

Bemessung von Befestigungen mit Verbundankern

Prof. Dr.-Ing. R. Elgehausen¹⁾,
Dr.-Ing. R. Mallée²⁾ und Prof. Dr.-Ing. E. h. G. Rehm¹⁾

1. Einleitung

Verbundankersysteme bestehen aus Gewindestangen mit Beilagscheibe und Sechskantmutter sowie gläsernen Mörtelpatronen. Ihre Wirkungsweise wird hier als bekannt vorausgesetzt. Nähere Einzelheiten können z. B. [4, 5] entnommen werden.

Seit 1975 wurden Verbundankersysteme verschiedener Firmen bauaufsichtlich zugelassen (u. a. [1 bis 3]). Diese Zulassungsbescheide regelten die Verwendung von Einzelankern ($\leq M 30$) sowie Ankerpaaren mit Ankern $\leq M 16$ in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen. Die Anwendungsbedingungen wurden u. a. aus den in [4, 6, 7] beschriebenen Versuchen abgeleitet und sind in [5] ausführlich erläutert. Zwischenzeitlich wurden wesentliche neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von Verbundankern bei engen Rand- und Achsabständen [8] sowie von Verankerungen in Rissen [9, 10] gewonnen, die bei der Neufassung der Zulassung (u. a. [11]) berücksichtigt wurden.

In diesem Beitrag wird das Tragverhalten von Verbundankern unter Kurzzeitbelastung beschrieben und es werden die in den Neuzulassungen festgelegten Anwendungsbedingungen erläutert. Das Langzeitverhalten von Verbundankern ist z. B. in [12 bis 14] behandelt.

2. Tragverhalten von Verbundankern im ungerissenen Beton unter Kurzzeitbelastung

2.1 Versagensarten

Bei Versuchen mit Verbundankern unter zentrischer Zugbeanspruchung werden folgende Versagensursachen beobachtet:

- Herausziehen des Verbundankers aus dem Bohrloch ohne wesentliche Schädigung des Betons (Bild 1a). Dabei wird der Verbund zwischen Bohrlochwand und Reaktionsharzmörtel überwunden.
- Kegelförmiger Betonausbruch (Bild 1b₁), bei engen Achsabständen kommt es zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel der Gruppe (Bild 1b₂) und bei Befestigungen am Rand erfolgt ein Kantenbruch (Bild 1b₃).
- Spalten der Bauteile (Bild 1c₁), Auftreten von Spaltrissen zum Rand hin (Bild 1c₂) oder zwischen benachbarten Ankern (Bild 1c₃).
- Bruch der Ankerstange.

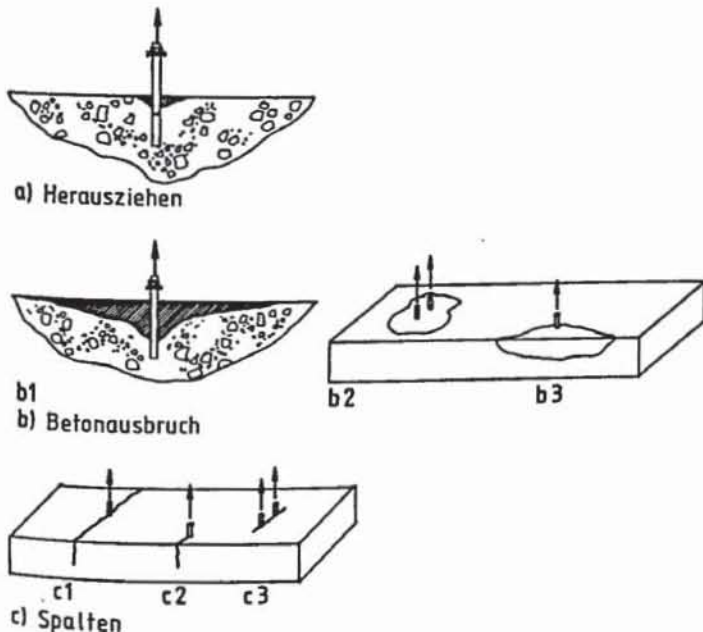


Bild 1 Versagensarten von Verbundankern

¹⁾ Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart
²⁾ Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. G. Rehm, München

Bei einem Versagen nach Bruchart b₁) beginnt die Spitze des Ausbruchkegels bei üblichen Setztiefen ($t \sim 9 d$ mit $d =$ Ankerstangendurchmesser) etwa bei der 0,6-fachen bis 0,75-fachen Verbundlänge. Auf der verbleibenden Länge der Ankerstange wird der Verbund zwischen Kunstharzmörtel und Beton überwunden.

Bei Quersugbeanspruchung von Einzelankern und Ankergruppen mit großen Achs- und Randabständen wird in der Regel die Ankerstange abgesichert. Nur bei randnahen Befestigungen bzw. sehr geringen Achsabständen tritt Kantenbruch bzw. örtliches Betonversagen auf.

2.2 Bruchlasten bei zentrischem Zug

2.2.1 Einzelanker im Bauteilinneren

Die Bruchlast von Verbundankern hängt wesentlich von den Versagensarten ab.

Versagen Verbundanker durch Herausziehen und nimmt man eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge an, beträgt die mittlere Verbundfestigkeit in der Bruchfuge zwischen Reaktionsharzmörtel und Bohrlochwand $\tau_u > 8 \text{ N/mm}^2$ [4, 5, 12]. Dieser Wert gilt bei Verankerung in Beton mit einer Festigkeit $\beta_w \sim 20 \text{ N/mm}^2$ und Setztiefen $t \sim 9 d$. Bei höherfestem Beton steigt die mittlere Verbundfestigkeit an und bei Setztiefen $t > 9 d$ sinkt sie ab [12].

Bei Stahlbruch kann die Bruchlast zutreffend zu $F_u = A_s \cdot \beta_z$ ($A_s =$ Spannungsquerschnitt der Ankerstange, $\beta_z =$ Stahlzugfestigkeit) berechnet werden.

Die Versagensart Spalten des Ankergrundes kommt im diskutierten Anwendungsfall nicht vor.

Die in Versuchen mit Ankern M 8 bis M 24 und einer Setztiefe $t \sim 9 d$ gemessenen Ausbruchlasten sind in Bild 2 in Abhängigkeit von der Setztiefe dargestellt. In den Versuchen schwankte die Betondruckfestigkeit zwischen $\beta_w \sim 15 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_w \sim 40 \text{ N/mm}^2$. Da-

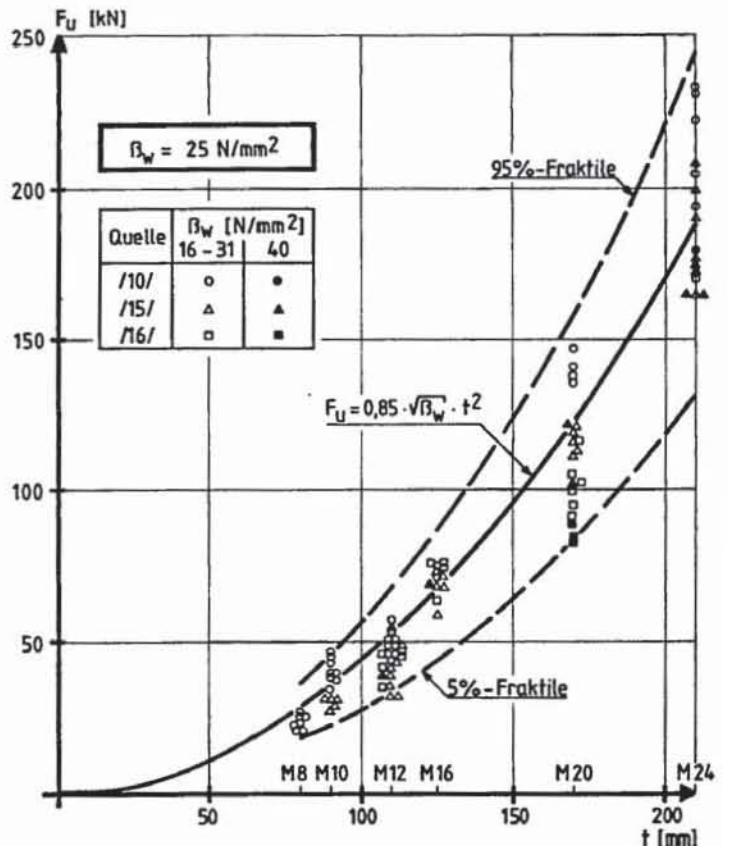


Bild 2 Bruchlast von Verbundankern bei zentrischer Zugbeanspruchung und der Versagensart Betonausbruch in Abhängigkeit von der Setztiefe

her wurden die gemessenen Bruchlasten über die Betonzugfestigkeit auf $\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet, wobei angenommen wurde, daß die Betonzugfestigkeit proportional zu $\sqrt{\beta_w}$ ist. Die gemessenen Bruchlasten können mit ausreichender Genauigkeit durch Gleichung (1) angenähert werden.

$$F_u = 0,85 \cdot t^2 \sqrt{\beta_w} \quad (1)$$

Dabei bedeuten

$$\begin{aligned} F_u &= \text{mittlere Bruchlast [N]} \\ \beta_w &= \text{Würfeldruckfestigkeit [N/mm}^2\text{]} \\ t &= \text{Setztiefe [mm]} \end{aligned}$$

Wählt man als Setztiefe $t > 9 d$, steigt die Betonausbruchlast nicht nach Gleichung (1), sondern wesentlich geringer an, da der wesentliche Teil der Kraft wegen der hohen Verbundfestigkeit des Kunstharzmörtels im vorderen Bereich der Verankerungslänge übertragen wird.

2.2.2 Ankergruppen im Bauteilinneren

Die maximale Tragfähigkeit nach Gleichung (1) wird nur erzielt, wenn eine ausreichend große Betonfläche pro Anker zur Verfügung steht. Vermindert man diese Betonfläche – z. B. bei Ankergruppen mit engem Achsabstand der Einzelanker – können sich die Bruchkegel benachbarter Anker überschneiden, bzw. es kann sich ein gemeinsamer Ausbruchkegel einstellen (Bild 3). Dadurch wird die Betonausbruchlast vermindert. Demgegenüber wird die Bruchlast bei den Versagensarten „Herausziehen“ und „Stahlbruch“ durch die Achsabstände nicht beeinflusst.

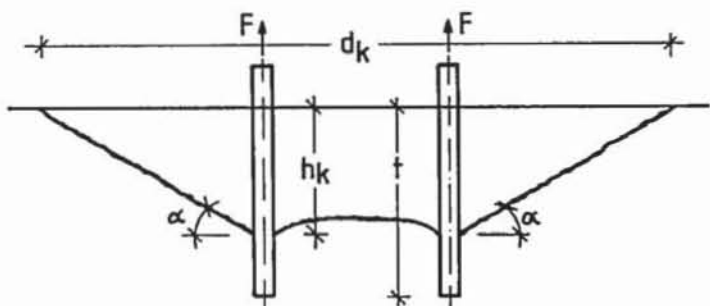


Bild 3 Überschneidung der Ausbruchkegel

Die Abmessungen der Bruchkegel von Einzelankern streuen stark. Der Durchmesser des Bruchkegels beträgt $d_k \sim 1,5 t$ bis $d_k \sim 2,5 t$.

Eine Überschneidung der Ausbruchkegel und damit eine Abminderung der Bruchlast ist nicht zu erwarten, wenn der Achsabstand benachbarter Anker größer ist als der kritische Wert $a_{krit} = d_k$. Bei einem gegenseitigen theoretischen Achsabstand von $a = 0$ verbleibt bei einer Zweiergruppe noch der Ausbruchkegel eines Ankers, d. h., die Ausbruchlast der Gruppe beträgt 50% des maximalen Wertes. Zwischen diesen Extremwerten wird auf der sicheren Seite liegend ein linearer Verlauf angenommen (Gleichung (2)).

$$\begin{aligned} \text{mit: } F_u &= x_a \cdot F_{u,max} \\ F_u &= \text{Bruchlast der Ankergruppe bei} \\ &\quad \text{engem Achsabstand} \end{aligned} \quad (2)$$

$$x_a = 0,5 \left(1 + \frac{a}{a_{krit}} \right) \leq 1 \quad (3)$$

a = vorhandener Achsabstand

a_{krit} = kritischer Achsabstand

$$F_{u,max} = 2 \cdot \text{Bruchlast nach Gleichung (1)}$$

Bei Vierergruppen kann näherungsweise davon ausgegangen werden, daß sich der Einfluß beider Achsabstände (a_1, a_2) multiplikativ überlagert (Gleichung (4)):

$$\begin{aligned} \text{mit: } F_u &= x_{a1} \cdot x_{a2} \cdot F_{u,max} \\ F_u &= \text{Bruchlast der Vierergruppe bei} \\ &\quad \text{engem Achsabstand} \end{aligned} \quad (4)$$

$$x_{a1}, x_{a2} = \text{Abminderungsbeiwert nach Gleichung (3)} \quad (3)$$

$$F_{u,max} = 4 \cdot \text{Bruchlast nach Gleichung (1)}$$

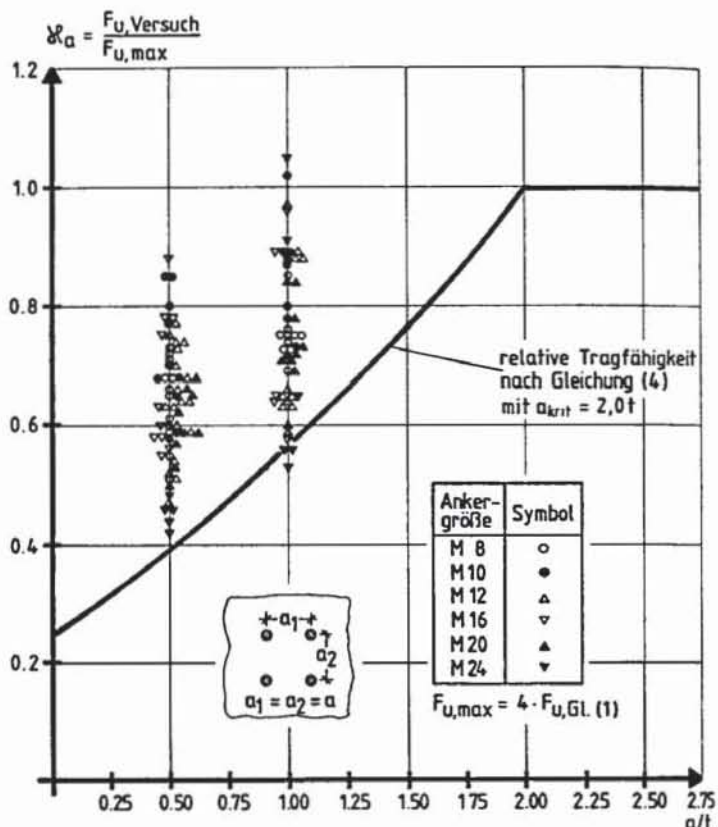


Bild 4 Einfluß des auf die Setztiefe bezogenen Achsabstandes auf die Bruchlast von Vierfachbefestigungen unter zentrischem Zug bei der Versagensart Betonausbruch, Versuche nach [8]

Ein vergleichbares theoretisches Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Mehrfachbefestigungen mit Metallspreizdübeln wird erstmals in [15] vorgeschlagen.

In Bild 4 sind die in Versuchen mit Vierergruppen gemessenen Bruchlasten bezogen auf die maximale rechnerische Tragfähigkeit in Abhängigkeit von dem Verhältnis Achsabstand zu Verankerungstiefe aufgetragen. Bei den Versuchen variierte die Betondruckfestigkeit zwischen $\beta_w \sim 15 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_w \sim 45 \text{ N/mm}^2$. Zum Vergleich sind die relativen Tragfähigkeiten nach dem vorgeschlagenen vereinfachten theoretischen Modell mit $a_{krit} = 2,0 t$ mit eingezeichnet. Es ist zu erkennen, daß das theoretische Modell auf der sicheren Seite liegt. Dies gilt nach [14, 16] auch für Zweifachbefestigungen.

Der Achsabstand sollte $a = 1,0 t$ nicht unterschreiten, um Spalt- risse unter Last zwischen den Ankern zu vermeiden.

2.2.3 Einzelanker am Bauteilrand

Setzt man die in Abschnitt 2.2.2 getroffenen Annahmen über die Form des Bruchkegels voraus, dann ist die maximale Ankertragfähigkeit bei Randabständen $a_r \geq 1,0 t$ zu erwarten. Bei Unterschreitung dieses kritischen Randabstandes kann man auf der sicheren Seite liegend annehmen, daß die Bruchlast proportional mit dem Randabstand abnimmt (Gleichung (5)).

$$F_u = x_{ar} \cdot F_{u,max} \quad (5)$$

mit:

$$F_u = \text{Bruchlast eines Einzelankers am Rand}$$

$$x_{ar} = \frac{a_r}{a_{r,krit}} \leq 1 \quad (6)$$

a_r = vorhandener Randabstand

$a_{r,krit}$ = kritischer Randabstand

$$F_{u,max} = \text{Bruchlast nach Gleichung (1)}$$

Bild 5 zeigt, daß die Rechenannahmen auf der sicheren Seite liegen.

Der Randabstand sollte $a_r = 0,5 t$ nicht unterschreiten, um Betonabplatzungen beim Bohren bzw. Spalt- risse zum Rand hin unter Last auszuschließen.

2.2.4 Ankergruppen am Bauteilrand

Bei Ankergruppen am Bauteilrand wird vereinfachend angenommen, daß sich der Einfluß der Achs- und Randabstände multi-

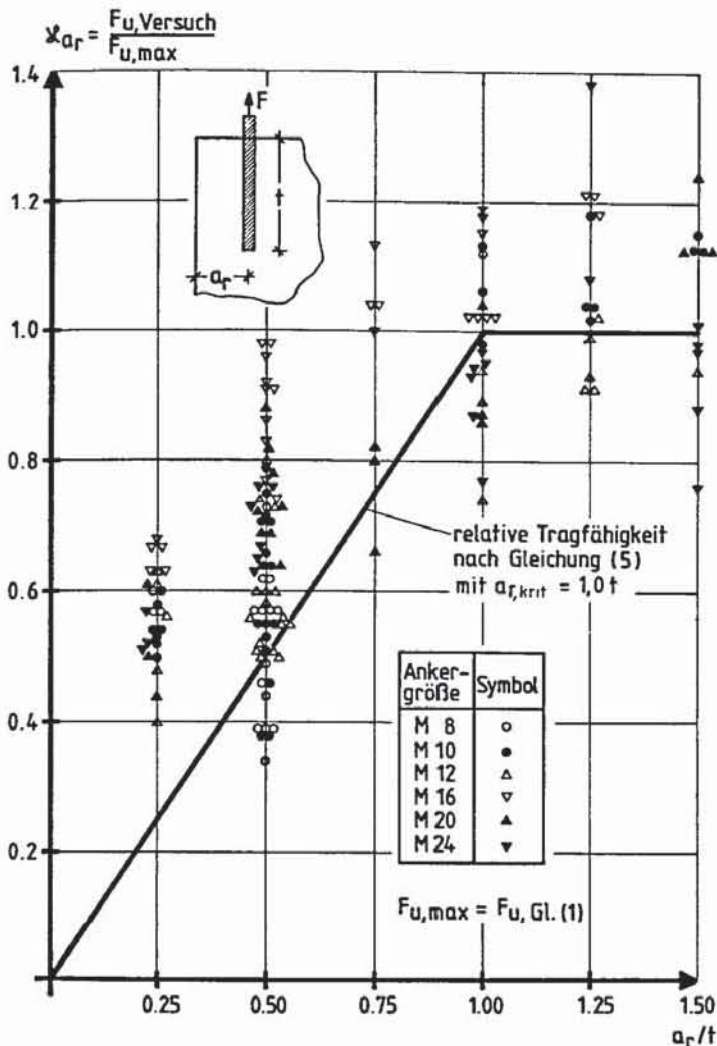


Bild 5 Einfluß des auf die Setztiefe bezogenen Randabstandes auf die Bruchlast von Einzelankern unter zentrischem Zug bei der Versagensart Betonausbruch, Versuche nach [8]

plikativ überlagert. Das bedeutet, daß die Abminderungsbeiwerte α_a bzw. α_{ax} für jeden Rand- und Achsabstand in beiden Richtungen getrennt zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren sind. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite [16].

2.3 Bruchlasten bei Querzugbeanspruchung

Versuche mit Ankergruppen und geringen Achsabständen aber großen Randabständen wurden nicht durchgeführt. Man kann jedoch davon ausgehen, daß der kritische Achsabstand, bei dessen Unterschreitung sich die Anker gegenseitig im Tragverhalten beeinflussen, geringer ist als bei zentrischer Zugbeanspruchung.

Die Versuche mit randnahen Einzelankern unter Querzugbeanspruchung in Richtung des freien Randes sind in Bild 6 ausgewertet. Aufgetragen sind die in Versuchen gemessenen Bruchlasten bezogen auf einen Vergleichswert in Abhängigkeit des auf die Setztiefe bezogenen Randabstandes. Als Vergleichswert wurde die Tragfähigkeit für zentrischen Zug nach Gleichung (1) gewählt, weil in den Neuzulassungen (u. a. [11]) die zulässige Beanspruchung der Anker unabhängig von der Lasttrichtung angegeben ist.

Ein Vergleich mit Bild 5 zeigt, daß bei gleichem bezogenen Randabstand α_r/t die relative Tragfähigkeit bei Querzugbeanspruchung niedriger ist als bei zentrischer Zugbeanspruchung; d. h., zur Gewährleistung einer Bruchlast nach Gleichung (1) ist bei Querzug ein größerer Randabstand als bei zentrischem Zug erforderlich.

Er beträgt $\alpha_{r,krit} \sim 1,25t$. Die mit diesem Wert berechneten theoretischen Tragfähigkeiten sind ebenfalls in Bild 6 eingezeichnet. Die Versuchsergebnisse streuen für Randabstände $\alpha_r \leq 1,0t$ um diese Linie, für größere Randabstände liegen sie um ca. 20% darunter. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß für Randabstände $\alpha_r > 1,0t$ nur die Ergebnisse weniger Versuche mit der Versagensart Kantenbruch vorliegen, weil überwiegend Stahlbruch bei in der Regel höheren Bruchlasten auftrat.

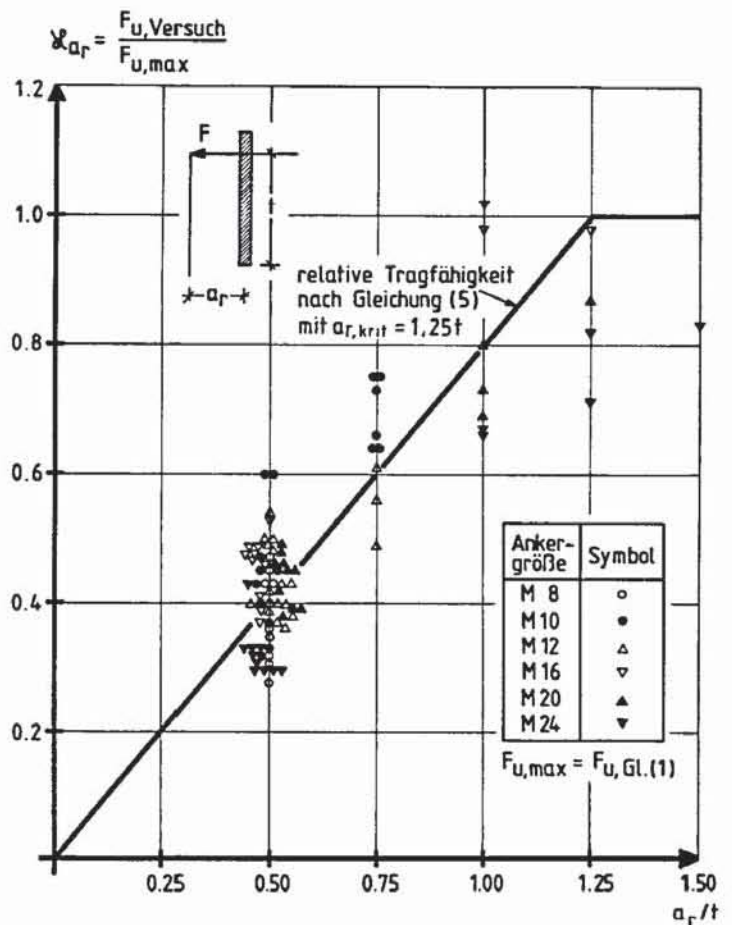


Bild 6 Einfluß des auf die Setztiefe bezogenen Randabstandes auf die Bruchlast von Einzeldübeln unter Querzugbelastung zum freien Rand bei der Versagensart Betonbruch, Versuche nach [8]

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 7 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 Bauteiloberseite aufgetragen. Die Versuche wurden an Biegeköpern [9] und Dehnköpern [10] durchgeführt.

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 0,6-fache des im ungerissenen Beton zu erwartenden Wertes. Bei Lastwechseln sind noch geringere Tragfähigkeiten zu erwarten.

Für Querzugbeanspruchung 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 Krafrichtung 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 7 zu befürchten.

4. 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 [17].

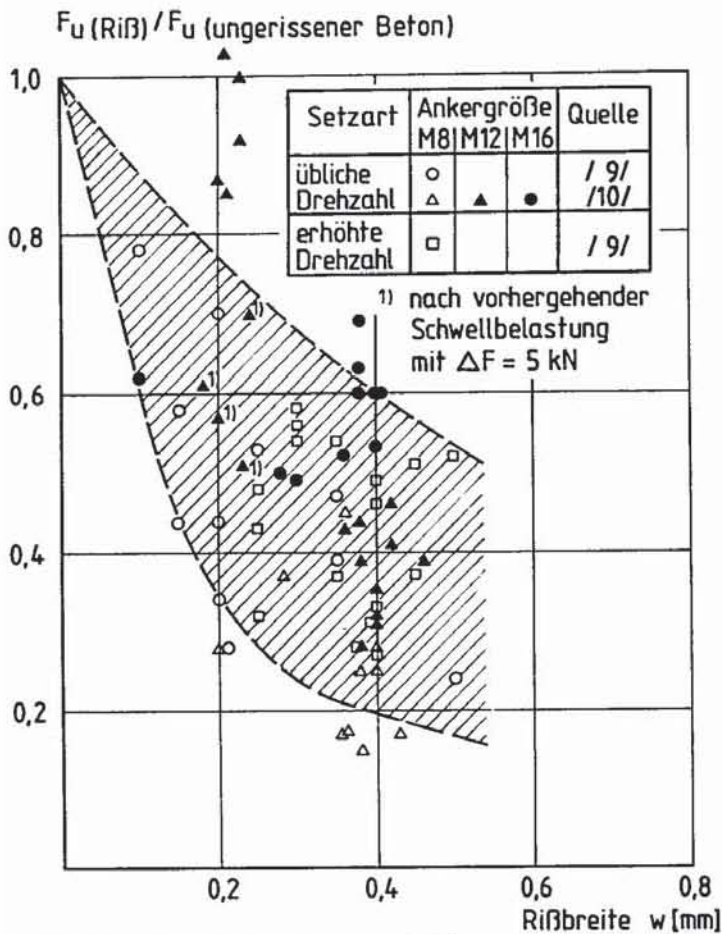


Bild 7 Verhältnis der Bruchlast von in Rissen angeordneten Verbundankern zur Bruchlast im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rißbreite, nach [18]

Bei Flächentragwerken erzeugen Einzellasten immer Biegemomente in beiden Achsrichtungen, wobei bei zentrischer Zugbeanspruchung 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 8). Liegt auf der den Anker 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.

Um in den o. g. Fällen trotz der Empfindlichkeit von Verbundankern gegenüber Rissen ausreichend sichere Verankerungen zu gewährleisten, wurden in [18] 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.

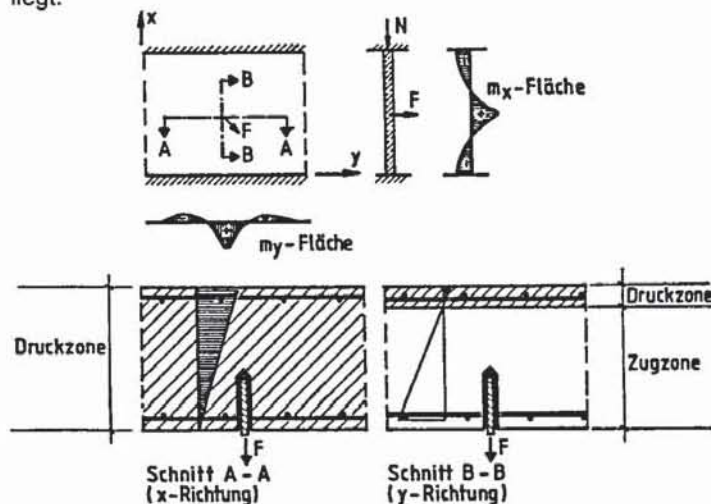


Bild 8 Verankerungen mit Verbundankern in Wänden, nach [17]

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. Da Risse jedoch nicht mit absoluter Sicherheit ausgeschlossen werden können, muß gewährleistet werden, daß auch bei in Extremfällen auftretenden Rissen die Sicherheit der Verankerung noch ausreichend hoch ist.

Aufgrund der Überlegungen in [18] kann eine Zugspannung entsprechend 50% der 5%-Fraktile der zentrischen Zugfestigkeit nach [19] dann als zulässig angesehen werden, 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 dieser zulässigen Zugspannung erfordert eine bestimmte Mindestbauteildicke, die von den zu verankernden Lasten abhängt [18]. Die geforderte Sicherheit der Verankerung bei in Extremfällen auftretenden Rissen im Beton kann entweder durch Beschränkung der Rißbreiten auf $w \sim 0,1$ mm, oder durch Vergrößern der Setztiefe auf $t_1 = 1,5 t$ (t = Setztiefe nach bisherigen Zulassungen (z. B. [1])), gewährleistet werden. Im letzteren Fall kann man davon ausgehen, daß ein ausreichender Teil der Verankerungslänge im ungerissenen Beton liegt.

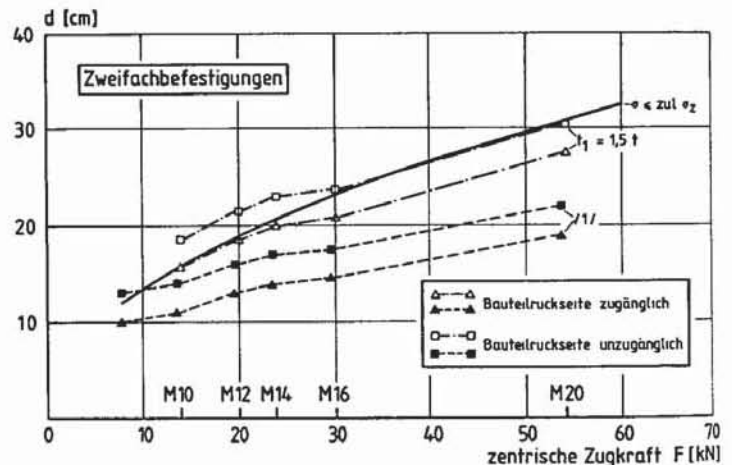


Bild 9 Mindestbauteildicke in Abhängigkeit von der Zugkraft pro Verankerungspunkt nach verschiedenen Beurteilungskriterien, nach [18]

Die sich nach verschiedenen Kriterien ergebenden Mindestbauteildicken sind in Bild 9 in Abhängigkeit von der zentrischen Zugkraft aufgetragen. Das Bild gilt für die in der Praxis häufig vorkommenden Zweifachbefestigungen. Zum Vergleich sind die allein in Hinblick auf bohrtechnische Gesichtspunkte 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.

5. Erläuterungen der Anwendungsbedingung gemäß Neuzulassung

5.1 Anwendungsbereich

Nach den Neuzulassungen (z. B. [11]) dürfen Verbundanker nur für Verankerungen mit Einzelankern und Ankergruppen in der Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen aus Normalbeton verwendet werden. Die Belastung muß vorwiegend ruhend sein.

In den Neuzulassungen wird wie bisher davon ausgegangen, 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 [20]. Eigen- oder Zwangszugspannungen sind daher nur dann anzusetzen, wenn dies bei der Bemessung des Stahlbetonbauteiles ebenfalls erforderlich ist.

Treten 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). Die Befestigungen können nach den Abschnitten 5.2 und 5.3 bemessen werden. Dabei gilt nach [11] als Beginn der Verankerungslänge die Querschnittsmitte. Diese Regelung liegt bei niedrigen Bewehrungsgraden ($\mu = A_s/b \cdot h \leq 0,5\%$) auf der sicheren Seite. Bei höheren Bewehrungsgraden wird jedoch empfohlen, den rechnerischen Beginn der Verankerungslänge im Abstand von ca. $0,7 d$ ($d =$ Querschnittsdicke) vom lastzugewandten Querschnittsrand anzunehmen, weil nach den Versuchen [21] im Gebrauchszustand die Risse bis zu dieser Stelle laufen können.

Bei hohen Lasten ($\geq 10 \text{ kN}$ pro Befestigungspunkt, der aus einem Einzelanker oder einer Ankergruppe bestehen kann) muß die Verankerung so ausgeführt werden, daß auf der lastzugewandten Querschnittseite (= Betonzugzone) bis zur Bauteilmitte kein Verbund zwischen Ankerstange und Beton besteht. Dadurch soll sichergestellt werden, daß keine hohen Kräfte in die Betonzugzone eingeleitet werden, um eine sonst mögliche Reduzierung der Sicherheit des als Ankergrund dienenden Bauteils auszuschließen [22]. Die Anker sind mit besonderer Sorgfalt durch erfahrene Monteure zu setzen, um eine einwandfreie Vermörtelung der Ankerstangen im Verankerungsbereich zu gewährleisten.

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

5.2 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, pro Ankergröße nur eine zulässige Last für alle Beanspruchungsrichtungen anzugeben. Diese ist in Tabelle 1 in Abhängigkeit von der Ankergröße zusammen mit der zugehörigen Setztiefe sowie dem Achs- und Randabstand angegeben. Demgegenüber enthalten die bisherigen Zulassungsbescheide unterschiedliche zulässige Lasten für zentrischen Zug und Querzug.

Für die Ermittlung der zulässigen Lasten bei Betonausbruch wurde eine Sicherheit $\gamma = 3,0$ gegenüber der 5%-Fraktile angesetzt. Die zulässigen Lasten für die Versagensart Verbundbruch ergeben sich für eine zulässige Verbundspannung $\tau_1 = 2 \text{ N/mm}^2$ in der Fuge zwischen Bohrloch und Kunstharzmörtel. Die Berechnung der zulässigen Last im Hinblick auf die Stahltragfähigkeit erfolgte mit den in [23] angegebenen zulässigen Stahlspannungen. Die rechnerischen zulässigen Lasten für die Brucharten Beton- und Verbundversagen sowie Stahlversagen bei Querzug stimmen in etwa mit den Werten nach Tabelle 1 überein. Lediglich bei Stahlversagen und zentrischem Zug wird die zulässige Stahlspannung nicht ausgenutzt.

Ankergröße	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M30
zulässige Last F_{zul} [kN] für $\geq B 25^1$	4	7	10	15	27	37	60
Mindestsetztiefe t [mm] 280	80	90	110		125	170	210
kritischer Achsabstand a_{krit} [cm]	20	22	27	31	42	52	70
kritischer Radabstand $a_{r,krit}$ [cm]	10	11	13,5	15,5	21	26	35
Zwischenabstand a_z [cm] ²⁾	40	44	54	62	84	104	140

Tabelle 1. Bemessungswerte für Verbundanker nach [11]

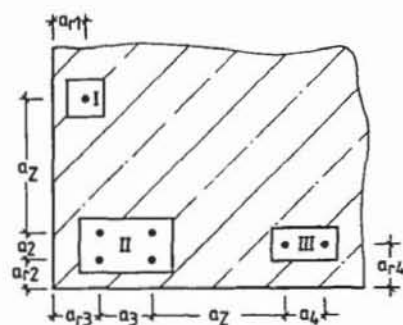
Die maximalen zulässigen Lasten setzen große Achs- und Randabstände voraus. Aus Gründen der Einfachheit sollten die Grenzwerte für alle Lastrichtungen gelten und die kritischen Achsabstände das Doppelte der kritischen Randabstände betragen. Um auch die ungünstigsten Anwendungsfälle abzudecken, wurden die Grenzwerte zu $a_{r,krit} = 1,25 t$ und $a_{krit} = 2,5 t$ festgelegt

¹⁾ bei B 15 sind die zulässigen Lasten mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren
²⁾ siehe Bild 10

(vgl. Tabelle 1). Diese Festlegung liegt bei zentrischem Zug auf der sicheren Seite (vgl. Bild 4 und 5) und erfüllt bei Querzug die Sicherheitsanforderungen (vgl. Bild 6).

5.3 Befestigungen mit reduzierten Achs- und Randabständen

Werden die im Abschnitt 5.2 angegebenen Grenzwerte der Achs- und Randabstände unterschritten, dann ist die zulässige Last abzumindern. Dies kann auf einfache Weise mit Hilfe der Beiwerte α_a und α_r (Gln. (3) und (6)) erfolgen (vgl. Abschnitt 2). Dieses erstmals in [15] für Metallspreizdübel vorgeschlagene sogenannte α -Verfahren wurde in die Neufassung der Verbundanker-Zulassungen übernommen. Es wird auch für die Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen [24] angewandt. Beispiele für die Ermittlung der zulässigen Last nach diesem Verfahren sind in Bild 10 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 10 dargestellten Vierfachbefestigung (Gruppe II) ist dies der Anker in der Bauteilecke.



$$\begin{aligned} \text{red FI} &= \alpha_{a1} \cdot F_{zul} \\ \text{red FII} &= 4 \cdot \alpha_{a2} \cdot \alpha_{a3} \cdot \alpha_{a4} \cdot F_{zul} \\ \text{red FIII} &= 2 \cdot \alpha_{a4} \cdot \alpha_{a4} \cdot F_{zul} \end{aligned}$$

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

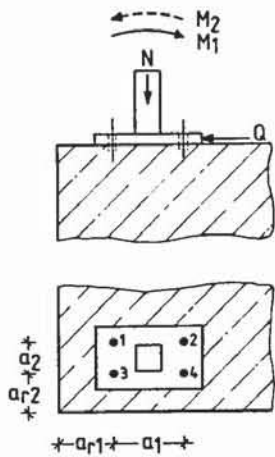
$$\begin{aligned} \min a_r &= 0,5 t = 0,4 a_{r,krit} \\ \min a &= 1,0 t = 0,4 a_{krit} \end{aligned}$$

Bild 10 Beispiele für die Ermittlung der zulässigen Last nach dem α -Verfahren bei gleicher Beanspruchung aller Anker

Im Normalfall werden die Anker einer Gruppe jedoch nicht – wie in Bild 10 angenommen – gleichmäßig, sondern unterschiedlich hoch beansprucht. Ein möglicher Fall ist in Bild 11 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 wirklichkeitsnaher gestalten, kann wie folgt vorgegangen werden.

Zunächst bestimmt man die Beanspruchung jedes einzelnen Ankers. In dem in Bild 11 dargestellten Beispiel wird die Druckkraft 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 Ankern 2 und 4 Zugkräfte. Somit werden die Anker 1 und 3 durch eine Querzuglast und die Anker 2 und 4 durch eine Schrägzuglast beansprucht. Anschließend werden die Werte α_a und α_r 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.



$$\begin{aligned} \text{red } F_1 &= \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2} \cdot \kappa_{ar1} \cdot F_{zul} \\ \text{red } F_2 &= \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2} \cdot F_{zul} \\ \text{red } F_3 &= \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2} \cdot \kappa_{ar1} \cdot \kappa_{ar2} \cdot F_{zul} \\ \text{red } F_4 &= \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2} \cdot \kappa_{ar2} \cdot F_{zul} \\ \kappa_a, \kappa_{ar} \text{ und } F_{zul} &\text{ nach Bild 10} \\ \text{red } F_i &= \text{vorh } F_i \end{aligned}$$

Bild 11 Beispiel für die Ermittlung der zulässigen Last nach dem x-Verfahren bei ungleicher Beanspruchung der einzelnen Anker

Durch geeignete Anordnung von Langlöchern kann die Verteilung der Querkraften 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 x-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 10) wurde auf der sicheren Seite liegend zu $a_z \geq a_{z,krit}$ 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 $a_{r,krit} = 1,25 t$, so muß nach den Neuzulassungen 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.

5.4 Beuteildicken 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.

Liegt die Druckzone auf der dem Anker zugewandten Seite (Regefall), ist eine Mindestbauteildicke einzuhalten, um die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen sehr gering zu halten. Die Mindestbauteildicke hängt von der rechnerischen Lasten pro Verankerungspunkt nach Gleichung (7) ab.

$$\text{rechn } F = F_z + 0,4 F_o \leq \text{vorh } F \quad (7)$$

mit:
 rechn F = rechnerische Last eines Einzelankers bzw. Gesamtlast einer Ankergruppe
 F_z = Zuganteil der Last
 F_o = Querkzuganteil der Last
 vorh F = vorhandene resultierende Last

Der Querkzuganteil der Last braucht nicht voll in Ansatz gebracht zu werden, weil die durch Einzellasten hervorgerufenen Momente im Ankergrund bei Querkzugbeanspruchung wesentlich geringer sind als bei zentrischem Zug [18].

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 4). Für geringe Lasten ($F \leq 10$ kN je Verankerungs-

punkt) 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.

Bei Verankerungen in der Druckzone durch die Zugzone hindurch sind die o. g. Maßnahmen (Mindestbauteildicke nach Gln. (7), Oberflächenbewehrung bzw. Tiefersetzen der Anker) nicht erforderlich.

6. 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. Weiterhin werden die in den Neuzulassungen festgelegten Anwendungsbedingungen begründet und erläutert.

Literaturverzeichnis

- [1] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-15 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 22. 12. 1975 für UPAT-Verbundanker UKA 3.
- [2] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-80 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 8. 12. 1977 für HILTI-Verbundanker HVA.
- [3] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.3-173 des Institutes für Bautechnik in Berlin vom 31. 3. 1981 für BBT-Verbundanker VD.
- [4] Sell, R.: Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker, Verbindungstechnik 5, Heft 8, 1973.
- [5] Lang, G. und Vollmer, H.: Dübelssysteme für Schwerlastverbindungen, Die Bautechnik, Heft 6, 1979.
- [6] Sell, R.: Tragfähigkeit von mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Betonanker und deren Berechnung, Die Bautechnik 50, 1973.
- [7] Rehm, G.: Gutachterliche Stellungnahme vom 26. 1. 1977 zur Frage der Eignung der HILTI-Verbundanker (HVA) für tragende Konstruktionen, unveröffentlicht.
- [8] Rehm, G.: Gutachtliche Stellungnahme vom 7. 8. 1981 zum Tragverhalten von HILTI-Verbundankern (HVA) mit gegenüber der Zulassung verminderten Achs- und Randabständen, unveröffentlicht.
- [9] Untersuchungsbericht Nr. 37001 der EMPA Dübendorf vom April 1977 über Ausziehversuche an Dübeln, die in gerissenen Betonelementen versetzt waren.
- [10] Untersuchungsbericht Nr. 4-022-78 der FMFA Stuttgart vom 14. 3. 1978 über Versuche mit UKA-3 Verbundankern in der gerissenen Zugzone.
- [11] Zulassungsbescheide Nr. Z-21.3-80 und Z-21.3-221 vom 1. 2. 1984 des Institutes für Bautechnik in Berlin.
- [12] Lang, G.: Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen, Bauingenieur 54, 1979.
- [13] Rehm, G.: Langzeitverhalten von HILTI-Verbundankern HVA, Gutachtliche Stellungnahme vom 23. 6. 1978, unveröffentlicht.
- [14] Rehm, G., Eligehausen, R., Malleé, R.: Befestigungen mit Verbundankern, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Oktober, November, Dezember 1984.
- [15] Lehmann, R.: Mehrfachbefestigungen, Kolloquium über Fragen der Befestigungstechnik im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1979.
- [16] Rehm, G.: Gutachtliche Stellungnahme vom 9. 7. 1980 zur Frage der Verwendbarkeit von HILTI-Schwerlastdübeln (HSL) im Kernkraftwerksbau, unveröffentlicht.
- [17] Schreiben der Landesstelle für Baustatik, Tübingen, an das Institut für Bautechnik, Berlin, vom 25. 11. 1981 und 8. 12. 1981.
- [18] Eligehausen, R. und Clausnitzer, W.: Befestigungen mit Verbundankern in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen, Bericht Nr. 2/5-83/15 des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Dez. 1983.
- [19] Rüscher, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit, beton 2, 1975.
- [20] DIN 1045: Beton- und Stahlbeton-Bemessung und Ausführung, Dezember 1978.
- [21] Rüscher, H. und Rehm, G.: Versuche mit Betonformstählen, Teile I bis III, Schriftenreihe des DAISb, Hefte 140, 160 und 165, Berlin 1963 und 1964.
- [22] Eligehausen, R., Rehm, G.: Einfluß der modernen Befestigungstechnik auf die konstruktive Gestaltung im Stahlbetonbau, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, Juni 1984.
- [23] 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.
- [24] Zulassungsbescheid Z-21.5-82 vom 24. 6. 1983 des Institutes für Bautechnik, Berlin.