

Befestigungen mit Verbundankern, Teil 3

Fixings formed with resin anchors, part 3

Dr.-Ing. R. Eligehausen¹⁾, Dr.-Ing. R. Mallée²⁾ und Prof. Dr.-Ing. G. Rehm¹⁾

Fortsetzung und Schluß

6. Erläuterung der Anwendungsbedingungen gemäß Neuzulassung

6.1 Anwendungsbereich

Nach den Neuzulassungen (z. B. [11]) dürfen Verbundanker nur für Verankerungen in der Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen aus Normalbeton verwendet werden. Die Belastung muß vorwiegend ruhend sein, und Befestigungen dürfen aus Einzelankern oder Ankergruppen bestehen. Es ist zu unterscheiden zwischen einer Druckzone auf der dem Anker zu- bzw. abgewandten Querschnittsseite.

In den Neuzulassungen wird wie bisher angenommen, daß im Regelfall eine Druckzone auf der dem Anker zugewandten Bauteilseite vorhanden ist. Allerdings wird nunmehr in jedem Einzelfall ein entsprechender rechnerischer Nachweis gefordert. Dabei ist unter Berücksichtigung der durch die Verankerung eingeleiteten Lasten nachzuweisen, daß im Bereich der Verankerung in Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteiles keine Zugspannungen auftreten. Die Berechnung der Spannungen im Beton darf nach Zustand I (Querschnitt ungerissen) erfolgen. Für die Ermittlung der Schnittgrößen gilt DIN 1045, Abschnitt 15 [22]. Eigen- oder Zwangszugspannungen sind daher nur dann anzusetzen, wenn dies bei der Bemessung des Stahlbetonbauteiles ebenfalls erforderlich wird.

Diese Regelung ist klarer als die bisherige. Sie läßt im Bereich der Verankerung Zugspannungen im Beton in Quertragrichtung des Bauteiles zu. Um trotzdem sichere Verankerungen zu gewährleisten, werden in den Neuzulassungen strengere Anforderungen als bisher hinsichtlich der Bauteildicke sowie der Setztiefe bzw. einer im Verankerungsbereich erforderlichen kreuzweisen Oberflächenbewehrung gestellt (vgl. Abschnitt 6.4).

Treten in Sonderfällen auf der der Verankerung zugewandten Bauteilseite in Haupttragrichtung des Bauteiles im Bereich der Verankerung Zugspannungen im Beton auf, müssen die Anker analog zu DIN 1045 auf der lastabgewandten Seite in der Druckzone des Bauteiles (d. h. im ungerissenen Beton) verankert werden. Dies ist erforderlich, da das Tragverhalten von Verbundankern durch Risse im Beton ungünstig beeinflusst wird (vgl. Abschnitt 3). Bei hohen Lasten muß die Verankerung so ausgeführt werden, daß auf der lastzugewandten Querschnittsseite (= Betonzugzone) bis zur Bauteilmitte kein Verbund zwischen Ankerstange und Beton besteht. Hohe Lasten liegen vor, wenn ≥ 10 kN pro Verankerungspunkt in den Beton eingeleitet werden, wobei ein Verankerungspunkt aus einem Einzelanker bzw. einer Ankergruppe bestehen kann. Dadurch soll sichergestellt werden, daß auch dann keine hohen Kräfte in die Betonzugzone eingeleitet werden, wenn die Anker nicht in Rissen liegen. Leitet man nämlich hohe Kräfte auf kurzer Länge in die Betonzugzone ein, ist in ungünstigen Fällen eine Reduzierung der Sicherheit des als Ankergrund dienenden Bauteiles nicht auszuschließen [24].

Bei Verankerungen in der Druckzone durch die Zugzone hindurch können die Befestigungen nach den Abschnitten 6.2 und 6.3 bemessen werden. Dabei gilt nach [11] als Beginn der Verankerungslänge die Querschnittsmitte. Es wird also davon ausgegangen, daß im Gebrauchszustand Risse bis zur Querschnittsmitte reichen. Diese Annahme ist nach den in [25] beschriebenen Versuchen bei biegebeanspruchten Bauteilen mit niedrigen Bewehrungsgraden ($\mu = A_s/b \cdot h \geq 0,5\%$) richtig. Demgegenüber reichen die Risse nach diesen Versuchen bei höheren Bewehrungsgraden bis zur Bauteilmitte.

Continuation and end

6. Explanatory comments on the application of anchors in compliance with the new certification rules

6.1 Scope

Under the new certification rules (e.g., [11]) the use of resin anchors is allowed only in the compressive zones of plain and reinforced concrete members consisting of normalweight concrete. The loading should be predominantly static, and fixings may consist of individual anchors or groups of anchors. A distinction must be drawn between a compressive zone on the face from which the anchor is inserted and a compressive zone on the opposite face of the member.

In the new rules it is assumed, as hitherto, that normally a compressive zone exists on the face of the member from which the anchor is inserted. However, an appropriate analysis must now be carried out in each individual case. More particularly, this must show, taking due account of the loads transmitted into the concrete by the anchor, that there are no tensile stresses acting in the principal spanning direction of the member in which the anchor is installed. The stresses in the concrete may be calculated on the assumption of uncracked cross-sections. The stress resultants (internal forces and moments) should be determined in accordance with clause 15 of DIN 1045 [22]. Stresses induced by imposed deformations should therefore be taken into account only if this is necessary also in designing the reinforced concrete member.

The new rules are clearer than the previous ones. They allow tensile stresses in the transverse direction of the member in the vicinity of the anchors. In order nevertheless to ensure adequate safety of the anchors, the new rules lay down stricter requirements than hitherto with regard to the thickness of the member and to the insertion depth or a reinforcing mesh installed near the surface of the concrete in the anchorage zone respectively (see Section 6.4).

If tensile stresses occur in the principal spanning direction of the member on the anchorage face (i.e., from where the anchors are inserted) in the vicinity of the anchors, the anchors should be anchored in the compressive zone (i.e., in the uncracked concrete) near the opposite face, in analogy with DIN 1045. This is necessary because the loadbearing behaviour of resin anchors is adversely affected by cracking in the concrete (see Section 3). When dealing with large loads the anchors should be so installed that there is no bond between the anchor rod and the surrounding concrete to mid-depth of the section (i.e., in the tensile zone at the anchorage face). In this context "large loads" means that a force of 10 kN or more is transmitted into the concrete at each anchorage point. A "anchorage point" may consist of an individual anchor or a group of anchors. In this way it must be ensured that no large forces will be introduced into the tensile concrete zone even if the anchors are not located in cracks. If large forces are transmitted over a short distance into the tensile zone, in unfavourable cases a reduction of the safety of the member cannot be ruled out [24].

When anchors pass through the tensile into the compressive zone, they can be designed in accordance with Sections 6.2 and 6.3. For this purpose, according to [11], the anchorage length is considered as beginning at mid-depth of the cross-section, for it is assumed that any cracks occurring under working load extend to that depth. This assumption has been verified as correct by the tests on flexurally loaded members with low reinforcement percentages ($\mu = A_s/b \cdot h \geq 0,5\%$) reported in [25]. However, these tests also show that with higher reinforcement percentages the

¹⁾ Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart

²⁾ Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. G. Rehm, München

rungsgraden bis etwa das 0,6- bis 0,7fache der Querschnittsdicke d . Daher wird in diesen Fällen empfohlen, den rechnerischen Beginn der Verankerungslänge im Abstand von ca. 0,7 d vom lastzugewandten Querschnittsrand anzunehmen. Die Anker sind mit besonderer Sorgfalt durch erfahrene Monteure zu setzen, um eine einwandfreie Vermörtelung der Ankerstangen im Verankerungsbereich zu gewährleisten. Dabei ist der aus bohrtechnischen Gründen erforderliche Bohrlochüberstand, vgl. Gleichung (9) einzuhalten.

Die maximalen Lasten von Einzelankern oder Ankergruppen dürfen 60 kN nicht überschreiten. Diese Einschränkung schien erforderlich, um den bisherigen Anwendungsbereich nicht zu verlassen.

6.2 Maximal zulässige Lasten von Einzeldübeln

Um die Bemessung von Befestigungen mit Verbundankern zu vereinfachen, wurde vom Sachverständigenausschuß „Ankerschienen und Dübel“ beim Institut für Bautechnik in Berlin beschlossen, eine zulässige Last für alle Beanspruchungsrichtungen anzugeben. Demgegenüber enthalten die bisherigen Zulassungsbescheide unterschiedliche zulässige Lasten für zentrischen Zug und Querkzug.

Bild 19 zeigt einen Vergleich der rechnerischen zulässigen Lasten für die verschiedenen Versagensarten mit den Werten nach den Neuzulassungen. Das Bild gilt für die Betonfestigkeitsklasse B 25 und eine Stahlqualität 5.8. In den Zulassungen werden etwa vergleichbare Stahlqualitäten genannt.

Die zulässige Last im Hinblick auf die Betontragfähigkeit (Betonbruch) wurde unter Anwendung von Gleichung (1) berechnet. Dabei wurden in Übereinstimmung mit den Forderungen des Sachverständigenausschusses eine Sicherheit von $\gamma = 3,0$ gegenüber der 5%-Fraktile der Bruchlasten berücksichtigt und als Betondruckfestigkeit $\beta_w = 0,8$ $\beta_{wN} = 20$ N/mm² angesetzt. Die 5%-Fraktile der Bruchlasten wurde nach [26] unter Ansatz eines Variationskoeffizienten von 16% (vgl. Abschnitt 2.2.1) ermittelt. Damit erhält man $F_{zul} = 0,2 \cdot t^2 \cdot \sqrt{\beta_w} = 0,9 \cdot t^2$.

Die zulässige Last für die Versagensart Verbundbruch wurde unter Annahme einer zulässigen Verbundspannung $\tau_{zul} = 2$ N/mm² in der Fuge zwischen Kunstharzmörtel und Bohrlochwandung ermittelt. Dieser Wert wurde auch bei der Berechnung der zulässigen Lasten nach [1] bis [3] angesetzt. Die angenommene zulässige Verbundspannung stimmt etwa mit der in DIN 1045 [22] für Betonrippenstäbe angegebenen überein. Dies kann damit begründet werden, daß bei Kurzzeitbelastung die Verbundtragfähigkeit durch das Verhalten des Betons an der Bohrlochwandung bestimmt wird und daher bei Verbundankern keine günstigeren Verhältnisse als bei Betonrippenstäben vorliegen. Die Berechnung der zulässigen Last im Hinblick auf die Stahltragfähigkeit erfolgte mit den in [27] angegebenen zulässigen Stahlspannungen.

Die so ermittelten zulässigen Lasten für die Brucharten Beton- und Verbundversagen bei zentrischem Zug sowie Stahlversagen bei Querkzug stimmen etwa mit den in der Zulassung angegebenen Werten überein. Lediglich bei zentrischem Zug wird die zulässige Stahlspannung nicht voll ausgenutzt.

Die zulässigen Lasten nach Bild 19 setzen große Achs- und Randabstände voraus. Aus Gründen der Einfachheit sollten die Grenzwerte für alle Lastrichtungen gelten und die kritischen Achsabstände das Doppelte der kritischen Randabstände betragen. Um auch die ungünstigsten Anwendungsfälle abzudecken, wurden die Grenzwerte zu $a_{x,crit} = 1,25$ t und $a_{y,crit} = 2,5$ t festgelegt. Diese Festlegung liegt bei zentrischem Zug auf der sicheren Seite (vgl. Bilder 7 bis 10) und erfüllt bei Querkzug die Sicherheitsanforderungen (vgl. Bild 11).

Tabelle 1 enthält eine Zusammenstellung der in den Neuzulassungen (u. a. [11]) angegebenen zulässigen Lasten, Mindestsetztiefen und zugehörigen kritischen Achs- und Randabstände.

6.3 Befestigungen mit reduzierten Achs- und Randabständen

Werden die in Tabelle 1 angegebenen Grenzwerte der Achs- und Randabstände unterschritten, dann ist die zulässige Last abzumindern. Dies kann auf einfache Weise mit Hilfe der Beiwerte κ_a und $\kappa_{a'}$ (Gln. (3) und (6)) erfolgen (vgl. Abschnitt 2). Dieses

cracks extend to about 0.6–0.7 times the member depth, d , into the concrete. Hence in such cases it is recommended that the anchorage length should in calculations be assumed to start at about 0.7 d from the anchorage face of the member. The anchors should be installed with particular care by experienced fitters in order to ensure good workmanship and efficient resin-bonding of the anchor rods in the anchorage zone of the member. The cover to the drilled holes which is necessary for technical reasons – see equation (9) – should be duly complied with.

The maximum load on an individual anchor or on a group of anchors must not exceed 60 kN. This restriction appeared necessary in order to keep this form of fixing within the range of application hitherto employed.

6.2 Maximum permissible loads on individual anchors

In order to simplify the design of fixings with resin anchors, the committee of experts "Anchor rails and anchor" of the Institute for Construction Technology (Institut für Bautechnik), Berlin, decided to lay down one permissible load for all directions of loading. On the other hand, the certificates of approval hitherto issued specify different permissible loads for axial tension and shear loading respectively.

Fig. 19 shows a comparison of the calculated permissible loads for the various modes of failure with the values according to the new certification rules. The diagram is valid for concrete strength class B 25 and steel grade 5.8. Approximately similar steel grades are specified in the certificates.

The permissible load with regard to the strength of the concrete (concrete cone) has been calculated with the aid of equation (1). For this purpose, in conformity with the requirements stated by the committee of experts, a safety factor of $\gamma = 3.0$ has been adopted with respect to the 5% fractile of the failure loads and the compressive strength of the concrete has been taken as $\beta_w = 0.8$ $\beta_{wN} = 20$ N/mm². The 5% fractile of the failure loads has been determined in accordance with [26], assuming a coefficient of variation of 16% (see Section 2.2.1), giving $F_{permissible} = 0.2 \cdot t^2 \cdot \sqrt{\beta_w} = 0.9$ t². The permissible load for the "bond failure" mode has been determined on the assumption of a permissible bond stress of 2 N/mm² at the interface of the resin mortar and the wall of the hole. This value was also adopted for the calculation of the permissible loads in [1] to [3].

The assumed permissible bond stress is approximately in agreement with the value stated for ribbed reinforcing bars in DIN 1045 [22]. This can be justified by the fact that under short-time loading the bond strength (load capacity of the anchor with respect to bond) is determined by the behaviour of the concrete at the wall of the hole and that therefore the conditions for resin anchors are not more favourable than those for ribbed bars embedded in concrete. The permissible load with respect to the strength of the steel rod has been calculated with the permissible stresses stated in [27].

The permissible loads determined in this way for the failure modes "concrete failure" and "bond failure" under axial tensile load and "steel failure" under shear load is approximately in agreement with the values stated in the approval certification rules. Only under axial tensile load the permissible steel stress is not fully utilized.

The permissible loads according to Fig. 19 presuppose wide anchor spacings and large edge distances. For the sake of simplicity the limit values should be applicable to all loading directions and the critical anchor spacings should be twice the critical edge distances. In order to cater even for the most unfavourable cases the limit values have been specified as: $a_{x,crit} = 1.25$ t and $a_{y,crit} = 2.5$ t. For axial tensile loading these values are on the safe side (see Figs. 7 to 10) and they satisfy the safety requirement in the case shear loading (see Fig. 11).

Table 1 summarizes the permissible loads, minimum insertion depths and associated critical anchor spacings and minimum edge distances as specified in the new certification rules (e.g. [11]).

6.3 Fixings with reduced spacings and edge distances

If the spacings between anchors or the distances to the edge of the member are less than the limit values indicated in Table 1, the

Tabelle 1. Bemessungswerte für Verbundanker nach [11]
Table 1. Design values for resin anchors [11]

Ankergröße anchor size	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20	M 24	M 30
zulässige Last F_{zul} [kN] für $\geq B 25^1)$ permissible load F_{permis}	4	7	10	15	27	37	60
Mindestsetztiefe t [mm] minimum insertion depth	80	90	110	125	170	210	280
kritischer Achsabstand critical spacing a_{krit} [cm]	20	22	27	31	42	52	70
kritischer Randabstand critical edge distance $a_{r,krit}$ [cm]	10	11	13,5	15,5	21	26	35
Zwischenabstand a_z (mm) ²⁾ intermediate distance	40	44	54	62	84	104	140

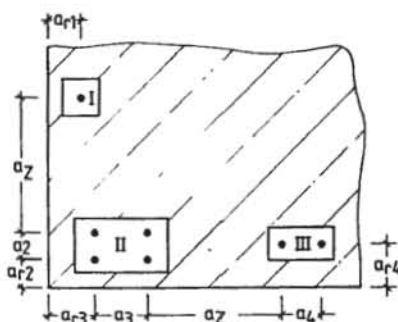
1) bei B 15 sind die zulässigen Lasten mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren
1) for concrete B 15 the permissible loads must be reduced by a factor of 0.7
2) siehe Bild 20
2) see Fig. 20

sogenannte α -Verfahren wurde in die Neufassung der Verbundanker-Zulassungen übernommen. Es wird auch für die Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen [28] und Hinterschnittanker [35] angewandt. Beispiele für die Ermittlung der zulässigen Last nach diesem Verfahren sind in Bild 20 aufgeführt. Dabei wird eine gleichmäßige Belastung aller Anker einer Gruppe angenommen. In diesem Fall ist bei Ankergruppen der Anker mit der geringsten Tragfähigkeit für die Bemessung der Gruppe maßgebend, weil wegen des zu erwartenden relativ spröden Betonbruches eine Lastumlagerung auf tragfähigere Anker nur im begrenzten Umfang möglich ist. Bei der in Bild 20 dargestellten Vierfachbefestigung (Gruppe II) ist dies der Anker in der Bauteilecke.

Im Normalfall werden die Anker einer Gruppe jedoch nicht – wie in Bild 20 angenommen – gleichmäßig, sondern unterschiedlich hoch beansprucht. Ein möglicher Fall ist in Bild 21 dargestellt.

Nach den Zulassungen ist aus Gründen der Einfachheit unabhängig von Richtung und Größe der angreifenden Kräfte die zulässige Last für den ungünstigsten Anker (Anker 3) zu ermitteln und mit der vorhandenen Last des am höchsten beanspruchten Ankers zu vergleichen. Wirkt das Moment M_1 , wird durch diese Vorgehensweise zutreffend der ungünstigste Fall erfaßt, da die Beanspruchung der Anker 1 und 3 am höchsten ist. Wirkt jedoch das Moment M_2 , liegt die Regelung nach Zulassung auf der sicheren Seite. Will man die Bemessung wirklichkeitsnah gestalten, kann wie folgt vorgegangen werden.

Zunächst bestimmt man die Beanspruchung jedes einzelnen Ankers. In dem in Bild 21 dargestellten Beispiel wird die Druck-



$$\begin{aligned} \text{red } F^I &= \alpha_{r1} \cdot F_{zul} \\ \text{red } F^{II} &= 4 \cdot \alpha_{r2} \cdot \alpha_{r3} \cdot \alpha_{a2} \cdot \alpha_{a3} \cdot F_{zul} \\ \text{red } F^{III} &= 2 \cdot \alpha_{r4} \cdot \alpha_{a4} \cdot F_{zul} \end{aligned}$$

mit

$$\begin{aligned} \alpha_{ar} &= a_r / a_{r,krit} \leq 1,0 \\ \alpha_a &= 0,5 (1 + a / a_{krit}) \leq 1,0 \end{aligned}$$

a_{krit} , $a_{r,krit}$, t und F_{zul} nach Tabelle 1

$$\begin{aligned} \min a_r &= 0,5 t = 0,4 a_{r,krit} \\ \min a &= 1,0 t = 0,4 a_{krit} \end{aligned}$$

Bild 20. Beispiele für die Ermittlung der zulässigen Last nach dem α -Verfahren bei gleicher Beanspruchung aller Anker

Fig. 20. Examples of the determination of the permissible load in accordance with the α -method for equal loads on all the anchors

Fig. 20. Exemples pour le calcul (méthode α) de la charge limite dans le cas d'une sollicitation égale de toutes les clavettes

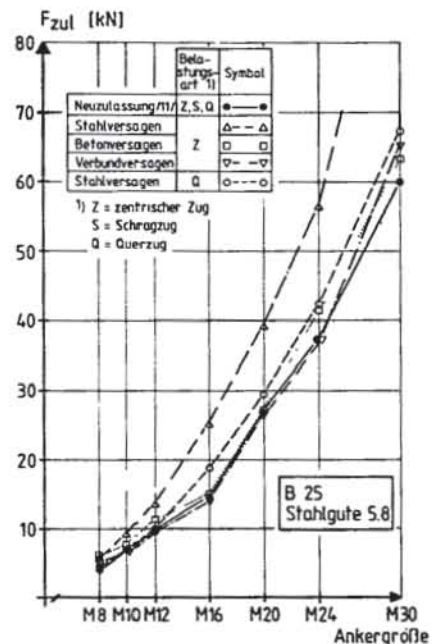


Bild 19. Zulässige Last von Verbundankern in Abhängigkeit von der Ankergröße, Vergleich Neuzulassung mit Rechenwerten für unterschiedliche Versagensarten

Fig. 19. Permissible load of resin anchors as a function of anchor size; comparison of new certification rules with calculated values for various modes of failure

Fig. 19. Charge admissible pour les clavettes en relation avec la taille d'ancrage; Comparaison de la nouvelle licence avec exemples numériques pour les différents types de défaillances

permissible loads will have to be reduced. This can be done quite simply with the aid of the coefficients α_a and α_{ar} ; see equations (3) and (6) (Section 2). This procedure is proposed for has been adopted in the new version of the certification rules for resin anchors. It is applied also to the design of fixings with headed studs [28] and metallic undercut anchor [35]. Examples of the determination of the permissible load by this method are presented in Fig. 20, on the assumption of uniform (equal) loading of all the anchors of a group. In that case the anchor with the least load capacity within the group governs the design because only a limited degree of load distribution to stronger anchors can be expected, having regard to the relatively brittle concrete fracture liable to occur. In the case of the quadruple fixing (group II) represented in Fig. 20 the governing anchor with the least load capacity is the one at the corner of the member.

Normally, however, the anchors within a group are not in fact all equally loaded (as assumed in Fig. 20), but unequally, a possible case being shown in Fig. 21.

Under the certification rules the permissible load for the most unfavourable anchor (anchor 3) should, for the sake of simplicity, be determined irrespective of the direction and magnitude of the forces and be compared with the actual load on the most heavily loaded anchor. If the moment M_1 is acting, this procedure suitably caters for the most unfavourable case because the loading on the anchors 1 and 3 is greatest. But if the moment M_2 is acting, the procedure yields a result that is on the safe side as envisaged in the rules. However, if it is desired to apply a more realistic analysis, the following approach may be adopted.

First, the load acting on each individual anchor must be determined. In the example given in Fig. 21 the compressive force will, if the anchors are properly fitted, be transmitted via the base plate without imposing loads on them. The shear force is equally divided over all the anchors, and the moment M_2 gives rise to tensile forces in the anchors 2 and 4. Therefore the anchors 1 and 3 are subjected to a shear load and the anchors 2 and 4 are subjected to a combined shear and tensile load. Next, the coefficients α_a and α_{ar} for each individual anchor are separately determined; the permissible loads on the respective anchors are found by multiplication of the permissible loads from Table 1 by these coefficients and are compared with the actual loads.

The distribution of the shear loads over the individual anchors can be modified by suitable arrangement of slots. For example, it may

kraft bei ordnungsgemäßer Montage ohne Belastung der Dübel über die Grundplatte übertragen, die Querkraft verteilt sich zu gleichen Teilen auf alle Anker und das Moment M_2 erzeugt in den Anker 2 und 4 Zugkräfte. Somit werden die Anker 1 und 3 durch eine Querkraft und die Anker 2 und 4 durch eine Schrägzuglast beansprucht. Anschließend werden die Werte α_a und α_s für jeden Einzelanker getrennt bestimmt, die zulässige Beanspruchung der einzelnen Anker durch Multiplikation der zulässigen Last nach Tabelle 1 mit den α -Werten ermittelt und mit der vorhandenen Beanspruchung verglichen.

Durch geeignete Anordnung von Langlöchern kann die Verteilung der Querkräfte auf die einzelnen Anker beeinflusst werden. Zum Beispiel kann es günstig sein, die Querkraft den randfernen Ankern zuzuweisen.

Aus Gründen der Einfachheit regelt die Zulassung nur die häufig vorkommenden Zweifach- und Vierfachbefestigungen. Es bestehen jedoch keine Bedenken, das α -Verfahren analog auch für Dreifachbefestigungen anzuwenden.

Der Abstand zwischen den äußeren Ankern benachbarter Gruppen bzw. dem äußeren Anker einer Gruppe und einem benachbarten Einzelanker (Zwischenabstand a_z , vgl. Bild 20) wurde auf der sicheren Seite liegend zu $a_z \geq 2 a_{r, \text{crit}}$ festgelegt. Dadurch soll Spalten des Bauteiles – z. B. bei Reihenbefestigungen – verhindert und die Flächenbelastung eines Bauteiles begrenzt werden.

Ist der Randabstand eines Verbundankers bei Einzelbefestigungen oder Ankergruppen kleiner als $a_{r, \text{crit}} = 1,25 t$, so muß nach dem Neuzulassung eine Randbewehrung aus geraden Stäben vorhanden sein. Diese Bewehrung soll die Spaltkräfte aus der konzentrierten Lasteinleitung aufnehmen. Bei Querkraftbeanspruchung zur Bauteilkante hin wirkt sich eine Rückhängung der Kraft durch Bügel in das Bauteilinnere günstig auf das Tragverhalten der Anker aus. Diese Bewehrung wird jedoch nicht gefordert, weil die zulässige Last reduziert wird und damit die Beanspruchung des Betons etwa konstant bleibt.

6.4 Bauteildicken und Oberflächenbewehrung

Aus bohrtechnischen Gründen ist eine konstruktive Bauteildicke erforderlich. Sie ist – wie in den bisherigen Zulassungen – gleich der vorhandenen Setztiefe zuzüglich 2 cm bei zugänglicher und 5 cm bei unzugänglicher Bauteilrückseite.

Um die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen im Beton im Bereich der Verankerungen sehr gering zu halten, wird eine Mindestbauteildicke nach Bild 16 vorgeschrieben. Diese hängt von der rechnerischen Last pro Verankerungspunkt nach Gleichung (10) ab.

$$\text{rechn } F = F_z + 0,4 F_Q \leq \text{vorh } F \quad (10)$$

mit
 rechn F = rechnerische Last eines Einzelankers bzw. Gesamtlast einer Ankergruppe
 F_z = Zuganteil der Last
 F_Q = Querkraftanteil der Last
 vorh F = vorhandene resultierende Last

Der Querkraftanteil der Last braucht nicht voll in Ansatz gebracht zu werden, weil die durch Einzellasten hervorgerufenen Momente im Ankergrund bei Querkraftbeanspruchung wesentlich geringer sind als bei zentrischem Zug [20].

Auch bei Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestbauteildicken können in Extremfällen Risse im Ankergrund auftreten. Um trotzdem ausreichend sichere Befestigungen zu gewährleisten, muß entweder im Bereich der Verankerung eine oberflächennahe kreuzweise Bewehrung aus Betonrippenstäben mit einem Bewehrungsgrad $\mu_x = \mu_y \geq 0,2\%$ ($d_s \leq 12$ mm) bzw. $\geq 0,25\%$ ($d_s > 12$ mm) vorhanden sein, oder die Anker sind mit einer vergrößerten Setztiefe $t_1 = 1,5 t$ (t = Mindestsetztiefe nach Tabelle 1) zu setzen (vgl. Abschnitt 5). Für geringe Lasten ($F \leq 10$ kN je Verankerungspunkt) und/oder geringe Bauteildicken ($d \leq 16$ cm) wurden vereinfachende Sonderregelungen getroffen. Der geforderte Bewehrungsgrad für die kreuzweise Oberflächenbewehrung ist relativ niedrig. Trotzdem wird diese Bewehrung nur in Sonderfällen vorhanden sein. Demgegenüber ist die Vergrößerung der Setztiefe in der Regel ohne wesentliche Schwierigkeiten möglich.

$$\begin{aligned} \text{red } F_1 &= \alpha_{a1} \cdot \alpha_{a2} \cdot \alpha_{ar1} \cdot F_{\text{zul}} \\ \text{red } F_2 &= \alpha_{a1} \cdot \alpha_{a2} \cdot F_{\text{zul}} \\ \text{red } F_3 &= \alpha_{a1} \cdot \alpha_{a2} \cdot \alpha_{ar1} \cdot \alpha_{ar2} \cdot F_{\text{zul}} \\ \text{red } F_4 &= \alpha_{a1} \cdot \alpha_{a2} \cdot \alpha_{ar2} \cdot F_{\text{zul}} \\ \alpha_a, \alpha_{ar} \text{ und } F_{\text{zul}} &\text{ nach Bild 20} \\ \text{red } F_i &= \text{vorh } F_i \end{aligned}$$

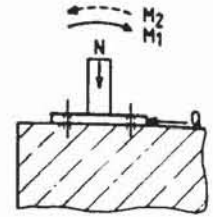
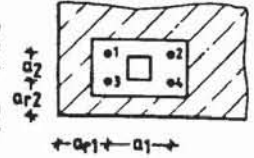


Bild 21. Beispiel für die Ermittlung der zulässigen Last nach dem α -Verfahren bei ungleicher Beanspruchung der einzelnen Anker

Fig. 21. Example of the determination of the permissible load in accordance with the α -method for unequal loads on the various anchors

Fig. 21. Exemples pour le calcul (méthode α) de la charge limite dans le cas d'une sollicitation inégale des différentes clavettes



be advantageous to assign the shearloads to the anchors farthest from the edge.

For the sake of simplicity the rules relate only to the frequently encountered cases of double or quadruple fixings. There is, however, no objection to applying the " α -method" similarly to triple fixings.

The distance between the outermost anchors of adjacent groups or between the outermost anchors of a group and an adjacent individual anchor (intermediate distance a_z , see Fig. 20) has, to be on the safe side, been specified as $a_z \geq 2 a_{r, \text{crit}}$. The object of this requirement is to prevent splitting of the member – e.g., when rows of anchorage points are provided – and to limit the load concentration on the surface area of the member.

If the edge distance of an individual anchor or a group of anchors is less than $a_{r, \text{crit}} = 1,25 t$, the new rules require that an edge reinforcement of straight bars should be provided, the purpose of which is to resist the splitting forces associated with the concentrated transmission of load into the concrete. If the transverse load acts in the direction of the edge of the member, the loadbearing behaviour is improved by tying back the force by means of reinforcement in the form of links or ties extending into the interior of the member. This reinforcement is not required, however, because the permissible load is reduced and thus the stress conditions in the concrete remain approximately unchanged.

6.4 Thickness of members and surface reinforcement

For technical reasons of drilling the holes it is necessary to have an adequate thickness of the concrete member in which the anchors are to be installed. As in previous certification rules the minimum thickness must be equal to the anchor insertion depth plus 2 cm for accessible rear face or 5 cm for inaccessible rear face of the member.

In order to minimize the probability of cracking of the concrete in the vicinity of the anchors, a minimum thickness as indicated in Fig. 16 is specified. This value depends on the magnitude of the calculated load per anchorage point, as obtained from the following equation:

$$\text{calc } F = F_z + 0,4 F_Q \leq \text{actual } F \quad (10)$$

where:
 calc F = calculated load on an individual anchor or total load on a group of anchors
 F_z = tensile proportion of the load
 F_Q = sheartensile proportion of the load
 actual F = actual resultant load

The shear tensile proportion of the load need not be taken into account in full, because the moments set up in the member due to shear loading are substantially smaller than in the case of axial tensile loading [20].

Even if the specified minimum thicknesses of the members are complied with, cracks may occur in the concrete in extreme cases. In order nevertheless to ensure safe fixings it is necessary to provide a mesh reinforcement of ribbed bars at the anchorage, the required percentage of such reinforcement being $\mu_x = \mu_y \geq 0,2\%$ ($d_s \leq 12$ mm) or $\geq 0,25\%$ ($d_s > 12$ mm). As an alternative the insertion depths of the anchors may be increased to $t_1 = 1,5 t$ (t = minimum insertion depth according to Table 1), (see Section 5).

Zusammenfassung:

Befestigungen mit Verbundankern werden seit langem ausgeführt und die Bemessung der Anker wurde erstmals 1975 bauaufsichtlich geregelt. In der Zwischenzeit wurden wesentliche neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von Verbundankern mit engen Achs- und Randabständen sowie von Verankerungen in Rissen gewonnen und bei der Neufassung der Zulassung berücksichtigt. In diesem Aufsatz wird das Tragverhalten von Verbundankern im ungerissenen Beton und in Rissen unter Kurzzeitbelastung beschrieben und es wird auf das Langzeitverhalten eingegangen. Weiterhin werden die in den Neuzulassungen festgelegten Anwendungsbedingungen begründet und erläutert.

Fixations à l'aide de clavettes**Résumé:**

Cela fait longtemps déjà que l'on se sert de clavettes pour effectuer des travaux de consolidation; le dimensionnement de ces dernières fut réglé pour la première fois en 1975 par la police des constructions. Entre-temps, on a nettement progressé dans l'appréciation de la limite de charges des clavettes dont l'emplacement ou la distance au bord sont étroits ou lorsqu'il y a ancrage dans des fissures. L'on en a tenu compte lors du remaniement des licences d'utilisation. Cet article décrit la limite de charge des clavettes d'une part en béton non fissuré, d'autre part dans des fissures sous l'influence de charges de courte durée. L'on évoque également le comportement sous l'influence de charges de longue durée. De plus, on nous explique et justifie les conditions d'emploi qui ont été prévues dans les nouvelles licences.

Literaturnachweis

- [1] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-15 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 22. 12. 1975
- [2] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-80 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 8. 12. 1977
- [3] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-173 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 31. 3. 1981
- [4] Sell, R.: Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker, Verbindungstechnik 5, Heft 8, 1973
- [5] Sell, R.: Tragfähigkeit von mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Betonanker und deren Berechnung, Die Bautechnik 50 (1973)
- [6] Rehm, G.: Gutachtliche Stellungnahme vom 26. 1. 1977 zur Frage der Eignung der HILTI-Verbundanker (HVA) für tragende Konstruktionen, unveröffentlicht
- [7] Lang, G. und H. Vollmer: Dübelssysteme für Schwerlastverbindungen, Die Bautechnik, Heft 6, 1979
- [8] Rehm, G.: Langzeitverhalten von HILTI-Verbundankern HVA, Gutachtliche Stellungnahme vom 23. 6. 1978, unveröffentlicht
- [9] Lang, G.: Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen, Bauingenieur 54, 1979
- [10] Rehm, G.: Gutachtliche Stellungnahme vom 7. 8. 1981 zum Tragverhalten von HILTI-Verbundankern (HVA) mit gegenüber der Zulassung verminderten Achs- und Randabständen, unveröffentlicht
- [11] Zulassungsbescheide Nr. Z-21.3-80 und Z-21.3-221 vom 1. 2. 1984 des Institutes für Bautechnik in Berlin
- [12] Elgehausen, R. und Pusill-Wachsmuth, P.: Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau, IVBH-Bericht S 19/82 IVBH-Periodica 1/82, Febr. 1982
- [13] Lehmann, R.: Mehrfachbefestigungen, Kolloquium über Fragen der Befestigungstechnik im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1979, nicht veröffentlicht
- [14] Pusill-Wachsmuth, P.: Tragverhalten von Metallspitzdübeln in unbewehrtem Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung, Dissertation an der Universität Stuttgart, 1982
- [15] Untersuchungsbericht Nr. 8/1976 der FMPA Stuttgart vom 24. 8. 1976 über durchgeführte Versuche an HILTI-Verbundankern, unveröffentlicht
- [16] Untersuchungsbericht Nr. II.4-13686 der FMPA Stuttgart vom 28. 11. 1980 über Zulassungsversuche für die BBT-Anker, nicht veröffentlicht
- [17] Untersuchungsbericht Nr. 37001 der EMPA Dübendorf vom April 1977 über Ausziehversuche an Dübeln, die in gerissenen Betonelementen versetzt waren, nicht veröffentlicht
- [18] Untersuchungsbericht Nr. 4-022-78 der FMPA Stuttgart vom 14. 3. 1978 über Versuche mit UKA-3 Verbundankern in der gerissenen Zugzone, nicht veröffentlicht
- [19] Schreiben der Landesstelle für Baustatik, Tübingen, an das Institut für Bautechnik, Berlin, vom 25. 11. 1981 und 8. 12. 1981
- [20] Elgehausen, R. und Clausnitzer, W.: Befestigungen mit Verbundankern in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone von Beton- und Stahlbetonteilen, Bericht Nr. 2/5-83/15 des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Dez. 1983, nicht veröffentlicht
- [21] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit, beton 2, 1975
- [22] DIN 1045: Beton und Stahlbeton-Bemessung und Ausführung, Dezember 1978
- [23] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton-Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Dezember 1979
- [24] Elgehausen, R. und Rehm, G.: Einfluß der modernen Befestigungstechnik auf die konstruktive Gestaltung im Stahlbetonbau, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, Juni 1984
- [25] Rüschi, G. und Rehm, G.: Versuche mit Betonformstählen, Teile I bis III, Schriftenreihe des DAfStb, Hefte 140, 160 und 165, Berlin 1963 und 1964
- [26] Owen, D.: Handbook of Statistical Tables, Addison/Wesley Publishing Company Inc., 1967
- [27] Niederschrift des Arbeitskreises „Biegebeanspruchung von Bolzen und Schrauben bei Dübeln und Ankerschienen“ des SVA „Ankerschienen und Dübel“ am Institut für Bautechnik, Berlin, 10. 9. 1982, nicht veröffentlicht
- [28] Zulassungsbescheid Z-21.5-82 vom 24. 6. 1983 des Institutes für Bautechnik, Berlin
- [29] Müller, F. P. und Lang, G.: Verbundfestigkeit von nachträglich reaktionsharzvermörtelten Betonstählen in Beton. Ergebnisbericht der Universität Karlsruhe, 1977, nicht veröffentlicht
- [30] Kobarg, J.: Verbundfestigkeit von nachträglich reaktionsharzvermörtelten Betonstählen in Beton, Forschungsbericht des Institutes für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Karlsruhe, Juni 1982, nicht veröffentlicht
- [31] Rehm, G., Franke, L. und Zeus, K.: Kunstharzmörtel und Kunstharzbetone unter Kurzzeit- und Dauerstandbelastung, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 309, Berlin 1980
- [32] Jagfeld, P.: Langzeituntersuchungen an expoxidharzverklebten Zementmörtelprismen, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 309, Berlin, 1980
- [33] Rehm, G. und Franke, L.: Kleben im konstruktiven Ingenieurbau, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 321, Berlin 1982
- [34] Rehm, G. und Franke, L.: Verankerungen von Betonrippenstählen in Kunstharzmörtel und Kunstharzbeton, Bauingenieur 53, 1978
- [35] Zulassungsbescheid Nr. 2 - 21. 1. - 218 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 15. 8. 1983