

Fritz-Leonhardt-Kolloquium 1984

15. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton

Gallus Rehm, Jörg Schlaich, Kurt Schäfer und Rolf Eligehausen*)

(Fortsetzung aus Heft 6/1985 und Schluß)

Zur Frage der Notwendigkeit einer Verbundbewehrung zwischen Fertigteilen und Ortbeton

Beim Zusammenwirken von Fertigteilen und Ortbeton müssen nach DIN 1045 die auftretenden Schubkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden. Es gibt Tendenzen, unter gewissen Voraussetzungen auf diese Verbundbewehrung zu verzichten; im Rahmen einer Bauaufsichtlichen Zulassung ist dies unter bestimmten Bedingungen bereits gestattet. Anhand der Beschreibung und Auswertung eigener und fremder Versuche (u. a. [20]) wurde das Trag- und Verformungsverhalten in der Verbundfuge unter baupraktischen Gesichtspunkten erläutert; außerdem wurde der Aussagegehalt dieser Versuche kritisch beleuchtet.

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge wird spürbar von ihrer Beschaffenheit beeinflusst. Nicht nur die Rauigkeit – ausgedrückt durch rüttelrau bzw. aufgerauht –, sondern auch die Fugenbehandlung als Nachahmung einer in Wirklichkeit möglichen Verschmutzung der Fuge beeinflusst die übertragbare Schubkraft. Die Verbundfestigkeit beträgt bei aufgerauhter Fuge und der Betonfestigkeit B 25 $\tau_{0w} \approx 1,0 \text{ N/mm}^2$ bis $1,4 \text{ N/mm}^2$. Sie kann bei verhältnismäßig glatter (rüttelrauer) und zusätzlich verschmutzter Fuge wesentlich absinken. Sind Fertigteilebeton und Ortbeton nicht durch Bewehrung miteinander verbunden, versagt die Fuge

spröde. Durch Anordnung einer Verbundbewehrung wird die Verbundfestigkeit nur wenig beeinflusst; jedoch können nach Überschreiten der Höchstlast bei zunehmenden Verschiebungen noch wesentliche Schubkräfte übertragen werden. Dies ist aus Bild 14 zu ersehen, das auch den Einfluß unterschiedlicher Fugenbehandlung auf die Verbundspannungs-Verschiebungs-Charakteristik zeigt.

Neben den planmäßigen Verbundspannungen aus äußerer Last müssen bei der Festlegung zulässiger Verbundspannungen aber auch Zusatzeinflüsse, wie unterschiedliches Schwinden, Temperaturunterschiede, Wechsel in der Lagerungsart und angehängte Lasten, berücksichtigt und ihr Einfluß auf die Bruchsicherheit be-

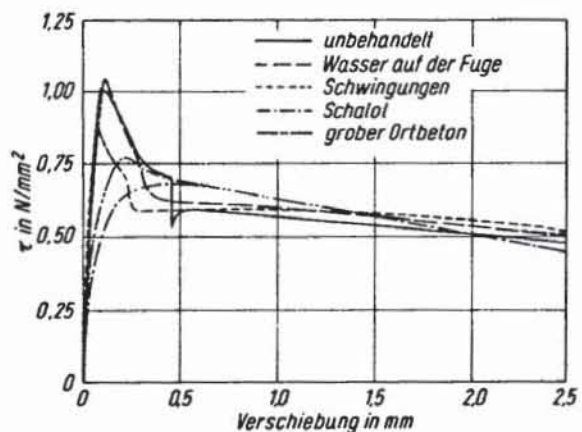


Bild 14. Einfluß der Fugenbehandlung auf das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von rüttelrauen Fugen mit Verbundbewehrung

*) Professor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. Gallus Rehm, Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Professor Dr.-Ing. Jörg Schlaich, Institut für Massivbau; Professor Dr.-Ing. Kurt Schäfer, Institut für Massivbau; Professor Dr.-Ing. Rolf Eligehausen, Institut für Werkstoffe im Bauwesen; alle Universität Stuttgart, Pfaffenwaldring 4 (Werkstoffe) bzw. Pfaffenwaldring 7 (Massivbau), 7000 Stuttgart 80.

achtet werden. Diese Zusatzbeanspruchungen können die Verbundspannungen aus äußeren Lasten wesentlich erhöhen. Daher erscheint es sinnvoll, auch bei aufgerauhten, sauberen Fugen und relativ niedriger Fugenbeanspruchung aus äußeren Lasten (z. B. $\tau_0 \leq 0,5 \tau_{011}$) eine konstruktive Verbundbewehrung an den Auflagern anzuordnen.

R. Koch, FMPA Baden-Württemberg

Verhalten von Trapezprofil-Verbunddecken unter statischer Belastung und im Brandfall⁹⁾

Trotz ihrer Wirtschaftlichkeit gegenüber herkömmlichen Schalverfahren sind Stahl-Trapezprofil-Decken mit bewehrtem Aufbeton verhältnismäßig wenig verbreitet. Grund dafür ist die Tatsache, daß das Brandverhalten i. allg. bisher noch nicht ausreichend geklärt ist. Dies führt in der Praxis zu teilweise unwirtschaftlichen, weit auf der sicheren Seite liegenden Bemessungsverfahren. So wird entweder die Tragfähigkeit des Trapezprofil-Querschnitts oder der Zulagebewehrung bei der Bemessung im Kaltzustand vernachlässigt.

Am Otto-Graf-Institut wurden an einem für die Versuche besonders abkanteten Profil (Bild 15) bei sonst konstant gehaltenen Randbedingungen systematisch der Einfluß unterschiedlicher Längsbewehrungsgrade und/oder Beanspruchungshöhen sowie der Einfluß der Verbundgüte zwischen Trapezprofil und Betonquerschnitt bzw. einer zusätzlichen Bügelbewehrung im Betonquerschnitt auf das Verhalten der Stahlverbunddecke im Kaltzustand sowie im Brandfall untersucht.

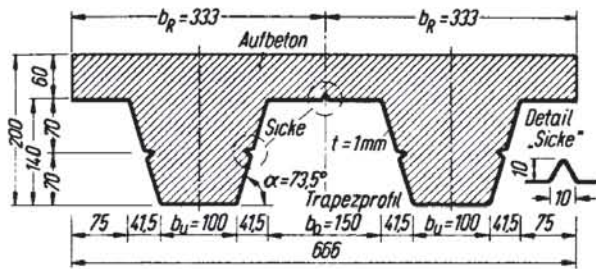


Bild 15. Ausbildung des Stahlprofils und der Stahlbetonrippenplatte

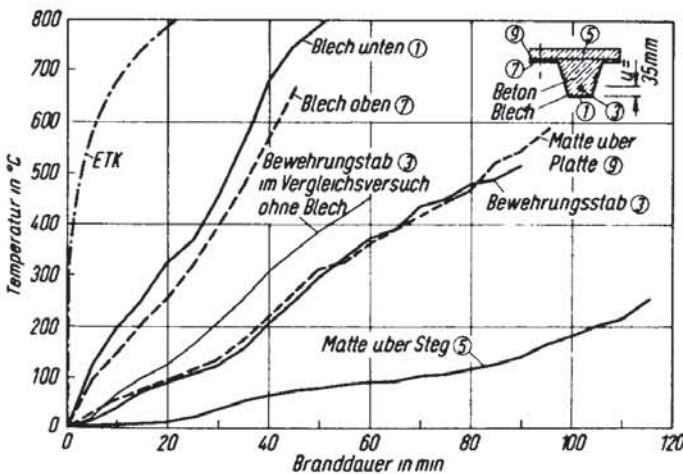


Bild 16. Mittlere Temperaturen an verschiedenen Stellen im Querschnitt in Abhängigkeit von der Branddauer

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß sich im Brandfall Stahlhaut und Betonquerschnitt gegenseitig positiv beeinflussen. Der Betonquerschnitt entzieht dem Stahlblech Wärme; das Stahlblech seinerseits schirmt den Betonquerschnitt gegen die Wärme ab (Bild 16). Während bei der Verbundkonstruktion das außen lie-

gende Stahlblech die kritische Temperatur von etwa 500 °C nach rund 35 Minuten erreichte, war diese Temperatur beim Trapezprofil ohne Aufbeton nach 5 bis 10 Minuten vorhanden. Bei der Verbunddecke hatte die Betonstahlbewehrung die kritische Temperatur 10 bis 15 Minuten später als bei fehlender Blechhaut erreicht.

Das Tragverhalten der Konstruktion wird im kalten Zustand wesentlich durch den Verbund zwischen Stahlblech und Beton beeinflusst. Demgegenüber ist dieser nach einer Branddauer von etwa 40 Minuten ohne Einfluß, da das Blech nicht mehr nennenswert tragfähig ist. Daher muß zum Erreichen einer längeren Feuer-Widerstandsdauer die Last vom Blech auf den „thermisch abgeschirmten“ Stahlbetonquerschnitt umgelagert werden.

Im Kaltzustand können bei ausreichendem Verbund zwischen Blech und Aufbeton im Sinne einer Traglastbetrachtung die Eigentrugfähigkeiten des Trapezprofil-Querschnitts und der darin integrierten „Stahlbeton-Rippenplatte“ addiert werden; der Anteil des Trapezprofils soll im allgemeinen nicht größer als derjenige der Rippenplatte sein. Dabei darf bei plattenähnlichen Verbundkonstruktionen (Rippenplatte) mit verhältnismäßig breiten Rippen in engem Abstand in der Regel auf eine Bügelbewehrung verzichtet werden. Ein geeignetes Bemessungsverfahren für den Brandfall wird derzeit erarbeitet [21].

R. Lehmann, FMPA Baden-Württemberg

Verhalten des Betons im Verankerungsbereich von Befestigungsmitteln

Im Verankerungsbereich von Befestigungsmitteln treten örtlich hohe Betonzugspannungen bei hohen Dehnungsgradienten auf. Zur Untersuchung des Betonverhaltens in diesen Bereichen wurden verformungsgesteuerte Auszugsversuche an den in Bild 17 dargestellten Versuchskörpern durchgeführt. Zur Sichtbarmachung etwa auftretender Mikrorisse in der Beobachtungsfläche diente ein Eindringverfahren auf der Grundlage der UV-Licht-Fluoreszenz. Die Betondehnungen senkrecht zur Mantellinie des zu erwartenden Bruchkegels wurden mit Dehnungsmeßstreifen gemessen. Weiterhin wurde die Schallemissionsanalyse zur Rißfindung verwendet.

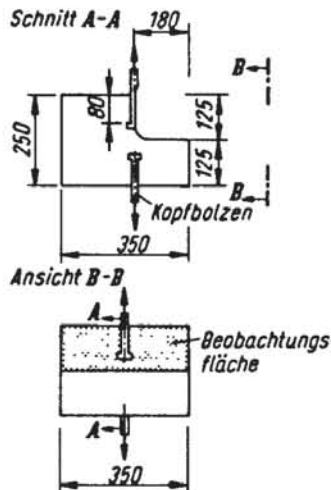


Bild 17. Ausbildung der Versuchskörper zum Studium des Betonverhaltens im Verankerungsbereich von Befestigungselementen

In den Versuchen bildeten sich bei etwa 40% der Höchstlast Mikrorisse im Bereich des Bolzenkopfes. Diese Risse breiteten sich mit steigender Last stabil aus; dabei markierten sie den Verlauf des späteren Ausbruchkegels. Die im Bereich der Risse gemessenen Betondehnungen (Meßlänge 20 mm) lagen bei Erreichen der Höchstlast beträchtlich über der üblicherweise angenommenen größten Betonzugdehnung von 0,1‰ (Bild 18). Bei Höchstlast betrug die Länge der Mikrorisse etwa 70% der Länge der Mantellinie des voll ausgebildeten Bruchkegels. Erst zu diesem Zeitpunkt traten im Normallicht mit bloßem Auge sichtbare Makro-

⁹⁾ Gefördert von: Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V.; Bundesminister für Forschung und Technologie.

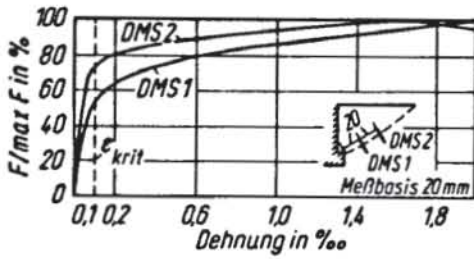


Bild 18. Betondrehungen senkrecht zur Mantellinie des späteren Ausbruchkegels

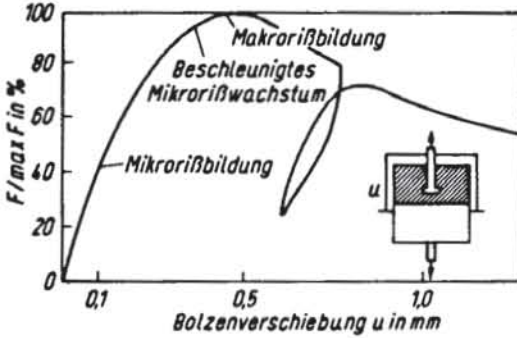


Bild 19. Last-Verformungskurve des Kopfbolzens

risse auf. Mit zunehmenden Verformungen verlängerten sich die Makrorisse und schoben die Mikrorisse vor sich her. Dabei fiel die übertragbare Last stetig ab (Bild 19), bis im Endzustand der übliche Betonausbruchkegel auftrat. Dieses Verhalten wurde auch durch die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse bestätigt.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, daß Beton bei Zugbeanspruchung mit hohen Dehnungsgradienten infolge Mikrorißbildung in der Lage ist, Kräfte von hochbeanspruchten Gebieten auf weniger beanspruchte Stellen umzulagern. Die Länge der Zone mit Mikrorissen betrug etwa das 6fache des Größtkorndurchmessers der Zuschläge; ihre Breite war sehr gering. Dabei ist aufgrund weiterer Versuche an mittig gezogenen unbewehrten Betonkörpern davon auszugehen, daß sich der Beton außerhalb der Zonen mit Mikrorissen elastisch verhält und die nichtlinearen Betonverformungen überwiegend durch die Öffnung der Mikrorisse hervorgerufen werden.

Die hier gefundenen Zusammenhänge lassen sich auf der Grundlage der nichtlinearen Bruchmechanik [22] mathematisch beschreiben.

G. Sawade; W. Clausnitzer, Institut für Werkstoffe im Bauwesen

Lasteinleitung in bewehrten Beton über Kopfbolzen

Die Lasteinleitung in Beton- und Stahlbetonbauteile über Stahlplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzen ist in Bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Die Bemessungsregeln vernachlässigen den Einfluß einer Rückhängebewehrung auf die Tragfähigkeit der Verankerung, da die damit zusammenhängenden Probleme bisher nicht ausreichend geklärt sind. Daher sollte in gezielten Versuchen das Zusammenwirken zwischen Stahlbetontragwerk und Ankerkonstruktion sowie die Weiterleitung der Kräfte über eingelegte Bewehrungen studiert werden.

Die Versuche wurden an Balken auf zwei Stützen mit einer Belastung durch eine Einzellast in Feldmitte durchgeführt. Der Querschnitt der Balken sowie die Anordnung der Verankerung in der Zugzone sind in Bild 20 dargestellt. Verändert wurde in Reihe 1 die Ausbildung der Rückhängebewehrung. In Reihe 2 wurden Bügel als Rückhängebewehrung gewählt und der Einfluß von Ankerkonstruktion, Längsbewehrung und Betonfestigkeit studiert (Bild 21). Zum Vergleich wurde auch ein Balken mit Lasteinleitung in der Druckzone über Lastplatten geprüft.

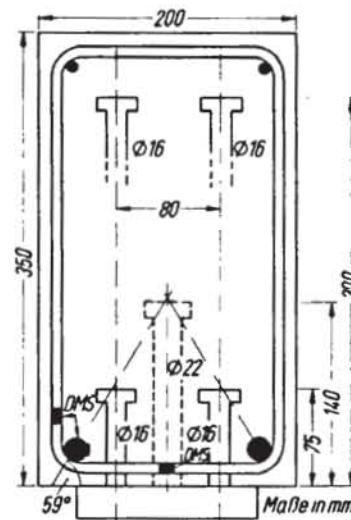


Bild 20. Querschnitt der Versuchsbalken und Lage der Kopfbolzen

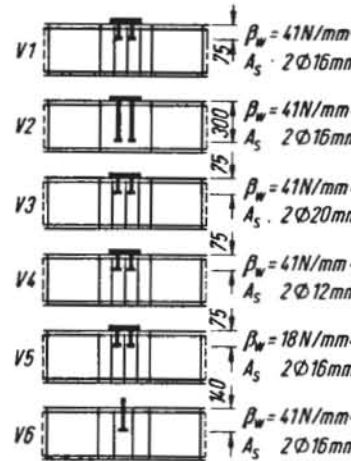


Bild 21. Ausbildung der Versuchsbalken im Verankerungsbereich bei Versuchsreihe 2

Die Ergebnisse der Versuche lassen erkennen, daß im vorliegenden Fall über Kopfbolzen und gezielt eingelegte Bewehrungen Kräfte in die Zugzone eines Stahlbetonbalkens eingeleitet werden können, die in der Größenordnung der Balkenbruchlast liegen. Abhängig von der Verankerungstiefe der Kopfbolzen kann jedoch frühzeitig der Beton durch Bildung eines Ausbruchkegels geschädigt werden; es können auch örtlich höhere Beanspruchungen der Längs- und Bügelbewehrung des Stahlbetonbalkens im Vergleich zur üblichen Lasteinleitung auf der Druckzonenseite auftreten. Zur umfassenden Klärung der Bedingungen für die Anwendung von Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung zur Lasteinleitung in Stahlbetonbauteile sind weitere Untersuchungen erforderlich.

K. Roeder; R. Wohlfahrt, FMPA Baden-Württemberg

Einpreßmörtel mit langer Verarbeitungsdauer¹⁰⁾

Nach den derzeit gültigen Vorschriften darf Einpreßmörtel, der 30 Minuten nach seiner Herstellung nicht verbraucht ist, nicht mehr verarbeitet werden. Diese Verarbeitungsspanne reicht jedoch oftmals nicht aus, um einen Spannkanal vollständig zu füllen. Daher sollte geklärt werden, ob sich bei Verwendung von handelsüblichen Portlandzementen Z 45 F die Verarbeitungsdauer bis 60 Minuten verlängern läßt.

Untersucht wurden sechs verschiedene Zemente PZ 45 F, mit denen Einpreßmörtel nach üblichen Verfahren unter Zusatz einer Einpreßhilfe bei Raumtemperatur hergestellt wurden. Zwei Versuchsreihen mit besonders geeigneten Zementen wurden bei niedrigen (5 °C) und erhöhten (35 °C) Temperaturen gefahren. Wei-

¹⁰⁾ Gefördert vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton.

terhin wurde der Einfluß besonderer Zusatzmittel auf die Verarbeitbarkeit studiert. Schließlich wurde die Übertragbarkeit der Laborversuche auf praktische Verhältnisse in einem Großversuch überprüft.

Die Versuche zeigen, daß es mit handelsüblichem Zement möglich erscheint, Einpreßmörtel bei Temperaturen $\leq 20^\circ\text{C}$ mit einer Verarbeitungszeit von etwa 60 Minuten herzustellen. Bei Temperaturen um 35°C versteift der Einpreßmörtel sehr rasch, so daß eine Verlängerung der Verarbeitungsdauer gegenüber bisher bei Temperaturen über 20°C derzeit nicht durchführbar erscheint. Ein merklicher Zusammenhang zwischen der Verarbeitbarkeit der Mörtel und der chemischen oder mineralogischen Zusammensetzung des Zements konnte nicht festgestellt werden. Daher sollte ein für eine erhöhte Verarbeitungszeit geeigneter Zement bis zum Vorliegen weiterer Kenntnisse nur über Eignungsversuche ausgewählt werden.

R. Zimbelmann, FMPA Baden-Württemberg

Auswirkung von Fehlstellen im Einpreßmörtel auf die Korrosion des Spannstahls¹¹⁾

Untersuchungen an bestehenden Bauwerken haben ergeben, daß mit Einpreßmörtel verfüllte Spannglieder meist Fehlstellen aufweisen. Um den Einfluß dieser Fehlstellen auf die Korrosion von Spannstählen zu studieren, wurden umfangreiche Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse gestatten die folgenden Schlußfolgerungen [23]:

Ist ein Spannstahlabschnitt innerhalb einer wasserfreien Fehlstelle stets mit einer alkalischen Einpreßmörtelschicht bedeckt, unterbleibt jeglicher Korrosionsangriff.

Bei Fehlstellen ohne Verbindung durch offene Entlüftungs- bzw. Einpreßröhrchen zur Außenwelt ist ein Korrosionsrisiko i. allg. nur gegeben, wenn die Fehlstelle wenige cm unter der Betonoberfläche liegt. Bei sehr ungünstigen Temperatureinwirkungen kann örtlich Korrosion auch bei einer Überdeckung der Fehlstelle von mehr als 20 cm auftreten. Bei konstanter Überdeckung nehmen die Korrosionsangriffe mit zunehmendem Volumen (Länge und Durchmesser) der Fehlstelle deutlich zu. Die Stärke des Korrosionsangriffs ist materialspezifisch. Der Korrosionsabtrag nähert sich jedoch stets im Laufe der Zeit einem Grenzwert.

Besteht bei wasserfreien Fehlstellen durch offene Entlüftungs- und Einpreßröhrchen eine Verbindung zur Außenwelt, besteht allein durch die erleichterte Luftzufuhr zur Fehlstelle ein erhöhtes Korrosionsrisiko. Ist jedoch die Fehlstelle mit (alkalischem) Einpreßmörtel-Restwasser gefüllt, ist nur Korrosion möglich, wenn sich im Restwasser korrosionsfördernde Mörtel- bzw. Zementbestandteile anreichern können.

Da selbst bei geringer Korrosion bereits so viel atomarer Wasserstoff entstehen kann, daß ein gespannter, gegenüber Wasserstoff anfälliger Spannstahl vorzeitig versagt, ist es auf jeden Fall unerlässlich, nur gegenüber Wasserstoff unempfindliche Spannstähle zu verwenden.

R. Frey, Institut für Werkstoffe im Bauwesen

Baupraktische Erfahrungen zur Chloridkorrosion von Stahl in Beton

Nach bisheriger Auffassung ist mit ernsthaften Korrosionsschäden erst ab 0,4 Gew.-% Chlorid, bezogen auf den Zementanteil, zu rechnen. Praktische Untersuchungen können jedoch belegen, daß selbst erhöhte Chloridgehalte um 1% nicht zwangsläufig zu Korrosion der Bewehrung führen müssen [24]. Die Gefährdung durch Chloride kann nämlich nur im Zusammenhang mit der Ze-

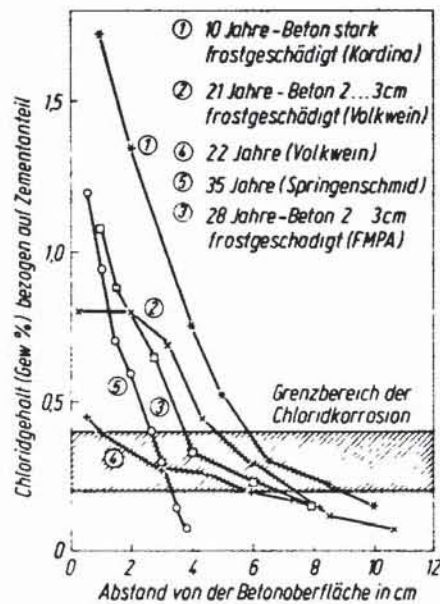


Bild 22. Chloridverteilung in Fahrbahnplattenbetonen von Brücken bei unzureichender bzw. fehlender Fahrbahnabdichtung

mentgüte, der Betongüte (Dichtigkeit) und dem Wasserhaushalt des Betons, besonders aber dessen Belüftungsverhältnissen, gesehen werden. Führen selbst hohe Chloridgehalte nicht zu Korrosion, so ist dies darauf zurückzuführen, daß wegen begrenzter Belüftung die korrosionsaktive Wirkung von Chloriden nicht zum Tragen kommt.

Bei streusalzbeaufschlagten Brücken ist nur dann mit ernsthaften Korrosionsschäden zu rechnen, wenn die Betondeckung entgegen den Bestimmungen zu gering gewählt wurde, die Betongüte mangelhaft ist, physikalische Einwirkungen (z. B. Frost-Tauwechsel) zu einer Zerstörung der Betondeckung führen oder der Beton Risse hat (Bild 22).

Bei Bauten aus Stahlbeton im Meer wurden Korrosionsschäden an der Bewehrung ausschließlich oberhalb der Wasserwechselzone, in der Spritzwasserzone oder unterhalb von Verdunstungsflächen bei aus dem Meerwasser herausragenden Betonteilen festgestellt, wenn gleichzeitig geringe Betondeckungen und -güten gewählt wurden. Bei stets mit Meerwasser gesättigtem Beton wurden in der Regel keine Schäden festgestellt, obwohl die Chloridgehalte an der Bewehrung in einigen Fällen mehrere Prozent betragen. Auch in gerissenem Beton verhielten sich die Stähle im Fall ständiger oder häufiger Meerwasserbeaufschlagung sehr viel günstiger als bei gelegentlichem Einwirken von Meerwasser.

Bei einem gut verdichteten und frostbeständigen Beton $\geq \text{B } 25$ kann in ungerissenem Zustand bei einer Betondeckung ≥ 3 cm von einer hohen Dauerhaftigkeit der Stahlbewehrung ausgegangen werden. In solchen Fällen dringen selbst langfristig keine so hohen Chloridgehalte bis zur Bewehrung vor, daß bei den vorherrschenden Belüftungsverhältnissen mit kritischer Korrosion gerechnet werden muß. Im gerissenen Zustand sind Rißbreiten $\leq 0,2$ mm ohne erhebliche Auswirkung, wenn die Betondeckung mindestens 5 cm beträgt.

U. Nürnberger, FMPA Baden-Württemberg

Korrosionsschutz durch Beschichtung der Bewehrung

Schäden an Stahlbetonbauwerken sind häufig auf Korrosion der Bewehrung zurückzuführen, z. B. bei Einwirkung von Chloriden bzw. anderen aggressiven Stoffen sowie bei nicht ordnungsgemäß hergestelltem Beton.

Das Aufbringen einer Kunststoffbeschichtung auf den noch nicht eingebauten Betonstahl ist eine Korrosionsschutzmaßnahme, die im Ausland bereits angewendet wird.

¹¹⁾ Gefördert vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton.

In der Bundesrepublik Deutschland sind Bestrebungen im Gange, ebenfalls kunststoffbeschichtete Bewehrungsstähle in der Praxis zu benutzen. Dabei müssen noch einige grundlegende Fragen hinsichtlich der Anforderungen an die Beschichtung geklärt werden. Insbesondere ist die Dauerhaftigkeit dieses „Bewehrungssystems“ zu klären und die Beeinflussung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton durch eine Beschichtung zu untersuchen.

Um einen wirksamen Korrosionsschutz sicherzustellen, muß die Beschichtung geschlossen sein und daher die Fähigkeit zum Füllen von Spalten und Überdecken der Rippen besitzen. Sie muß ausreichend verformbar sein und auf Dauer fest am Stahl haften.

Weiterhin soll die Handhabung der beschichteten Bewehrung auf der Baustelle nicht durch besondere Maßnahmen erschwert werden. Vorteilhaft ist das Beschichten von vorgefertigten Bewehrungen, die dann als fertige beschichtete Bewehrungskörbe eingebaut werden.

Die amerikanischen ASTM-Vorschriften [25] sind nicht unbedingt auf die baupraktischen Verhältnisse in der Bundesrepublik Deutschland übertragbar; sie sollten daher entsprechend den hiesigen Anforderungen abgewandelt werden, damit auch dieses Korrosionsschutzsystem bei uns verwendet werden kann.

E. Fielker, Institut für Werkstoffe im Bauwesen

Literatur s. Heft 6/1985, S. 160.