Praxis in der Regel gegeben ist) und in der Zugzone keine bzw. nur sehr geringe Verbundspan-

for all other structures. In the case of reinforced concrete and prestressed concrete structures the presence of cracks is presumed in establishing the structural design. These cracks therefore do not affect the safety but only the serviceability of the members in question. On the other hand, cracks through the location of the anchor will reduce the load capacity of the anchor (Fig. 12), and for this reason the permissible tensile stress must be distinctly lower than in the above-mentioned cases in order to keep the probability of cracking very low. A tensile stress equal to 0.5 times the 5% fractile of the direct tensile strength of the concrete appears permissible if it is also ensured by means of additional structural measures that the fixing has a safety factor of at least  $\gamma = 2.0$  in the event of cracking (as compared with  $\gamma = 3.0$  in uncracked concrete).

Complying with the permissible tensile stress requires a certain minimum thickness of the member. This has been calculated for unfavourable cases in [20] and has been plotted as a function of the axial tensile force per anchorage point in Fig. 16. For comparison the requisite thicknesses of the member in compliance with the criteria hitherto applied (e.g., [1]) are also shown. These values were established solely on the basis of technical considerations of drilling the holes. The theoretical minimum thickness of the member corresponds, for individual fixings, approximately to the values laid down in the certification rules hitherto applied (Fig. 16 a). As the magnitude of the tensile stress depends on the magnitude of the load applied, in the case of groups of anchors the thickness of the member should be based on the total load acting on the group, whereas in the rules hitherto applied the individual anchor formed the deciding criterion. This means that for groups of anchors the required thickness of the member is greater than hitherto specified (Fig. 16 b) or, alternatively, for a given thickness of the member the magnitude of the load to be applied to the anchors should be suitably restricted. This restriction appears reasonably acceptable even with due allowance for practical requirements.

The requisite safety of anchors in the extreme case where cracking of the concrete occurs ( $\gamma = 2.0$ ), as mentioned above, can be achieved by, for example, limiting the crack widths  $w$  to about 0.1 mm (see Fig. 12). In order to fulfil this requirement a reinforcement percentage  $\mu = A_s/b \cdot h$  of between 0.2 and 0.5%, depending on bar diameter and design method, must be provided in both axial directions [20]. These steel percentages are, however, often not provided. Another possibility consists in installing the anchors in uncracked concrete (Fig. 17). Assuming that the cracks extend approximately to mid-depth of the concrete cross-section and that the anchors themselves extend to quite near the opposite face of the member, which is usually the case in practice, and that in the tensile zone the bond stresses that develop between the resin mortar and the wall of the hole are negligible, we obtain according to [20]:

$$t_1 \sim 1.5 t \quad (8)$$

where:

$t_1$  = required insertion depth to ensure adequate safety in the event of cracking in extreme cases

$t$  = insertion depth in compliance with criteria hitherto applied (e.g. [1])

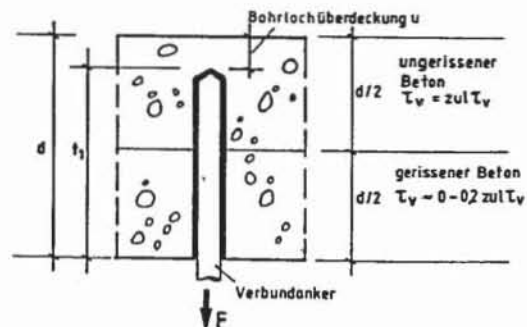


Bild 17. Tiefersetzen von Verbundankern, nach [20]

Fig. 17. Deeper insertion of resin anchors, according to [20]

Fig. 17. Pose plus profonde de clavettes selon [20]

Bild 18. Mindestbauteildicke in Abhängigkeit von der Zugkraft pro Verankerungspunkt nach verschiedenen Beurteilungskriterien, nach [20]

Fig. 18. Minimum thickness of member as a function of tensile force per anchorage point, for various assessment criteria, according to [20]

Fig. 18. Epaisseur minimale d'éléments de construction en relation avec la force de traction par point d'ancrage, selon [20]

nungen in der Fuge zwischen Kunstharzmörtel und Bohrlochwand wirken, ergibt sich nach [20]

$$t_1 \sim 1,5 t \quad (8)$$

mit

$t_1$  = erforderliche Setztiefe zur Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit bei in Extremfällen auftretenden Rissen im Ankergrund

$t$  = Setztiefe nach bisherigen Zulassungen (z. B. [1])

Die für das Tiefersetzen der Anker erforderliche Bauteildicke beträgt dann:

$$d \geq t_1 + \bar{u} \quad (9)$$

mit

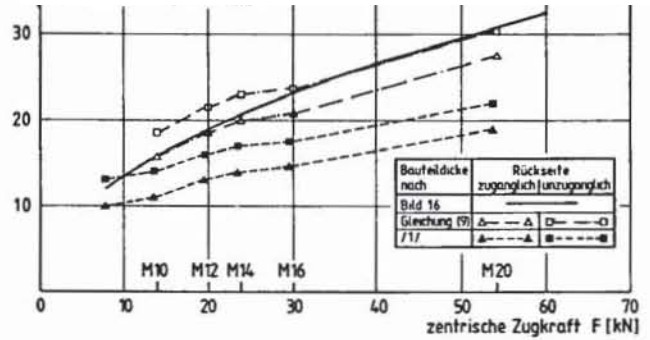
$t_1$  nach Gleichung (8)

$\bar{u}$  = erforderliche Bohrlochüberdeckung nach [1]

= 2 cm (Bauteilrückseite zugänglich)

= 5 cm (Bauteilrückseite unzugänglich)

Die sich nach verschiedenen Kriterien ergebenden Mindestbauteildicken sind in Bild 18 in Abhängigkeit von der zentrischen Zugkraft aufgetragen. Das Bild gilt für die in der Praxis häufig vorkommenden Zweifachbefestigungen. Zum Vergleich sind die bisher geforderten Mindestbauteildicken nach [1] mit eingezeichnet. Man erkennt, daß beim Tiefersetzen der Anker um 50% gegenüber bisher sich etwa die gleichen Bauteildicken ergeben, wie sie zur Einhaltung der zulässigen Zugspannung in Bauteilquerrichtung erforderlich sind. Demgegenüber waren bisher geringere Bauteildicken zulässig. Fortsetzung folgt



The thickness of the member required for deeper insertion of the anchors is then:

$$d \geq t_1 + u \quad (9)$$

where  $t_1$  is as obtained from equation (8), while  $u$  is the required concrete rear cover to the drilled hole as stated in [1], namely,  $u = 2$  cm if the rear face of the member is accessible and  $u = 5$  cm if it is not accessible.

The minimum thicknesses of members as required by different criteria have been plotted against the axial tensile force in Fig. 18. This diagram is valid for the twin anchor fixings often applied in practice. For comparison the minimum thicknesses of the member as hitherto required by [1] are included. It is apparent that when the anchors are inserted 50% deeper than hitherto specified, the thicknesses of the members are about the same as those required for complying with the permissible tensile stress in the transverse direction of the members, whereas previously smaller thicknesses were permitted. to be continued