Anleitung für beständigen Beton

Bearbeitung eines Berichts des ACI Committee 201
„Guide to Durable Concrete“ [1]

Von Kurt Walz, Düsseldorf

Übersicht

In einer gestrafften deutschen Bearbeitung wird Wesentliches aus dem Bericht „Anleitung für beständigen Beton“ des ACI Committee 201 wiedergegeben. In diesem Bericht wird eingegangen auf: Frosteinwirkung, chemischen Angriff, Abnutzung, Korrosion von Stahl und Metallen im Beton, chemisch reagierende Zuschläge, Behebung von Schäden und Schutz des Betons durch Beschichtungen. An zahlreichen Stellen wurden Vergleiche zu unseren Gegebenheiten angestellt oder für den Leser Erläuterungen und Hinweise eingefügt.

Einleitung

Die Anleitung ist eine auf den neuesten Stand der Erkenntnisse gebrachte Fassung des Komitee-Berichts „Durability of Concrete in Service“ von 1962 [2]. Diese neue, wesentlich erweiterte Darstellung beruht u. a. auf zahlreichen, als bedeutsam berücksichtigten Versuchsberichten und Monographien. Das entsprechende, überwiegend aus den USA stammende Schrifttum ist z. T. mit bis zu 59 Quellen am Schluß eines jeden Abschnitts aufgeführt.

Das aus etwa 30 Mitgliedern bestehende ACI Committee, das diesen Bericht ausarbeitete, ist einer der vielen Ausschüsse des American Concrete Institute – ACI – in Detroit. Diese beschäftigen sich auf einzelnen Sachgebieten mit Eigenschaften des Betons sowie mit seiner technologischen und konstruktiven Anwendung. Das Ergebnis der Tätigkeit wird der Praxis in Anleitungen, Empfehlungen, Richtlinien oder zusammenfassenden Berichten zur Verfügung gestellt.

Als Einflüsse auf die Beständigkeit von Betonbauwerken wird in diesem Komitee-Bericht in 7 Abschnitten eingegangen auf: Frosteinwirkung, chemisch angreifende Stoffe, mechanische Abnutzung, Korrosion von Stahl und anderen Metallen im Beton sowie auf die chemische Reaktion von Zuschlägen. Dabei werden abgehandelt: Der einflußnehmende Vorgang, seine Auswirkung und die Gegenmaßnahmen. Schließlich befassen sich der 6. und 7. Abschnitt mit der Behebung von Schäden und mit der Anwendung von Beschichtungen. Über das Verhalten des Betons gegen Hitze und Feuer wird nichts ausgeführt, weil dies in das Arbeitsgebiet des ACI Committee 216 fällt.

Nachfolgend werden wesentliche Ausführungen aus dem Komitee-Bericht gestrafft wiedergegeben. Doch waren andererseits manche vorsichtig-bedachtsame und z. T. verklausulierte Aussagen ohne Kürzung zu übersetzen, um auch dem Charakter der Darlegungen Rechnung zu tragen.

Soweit sich anbietend, wurden Vergleiche zu unseren Gegebenheiten angestellt. Die zahlreichen im Komitee-Bericht zitierten Quellen werden hier im allgemeinen nicht wiederholt. Die eine oder andere wird aufgenommen, wenn sie benutzt wurde, um daraus dem Leser manche knappen Hinweise im Komitee-Bericht zu erläutern oder um ihm aufschlußreiche Standards, ACI-Empfehlungen, -Kompendien u. ä. an die Hand zu geben. Alle diesbezüglichen eigenen Erläuterungen und Erklärungen von Begriffen, wie auch Vergleiche oder Ausführungen aus anderen Quellen – die also nicht im Komitee-Bericht vorkommen – erscheinen in kursivem Druck gesondert als (Anmerkung ...) oder als Einschaltung im Text in (...).

1. Gefrieren und Auftauen

1.1 Allgemeines

Durchfeuchteter Beton unterliegt bei Frosttauwechseln einer harten Beanspruchung, die er bei geringwertiger Beschaffenheit nicht ohne Schaden erträgt. Andererseits wird sachgemäß hergestellter und eingebauter Beton mit künstlich eingeführten Luftporen (LP-Beton) einem wechselnden Gefrieren über viele Jahre fast immer widerstehen. Doch sollte man sich darüber im klaren sein, daß unter ungewöhnlichen Bedingungen selbst guter Beton unter wechselndem Gefrieren, besonders wenn er nahezu vollständig wassergesättigt ist, geschädigt werden kann.

1.2 Ablauf der Frostwirkung

Da Zementstein und Zuschlag sich bei zyklischem Gefrieren sehr unterschiedlich verhalten, müssen beide getrennt betrachtet werden.

1.2.1 Frost im Zementstein. In seinen ersten Abhandlungen führte Powers die Frostschädigung auf Spannungen durch hydraulischen Druck in den Poren zurück, der vom Strömungswiderstand des Wassers herrührt, das von der Gefrierzone weggedrückt wird. Der auftretende Druck ist abhängig von der Gefriergeschwindigkeit, dem Sättigungsgrad, dem Durchlässigkeitskoeffizienten und der Weglänge des Porenwassers bis zur nächsten Entlastungsstelle. Der Nutzen verteilter Luftporen erklärte sich durch die Verkürzung der Weglänge. Manche Fachleute stimmen dieser Hypothese noch immer zu.

Spätere Arbeiten von Powers und Helmuth lieferten den Nachweis, daß diese Hypothese nicht mit den Versuchsergebnissen zu vereinbaren ist. Sie fanden, daß sich das meiste Wasser, im Gegensatz zur vorherigen Annahme, zu den gefrierenden Stellen hin bewegt. Auch die Dehnung nahm während des Gefrierens im allgemeinen mit zunehmender Gefriergeschwindigkeit ab. Beide Befunde stehen der Druckhypothese entgegen und deuten an, daß eine erstmalig von

Collins (1944) geäußerte Hypothese in abgeänderter Form angebracht ist. Powers und Helmuth führen dazu aus, daß das Wasser in den Poren als schwach alkalische Lösung vorhanden ist. Beim Absinken der Betontemperatur unter den Gefrierpunkt tritt zunächst eine Zeitlang eine Unterkühlung ein. Danach bilden sich Eiskristalle in den größeren Kapillaren. Dies führt zu einer Erhöhung des Alkali-gehalts im nicht gefrorenen Teil der Lösung in diesen Kapillaren. Dabei entsteht ein osmotisches Potential, das die Wassermoleküle in den nahegelegenen, nicht gefrorenen Poren veranlaßt, in die Lösung der befestigten Hohlräume zu diffundieren.

Die sich ergebende Verdünnung der mit dem Eis in Berührung stehenden Lösung erlaubt ein weiteres Wachsen des Eises. Wenn der Hohlraum voll Eis und Lösung ist, erzeugt jede weitere Eisbildung eine Druckdehnung, die zum Versagen des Zementsteins führen kann. Luftporen, deren durchschnittlicher Abstand nicht zu groß ist, nehmen bevorzugt das noch nicht gefrorene Wasser auf. Heute nehmen viele Forscher an, daß die meisten Frostschäden im Zementstein durch osmotischen Druck ausgelöst werden.

Nach neueren Studien über die Frostwirkung glaubt Litvan, daß das an der Oberfläche adsorbierte oder in Poren enthaltene, nicht gefrierbare Wasser eine Hauptrolle spielt. Infolge des Unterschieds im Dampfdruck dieser unterkühlten Flüssigkeit und dem umgebenden Eis des Zementsteinsystems wandert das Wasser zu Stellen, wo es gefrieren kann, wie zu großen Poren oder an die äußere Oberfläche. Dieser Vorgang führt zu einer teilweisen Entwässerung des Zementsteins und zur Ansammlung von Eis in Spalten und Rissen. Ein Bruch entsteht, wenn die Umlagerung von Wasser nicht angemessen stattfinden kann, entweder weil die Wassermenge zu groß und die verfügbare Zeit zu kurz oder der Strömungsweg zu lang ist. Litvan glaubt, daß in solchen Fällen ein halb-amorpher Körper – keine Eiskristalle – gebildet wird, der zu großen inneren Spannungen führt.

Allgemeine Übereinstimmung besteht darüber, daß der Zementstein durch künstlich eingeführte Luftporen vollständig gegen Frostschäden geschützt werden kann, sofern nicht besondere Bedingungen zu einer Füllung der Luftporen führen.

(Anmerkung: Die Ausführungen beschränken sich auf eine vorsichtige Wiedergabe der verschiedenen Hypothesen über die Vorgänge beim Gefrieren wasserhaltigen Zementsteins. Offenbar reichen aber die Erkenntnisse nicht aus, einen einheitlichen physikalischen Vorgang, der für das Sprengen des Zementsteins allein verantwortlich ist, herauszustellen; siehe dazu entsprechend auch Abschnitte 1.2.2 und 1.3 sowie, aus anderer Sicht, auch [1,1].)

1.2.2 Gefriervorgang in Zuschlagkörnern. Die meisten Gesteine weisen wesentlich größere Poren auf als der Zementstein. Beim Gefrieren wird Wasser aus diesen ausgetrieben. Das Komitee meint daher, daß in den meisten Fällen die in Abschnitt 1.2.1 beschriebene hydraulische Drucktheorie zutreffend ist. Eine andere Theorie besagt, daß die Hauptursache der Gesteinszerstörung nicht das Gefrieren, sondern die Dehnung von adsorbiertem, nicht gefrierbarem Wasser ist. Dem wird, belegt durch andere Forschungsergebnisse, entgegengehalten, daß adsorbiertes Wasser sich nicht dehnt, sondern während des Abkühlens zusammenzieht. Doch wird insoweit

zugestimmt, als die Adsorption von viel Wasser in einem Zuschlag mit sehr feinem Porengefüge den Beton durch Eisbildung sprengen kann.

Die Korngröße des Grobzuschlags wurde als bedeutsam für dessen Frostwiderstand erkannt. Demnach gibt es für Zuschlag, der ohne den umgebenden Zementstein gefriert, eine kritische Größe, unterhalb der er nicht geschädigt wird. Diese Größe reicht für gutes Gestein bis vielleicht 6 mm. Jedoch enthalten manche Zuschläge, wie Granit, Basalt, Diabas, Quarzit und Marmor, so wenig gefrierbares Wasser, daß sie ohne Rücksicht auf ihre Größe keine Spannungen hervorrufen. Die Rolle der Luftporen zur Minderung der Wirkung gefrierender Zuschlagkörner ist minimal.

(Anmerkung: Nach der hierzu zitierten Quelle [1,2] hängt die Auswirkung gefrierender Zuschlagkörner davon ab, inwieweit ein kritischer Sättigungsgrad vorliegt. Danach wird das unterschiedliche Verhalten der Zuschläge auch von ihrer Porencharakteristik und der des Zementsteins bestimmt. Zuschläge mit geringer Porosität können sich an gefrierendes Porenwasser durch elastische Dehnung einfach anpassen, wogegen gesättigter Zuschlag mäßiger oder hoher Porosität zerfallen kann, weil die Korngröße ein kritisches Maß übersteigt; auch der umgebende Zementstein kann durch das Verdrängen des Porenwassers gesprengt werden. Die Größe des dabei entwickelten hydraulischen Drucks ist ausgeprägt von der Korngröße des Zuschlags und der Durchlässigkeit sowie dem Luftgehalt des umgebenden Zementsteins abhängig. Auch die Dicke der Mörtelschicht um die Zuschlagkörner ist von Einfluß. – Demnach stellen sich die Verhältnisse doch etwas differenzierter dar als im Komitee-Bericht, und man muß beachten, daß in diesem meist weitgehend wassergesättigter Zuschlag mit größerer Wasseraufnahme angesprochen ist, wenn der Mechanismus der Frostsprengung erörtert wird.)

1.2.3 Gesamtwirkungen im Beton. Ohne Luftporen kann die Matrix, welche die Zuschlagkörner umgibt, versagen, wenn sie die kritische Sättigung erreicht und gefriert. Enthält sie jedoch angemessen verteilte Luftporen mit einem Abstandsfaktor unter etwa 0,2 mm, so entstehen beim Gefrieren keine zerstörenden Spannungen. LP-Beton aus Zuschlaggestein, das praktisch kein gefrierbares Wasser enthält, wird daher dem Gefrieren über lange Zeit selbst bei dauernder Wassereinwirkung widerstehen; weniger lang jedoch, wenn sich die Luftporen mit Wasser und Feststoff füllen.

(Anmerkung: Der in den weiteren Ausführungen des Komitee-Berichts sehr ausführlich besprochene Einfluß der Umweltbedingungen auf das Verhalten des Zuschlags beim Gefrieren wird nachfolgend nur knapp umrissen wiedergegeben.)

Wassersaugende Zuschläge in dauernd nasser Umgebung sättigen sich ab. Der Druck des aus den Körnern beim Gefrieren ausgepreßten Wassers zersprengt die Körner und die Matrix, und durch ein nahe der Oberfläche liegendes Zuschlagkorn kann eine Aussprengung entstehen. Zuschlag im Beton erreicht normalerweise bis zum Ende der Bauausführung infolge Wasserentzug durch den Zement bei der Hydratation und infolge Wasserverdunstung nicht den kritischen Sättigungsgrad. Eine spätere kritische Sättigung rührt, wenn überhaupt, von außen zutretendem Wasser her. Bauwerke, bei de-

nen alle Oberflächen dauernd Nässe und zudem periodischem Gefrieren ausgesetzt werden, sind jedoch ungewöhnlich; Bauteile weisen gewöhnlich mindestens eine der Luft ausgesetzte Fläche auf und neigen in der trockenen Jahreszeit zum Austrocknen. Darum wird LP-Beton gewöhnlich nicht geschädigt, auch wenn er weitgehend wassersaugenden Zuschlag enthält.

Je trockener ein Zuschlag beim Betonieren ist, desto mehr Zeit vergeht, bis er die kritische Sättigung erreicht. Dies ist eine wichtige Überlegung, weil die Dauer der nassen und kalten Jahreszeit beschränkt ist. Es kann nachteilig sein, aus dem Wasser gebaggerten Kies zu verwenden, besonders wenn das Bauwerk vor der nassen Jahreszeit oder kurz vor dem Winter steht. Trockene, stark saugende Zuschläge können schon im Mischer hohe Sättigungsgrade erlangen. Sie werden durch Wasserabgabe an den Zement bei dessen Hydratation nicht genügend entwässert, so daß schon ein kleiner Anteil im Zuschlag eine ernste Schädigung verursacht, wenn dem Winter keine genügend lange Trockenperiode vorhergeht. Welche Wasseraufnahme-Charakteristik ein Zuschlag auch aufweisen mag, so wird die Geschwindigkeit seiner Wasseraufnahme im Beton doch immer durch den Durchlässigkeitsgrad des Zementsteins bestimmt.

1.3 Mittel zur Eisbeseitigung (Enteisungsmittel)

Der Vorgang, durch den diese Mittel – Natriumchlorid oder Calciumchlorid – zu beschleunigtem Abschalen an der Betonoberfläche führen, ist ausreichend erklärbar. Es besteht im allgemeinen Einvernehmen darüber, daß die Wirkung mehr physikalisch als chemisch ist. Dabei entstehen beim Gefrieren, vorwiegend im Zementstein, sprengende osmotische und hydraulische Drücke, ähnliche, jedoch stärkere als bei der reinen Frosteinwirkung nach Abschnitt 1.2.

Für die Entwicklung dieser Drücke spielt die Konzentration der Enteisungsmittel im Beton eine wichtige Rolle; das stärkste Abschalen tritt bei zwischenliegenden Konzentrationen – 3 bis 4 % – auf. Ähnliches Verhalten wie bei Calcium- und Natriumchlorid wurde bei Harnstoff und Äthylalkohol als Enteisungsmittel beobachtet. Es wurde auch gefolgert, daß Enteisungsmittel einen hohen Sättigungsgrad (*starke Durchfeuchtung*) des Betons bewirken, der hauptsächlich für ihre schädliche Wirkung verantwortlich ist. Salzlösungen haben bei einer gegebenen Temperatur einen kleineren Dampfdruck als Wasser, so daß nur eine geringe oder keine Austrocknung zwischen wiederholtem Durchfeuchten oder Abkühlen stattfindet.

Es gab einige wenige Beispiele für ein ausgezeichnetes Verhalten luftporenfreien Betons gegenüber Enteisungsmitteln, das einem sehr niederen Wasserzementwert, vortrefflichem Zuschlag und vorzüglicher Bautechnik zuzuschreiben ist. Glücklicherweise wurde jedoch der LP-Beton etwa zu der Zeit entdeckt, als auch Enteisungsmittel weitverbreitet angewendet wurden.

Der Nutzen der eingeführten Luftporen erklärt sich ebenso wie bei gewöhnlicher Frosteinwirkung. Laboratoriumsuntersuchungen und die Erfahrungen der Praxis haben bestätigt, daß die eingeführten Luftporen den Widerstand gegen Enteisungsmittel bedeutend

verbessern und unter strengen Bedingungen unerlässlich sind. Es ist nunmehr möglich, durchweg widerstandsfähige Straßendecken zu bauen.

1.4 Empfehlungen für dauerhafte Bauwerke

Beton, der zugleich Feuchtigkeit und wechselndem Gefrieren ausgesetzt sein wird, verlangt eine Gestaltung des Bauwerks, die die Feuchtigkeitsbeaufschlagung auf ein Minimum herabsetzt, einen niederen Wasserzementwert, die Einführung von Luftporen, geeignete Ausgangsstoffe und angemessene Nachbehandlung.

1.4.1 Feuchtigkeit. Da die Anfälligkeit des Betons sehr stark von seinem Sättigungsgrad beeinflusst wird, sollte jede mögliche Maßnahme ergriffen werden, um die Wasseraufnahme zu vermindern.

(Anmerkung: Dazu werden im Komitee-Bericht Beispiele für die an sich naheliegenden Möglichkeiten der Wasserabhaltung und -abführung gebracht; sie werden hier nicht wiedergegeben.)

1.4.2 Wasserzementwert. Dieser sollte für frostwiderstandsfähigen Normalbeton betragen:

bei dünnen Bauteilen, wie bei Brückentafeln, Brüstungen, Bord-schwellen, Simsen und Teilen mit weniger als 25 mm Stahlüberde-ckung sowie bei Beton, der Enteisungsmitteln ausgesetzt ist, höch-stens 0,45;

bei allen anderen Bauteilen höchstens 0,50.

(Anmerkung: DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.3, verlangt für hohen Frost-widerstand, neben frostbeständigem Zuschlag, einen „wasserun-durchlässigen“ Beton und einen Wasserzementwert von höchstens 0,60 bzw. für massige Bauteile, wenn Luftporen in bestimmter Menge eingeführt werden, einen Wasserzementwert von höchstens 0,70. Wenn der Beton mit Tausalzen in Berührung kommt, ist durchweg LP-Beton vorgeschrieben; siehe weiter dazu die Anmer-kung im folgenden Abschnitt 1.4.3. – Bei Tausalzbeanspruchung dürfte bei uns für Stahlbeton häufig ein Beton B 35 zur Anwendung kommen. Dieser würde mit einem Zement Z 35 einen Wasserze-mentwert um 0,45 aufweisen und somit dem im Komitee-Bericht aufgeführten Wasserzementwert entsprechen; siehe auch die An-merkung am Schluß von Abschnitt 2.3.3 zur Bedeutung des Wasser-zementwerts für die Wasserdurchlässigkeit des Betons.)

Weil die Bestimmung der Wasseraufnahme von Leichtzuschlag im Beton problematisch ist, erscheint die Berechnung des Wasserze-mentwerts nicht durchführbar. Für solche Betone wird eine 28-Tage-Druckfestigkeit von 27,6 MPa vorgeschlagen.

(Anmerkung: Da diese Festigkeit für Zylinder 15/30 cm gilt und an-zunehmen ist, daß wie in den USA üblich nach Feuchtlagerung ge-prüft wird, entspricht diese Druckfestigkeit, auf den 20-cm-Würfel nach DIN 1048 Blatt 1 bezogen, etwa $1,24 \cdot 27,6 = 34 \text{ N/mm}^2$; siehe [1,3].)

Für starke Beanspruchung wurde auch als wünschenswert befunden, den Zementgehalt mit mindestens 335 kg/m^3 anzusetzen und nur den Wasseranteil, der zum Erreichen der erforderlichen Konsi-stenz notwendig ist.

(Anmerkung: Im „Merkblatt II für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge“ [1,4] wird in Abschnitt 3.3 für den wirksamen Wasserzementwert bei Verwendung trockenen Leichtzuschlags eine Wassermenge in Ansatz gebracht, die sich aus der Gesamtwassermenge abzüglich der vom Leichtzuschlag in 30 min aufgesaugten Wassermenge ergibt.)

1.4.3 Eingeführte Luftporen. Die Luftgehalte werden getrennt für starke und mäßige Beanspruchung, abhängig vom Größtkorn des Betons, mit einer für die Praxis angemessenen Toleranz von $\pm 1,5\%$ empfohlen:

Größtkorn mm	mittlerer Luftgehalt in % bei	
	starker Beanspruchung	mäßiger
9,5	7,5	6
12,5	7	5,5
19	6	5
38	5,5	4,5
75	4,5	3,5
150	4	3

Diese Luftgehalte ergeben im Mörtel einen Luftgehalt von 9 % bzw. 7 %. Als starke Beanspruchung gilt, wenn Beton in kaltem Klima nahezu dauernd mit Feuchtigkeit in Berührung ist oder Tausalze verwendet werden. Eine mäßige Beanspruchung liegt vor, wenn der Beton in kaltem Klima vor dem Gefrieren nur gelegentlich Feuchtigkeit ohne Tausalze ausgesetzt ist. Das Komitee glaubt, daß bei Beton mit einer Druckfestigkeit von mehr als etwa 37,8 MPa (20-cm-Würfel etwa 47 N/mm²) der Luftgehalt unter gewissen Voraussetzungen um ungefähr 1 % vermindert werden kann.

(Anmerkung: Gegenüber den hier für „mäßige Beanspruchung“ empfohlenen Luftgehalten sind die nach DIN 1045, Tabelle 5, für Beton ohne Tausalzeinwirkung einzuhaltenden mittleren Luftgehalte um ungefähr 1 % kleiner. Diese Luftgehalte sind nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.3, auch bei kleineren Wasserzementwerten als 0,60 unerläßlich, wenn der Beton mit Tausalzen in Berührung kommt.)

Diese Formulierung in DIN 1045 entspricht etwa dem, was im Komitee-Bericht unter „starker Beanspruchung“ verstanden wird. Gegenüber den dafür empfohlenen Luftgehalten erscheinen die Werte nach DIN 1045, Tabelle 5, sogar um etwa 2 % kleiner. Dies trifft nach Tabelle 3 in [1,5] auch für unseren Straßenbeton mit Größtkorn von 16 mm und 32 mm zu, dessen Mindestluftgehalt als Tagesmittel mit 4,0 % oder bei einem Mehlkorngehalt von höchstens 400 kg m³ mit nur 3,5 % festgelegt ist. – Alles in allem werden demnach, und auch nach anderen etwa gleichlautenden Festlegungen, in den USA um 1 bzw. 2 % höhere Luftgehalte angesetzt als bei uns. Man darf aber annehmen, daß der als „stark“ oder „mäßig“ in den USA in „kaltem Klima“ definierten Beanspruchung härtere Witterungsbedingungen als bei uns zugrunde gelegt sind.)

Wo LP-Zusatzmittel angewendet werden, kann der Luftgehalt durch die Zusatzmenge angepaßt werden. Dies ist praktisch nicht möglich, wenn nur LP-Zement verwendet wird. Trotzdem ist dessen Verwen-

ding für kleine Baustellen das einfachste Verfahren, um ohne LP-Prüfungen einen gewissen Frostschutz sicherzustellen.

Luftgehaltsprüfungen sollten häufig durchgeführt werden. Für Normalbeton können dazu benutzt werden: das volumenometrische Verfahren ASTM C 173 (*Auswaschen des Luftgehalts durch Schütteln und Rollen des Betons in einem pyknometerartigen Behälter*), das Druckverfahren ASTM C 231 oder die Dichtepprüfung ASTM C 138 (*entsprechend der Stoffraumrechnung*). Für Leichtbeton wird das volumenometrische Verfahren empfohlen. Im erhärteten Beton können der Luftgehalt und andere Kennwerte des Luftporensystems nach ASTM C 457 mikroskopisch bestimmt werden (*entsprechend aufgenommen in unsere „Wirksamkeitsprüfrichtlinien“ [1,6], Abschnitt 3.2.2*). ASTM C 672 wird häufig benutzt, um den Widerstand des Betons gegen Enteisungsmittel abzuschätzen (*häufiges Gefrieren und Tauen von Betonplatten mit einer 6 mm dicken, etwa 4 %igen Calciumchloridlösung auf der oberen Fläche oder mit einer 6 mm dicken Eisschicht durch Aufstreuen von Tausalzen*).

1.4.4 Ausgangsstoffe. (Anmerkung: Von den ausführlichen Darlegungen werden im folgenden nur einige bemerkenswerte wiedergegeben.)

1.4.4.1 Bindemittel. Alle Normzemente nach ASTM C 150-77 (mehrere Typen Portlandzement) und nach ASTM C 595-76 (mehrere Typen „Mischzemente“; d.s. Portland-Hüttensand-Zemente und Portland-Puzzolan-Zemente; siehe auch unter 2.2.3) ergeben in sachgemäßem LP-Beton einen ähnlichen Widerstand gegen wechselndes Gefrieren. Auch die meisten Puzzolane – ASTM C 618 – als Zusatzstoff wirken sich bei sonst bedingungsgemäßigem LP-Beton nur wenig aus. Fragliche oder neue Stoffe sollen jedoch vorher angemessen untersucht werden.

1.4.4.2 Zuschläge. Natürlicher Zuschlag sollte den Anforderungen von ASTM C 33 [1,7] entsprechen, obwohl diese nicht unbedingt seine Beständigkeit sichern.

(Anmerkung: In [1,7] findet sich eine ausführliche Tabelle 3, in der die Grenzen für schädigende Stoffe und physikalische Anforderungen an den Grobzuschlag, abhängig von der Bauteilart, für 3 Bewitterungszonen aufgeführt sind. Durch „starke“ Witterungseinwirkung zeichnen sich große Gebiete im NO und z. T. im NW der USA aus, durch „mäßige“ Witterungseinwirkung das mittlere sowie ein schmales südliches Gebiet und durch unbedeutende Witterungseinwirkung der südlichste Teil; siehe dazu auch die entsprechend empfohlenen LP-Gehalte in Abschnitt 1.4.3.)

Leichtzuschläge sollen ASTM C 330 genügen [1,8]. Beide Normen sind mit vielen Anforderungen ausgestattet, überlassen aber die endgültige Entscheidung dem Urteil des ggf. mit dem örtlichen Zuschlag vertrauten Betoningenieurs. Andernfalls muß man sich auf Laboratoriumsprüfungen verlassen. Obwohl diese nützlich sind und einige Organisationen Grenzwerte für Zuschläge festlegen, wird im allgemeinen anerkannt, daß hauptsächlich der Prüfung von Beton mit dem fraglichen Zuschlag vertraut werden sollte. Im Laboratorium wird der Widerstand von Beton nach ASTM C 666 gegen rasches Gefrieren und Tauen geprüft [1,9].

(Anmerkung: Alter der wassergelagerten Proben mindestens 14 Tage. Gefrieren und Auftauen in Wasser oder Gefrieren in Luft und

Auftauen in Wasser. Temperaturwechsel, im Kern von Prismen mit Kantenlängen von min. 76/76/356 mm bis max. 137/137/406 mm gemessen, von +4 °C auf -18 °C auf +4 °C je innerhalb von 2 bis 4 h. Die Temperaturdifferenz zwischen Kern und Oberfläche einer Probe soll zu keinem Zeitpunkt 28 °C überschreiten. Bewertung durch Messen des relativen dynamischen E-Moduls nach 300 Wechseln oder durch die Anzahl der Wechsel, bei welcher der dynamische E-Modul auf 60 % abgesunken ist; Errechnung eines Beständigkeitsfaktors. Sehr eingehende Begrenzung des Temperaturverlaufs und statistische Auswertung der Ergebnisse.)

Diese Prüfungen sind kritisiert worden, weil sie gegenüber der Praxis beschleunigt ablaufen, weil die Proben wassergesättigt sind und weil der tatsächliche Wassergehalt eines Zuschlags unter Praxisbedingungen nicht berücksichtigt wird.

(Anmerkung: Dabei wird u. a. auf [1,10] verwiesen. Damals wurden die Ergebnisse der vier verschiedenen als Vornorm geführten Frostprüfverfahren ASTM C 290, C 291, C 292 und C 310 in einem groß angelegten Gemeinschaftsprogramm von 13 Laboratorien verglichen. Die Prüfverfahren unterschieden sich vor allem durch die Gefriereschwindigkeit und durch das Gefrieren bzw. Auftauen in Wasser oder in Luft. Es wurden 3 Betone, 2 LP-Gehalte und verschiedene Zuschläge benutzt, um den Grad der Übereinstimmung der Prüfergebnisse festzustellen. – Die Prüfergebnisse unterschieden sich z. T. sehr stark und zeigten, daß nicht das eine oder andere Prüfverfahren für alle Zwecke bevorzugt empfohlen werden kann, daß aber das Bestehen einer strengen Frostprüfung wahrscheinlich einen hohen Beständigkeitsgrad eines Betons ausweist.)

Es wird nahezu allgemein eingeräumt, daß mit solchen Prüfungen Zuschläge wohl eingestuft werden können, sie aber nicht vorhersagen lassen, ob sich leidlicher Zuschlag im Beton mit ausgefallenem Feuchtigkeitsgehalt und Frostwechseleinwirken zufriedenstellend verhält. Wegen dieser Einwände wurde die Dehnungsprüfung ASTM C 671 [1,11] entwickelt. Die LP-Betonprobe wird eingangs auf den Feuchtigkeitsgehalt gebracht, der für den Beton bei Beginn des Winters anzunehmen ist und dem für das Bauwerk zu erwartenden Frosttauablauf ausgesetzt. Eine übermäßige Längenänderung ist ein Anzeichen dafür, daß der Zuschlag sich kritisch sättigte und schadensanfällig ist. Wenn die bis zur kritischen Sättigung erforderliche Zeit kürzer ist als der Winter, ist der Zuschlag für diese Witterungsverhältnisse als ungeeignet zu bezeichnen. Diese Prüfung kann mehr Zeit beanspruchen als andere Frostwechselprüfungen.

Die Ergebnisse sind ziemlich vielversprechend, obwohl die meisten Dienststellen weiterhin die Prüfung nach ASTM C 666 benutzen und die Verbesserungen von C 671 abwarten.

(Anmerkung: Nach ASTM C 671 findet das Gefrieren von Zylindern – $h = 15 \text{ cm}$, $d = 7,5 \text{ cm}$ – in „wassergesättigtem Kerosin“ von $+1,7 \text{ °C}$ auf $-9,4 \text{ °C}$ bei einem Temperaturabfall von $2,8 \pm 0,5 \text{ °C je Stunde}$ statt. Anschließend lagern die Zylinder in Wasser von $1,7 \pm 0,9 \text{ °C}$ bis zum nächsten Gefrieren. Alle 2 Wochen soll ein Frostwechsel stattfinden. Die Längenänderungen werden in der Achse der Zylinder gemessen. Als Zeitraum, über den der Beton frostunempfindlich ist, wird der bezeichnet, während dem die aufeinanderfolgenden Dehnungsunterschiede bei den Wechseln konstant bleiben. Die kriti-

sche Dehnung und der entsprechende Zeitraum, von denen ab der Beton frostanfällig ist, sind durch einen um mindestens das Zweifache zunehmenden Dehnungsunterschied zwischen zwei Wechsellagen gekennzeichnet. – Nach einem als Beispiel in ASTM C 671 wiedergegebenen Meßdiagramm nimmt die Länge während der Temperatursenkung von + 2,8 °C auf etwa – 2 °C zunächst ab, dann entsteht bis etwa – 5 °C eine deutliche Dehnung, an die sich bei der weiteren Temperaturabsenkung auf – 9,4 °C nach insgesamt 4 h wieder eine stetig zunehmende Verkürzung bis auf 23 μm anschließt; d. s. 0,023 mm/15 cm Prismenlänge oder rd. 0,15 mm/m. – Es ist dies wohl ein interessantes, aber mühsames und kaum praktikables Prüfverfahren.)

1.4.4.3 Zusätze (Anmerkung: Im Original „admixtures“; darunter fallen in den USA die bei uns nach „Zusatzmitteln“ und „Zusatzstoffen“ unterschiedenen Betonzusätze.)

Luftzuführende Zusatzmittel sollen ASTM C 260 und chemische Zusätze ASTM C 494 entsprechen; d. s. BV, VZ und BE. Einige dieser Zusatzmittel verbessern die Beständigkeit nicht, weil mit ihnen zu große Luftporen entstehen. Einige mineralische Zusätze – besonders emulgierter Ruß und Flugaschen mit hohem Kohlenstoffgehalt – verlangen eine größere Menge LP-Zusatzmittel, um den erforderlichen Luftgehalt zu entwickeln. Gleiches gilt für staubige Zuschläge.

1.4.5 Nachbehandlung. LP-Beton sollte eigentlich einem oder zwei Frostwechseln widerstehen, sobald er eine Druckfestigkeit von etwa 3,45 MPa erlangt hat (20-cm-Würfel rd. 4,3 N/mm²), vorausgesetzt daß keine Feuchtigkeit von außen Zutritt. Bei rd. 10 °C erreicht sehr gut zusammengesetzter Beton diese Festigkeit manchmal während des zweiten Tages. Bevor Beton länger strenger Frostbewitterung ausgesetzt wird, soll er eine Druckfestigkeit von 27,6 MPa erreichen (rd. 34 N/mm²). Eine auf die Nachbehandlung folgende Trockenperiode ist ratsam. Für mäßige Witterungsbedingungen sollte eine Ausgangsfestigkeit von 20,7 MPa (rd. 26 N/mm²) erreicht sein.

1.4.6 Bauausführung. Besondere Aufmerksamkeit verdient die Oberflächengüte von Straßendecken, die Tausalzen ausgesetzt werden. Ein übermäßiges Bearbeiten der Oberfläche oder die Zugabe von Wasser für den Deckenschluß müssen vermieden werden, weil dadurch eine schlammreiche, u. U. luftporenarme, gegen Tausalze anfällige Oberfläche erhalten wird. Vor der Anwendung von Enteisungsmitteln sollte Deckenbeton etwas ausgetrocknet sein, was bei der Deckenherstellung im Spätherbst zu beachten ist. Unter Umständen ist eine wasserabweisende Oberflächenbehandlung zweckmäßig. Wird Leichtbeton vorgesehen, so sollte Sorge getragen werden, daß der Zuschlag vor dem Mischen nicht übermäßig mit Wasser gesättigt wird. Eine Wassersättigung durch Vakuum oder Wärmewirkung, wo dies z. B. für Pumpbeton nötig erscheint, kann Leichtbeton gegen Gefrieren anfällig machen, sofern er vorher nicht austrocknen kann.

(Anmerkung: Die Vakuum-Sättigung von Leichtzuschlag, die bei uns nicht bekannt ist und zu der im Komitee-Bericht keine Angaben gemacht werden, wurde in [1, 12] als patentiertes Verfahren erwähnt gefunden. Das Verfahren hat sich aber in der Praxis offenbar nicht

eingeführt. – Aus den Darlegungen des ACI-Komitees beeindruckt vor allem die große Bedeutung, die einem der Praxis angemessenen Wassergehalt des Betons oder Zuschlags bei der Prüfung bzw. allgemein dem Wassergehalt des Betons bei der Beurteilung der Frostanfälligkeit in der Praxis beigemessen wird.)

SCHRIFTTUM

- [1] ACI Committee 201: Guide to durable concrete. Amer. Concrete Inst., Detroit 1977; ebenso in Proc. Amer. Concrete Inst. 74 (1977) Nr. 12, S. 573/609.
- [2] ACI Committee 201: Durability of concrete in service. Proc. Amer. Concrete Inst. 59 (1962) Nr. 12, S. 1771/1820. – Siehe auch deutsche Bearbeitung von K. Walz: Die Beständigkeit von Beton unter Gebrauchsbeanspruchung. beton 13 (1963) H. 6, S. 279/286, und H. 7, S. 331/338; ebenso Betontechnische Berichte 1963, Beton-Verlag, Düsseldorf 1964, S. 85/125.
- [1,1] Meier, U. G.: Über das Gefrieren von Wasser in feinporösen Stoffen. beton 29 (1979) S. 24/27.
- [1,2] Verbeck, G., und R. Landgren: Influence of physical characteristics of aggregates on frost resistance of concrete. Proc. Amer. Soc. Testing Materials 60 (1960) S. 1063/1079.
- [1,3] Walz, K.: Beton- und Zementdruckfestigkeit in den USA und ihre Umrechnung auf deutsche Prüfwerte. beton 12 (1962) S. 420/423 und S. 463/466; ebenso Betontechnische Berichte 1962, Beton-Verlag, Düsseldorf 1963, S. 123/140.
- [1,4] Merkblatt II für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge: Zusammensetzung und Eignungsprüfung (Fassung Juli 1974). beton 24 (1974) S. 268/269 und S. 297/298; ebenso Betontechnische Berichte 1974, Beton-Verlag, Düsseldorf 1975, S. 121/132.
- [1,5] Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton; Ausgabe 1978 (ZTV Beton 78). Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln 1978, S. 20.
- [1,6] Richtlinien für die Prüfung der Wirksamkeit von Betonzusatzmitteln (Wirksamkeitsprüfrichtlinien); Fassung Oktober 1974. beton 25 (1975) S. 62/64 und S. 99/100; ebenso Betontechnische Berichte 1975, Beton-Verlag, Düsseldorf 1976, S. 47/56.
- [1,7] ASTM C 33-77: Standard specification for concrete aggregates.
- [1,8] ASTM C 330-77: Standard specification for lightweight aggregates for structural concrete.
- [1,9] ASTM C 666-77. Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing.
- [1,10] Report on cooperative freezing and thawing tests on concrete. Highway Research Board; Special Report Nr. 47, Washington D.C., 1959.
- [1,11] ASTM C 671-77: Standard test method for critical dilation of concrete specimens subjected to freezing.
- [1,12] Ohne Verf.: Pumping lightweight concrete. Civil Engineering (1977) S. 33/35.

2. Chemisch aggressive Umgebung

2.1 Allgemeines

Beton wird selten, wenn überhaupt, von festen, trockenen Chemikalien angegriffen. Für eine bedeutsame Einwirkung müssen angrei-

fende Chemikalien gelöst und mit einer gewissen Mindestkonzentration vorhanden sein. Die Wirkungen einiger gebräuchlicher Chemikalien sind in Tafel 2.1 zusammengestellt. Da es zahlreiche Faktoren gibt, die das Widerstandsvermögen beeinflussen, wie Temperatur, Fließgeschwindigkeit usw., sollte das Tafelwerk nur als erster Anhalt betrachtet werden.

2.2 Sulfatangriff

2.2.1 Vorkommen. Natürliche Sulfate kommen manchmal im Boden oder gelöst im Grundwasser vor. Durch Anreicherung bei der Verdunstung der Lösung an einer freien Fläche können die Konzen-

Tafel 2.1 Wirkung gebräuchlicher Chemikalien auf Beton

Angriffs- geschwin- digkeit- bei Raum- temperatur	anorgan. Säuren	organ. Säuren	alkal. Lösungen	Salz- lösungen	Ver- schiedenes
rasch	Salzsäure Flußsäure Salpeters. Schwefels.	Essigsäure Ameisens. Milchsäure	–	Aluminium- chlorid	–
mäßig	Phosphor- säure	Gerb- säure	Natrium- hydroxid > 20 % *)	Ammonium- nitrat Ammonium- Natrium- Magnesium- Calcium- sulfat	Brom-Gas- Sulfit- lauge
nieder	Kohlen- säure	–	Natrium- hydroxid 10–20%*) Natrium- hypo- chlorit	Ammonium- chlorid Magnesium- chlorid Natrium- cyanid	Chlorgas Meerwasser weiches Wasser
unbe- deutend	–	Oxal- säure Wein- säure	Natrium- hydroxid < 10%*) Natrium- hypo- chlorit Ammonium- hydroxid	Calcium- chlorid Natrium- chlorid Zink- nitrat Natrium- chromat	Ammoniak- lösung

*) Vermeide kieselige Zuschläge wegen des Angriffs durch starke Natriumhydroxidlösungen

tration und das Angriffsvermögen erhöht werden. Sulfatangriff ist in trockenen Gebieten ein besonderes Problem. Auch das Wasser in Kühltürmen kann sich durch Verdampfen mit Sulfaten anreichern, besonders wenn ein System mit wenig Zusatzwasser arbeitet. Sulfate kommen weiter im Grundwasser von Aufschüttungen aus Hochofenschlacke und Kohlschlacke vor.

2.2.2 Vorgang. Offensichtlich finden beim Sulfatangriff zwei Reaktionen statt: Verbindung des Sulfats mit dem Calciumhydroxid des hydratisierenden Zements zu Calciumsulfat – Gips – und Verbindung von Gips mit dem hydratisierten Calciumaluminat zu Calciumsulfoaluminat – Ettringit –. Beide Reaktionen ergeben ein größeres Volumen. Zusätzlich kann eine Kristallisation der Sulfatsalze in den Poren als rein physikalischer Vorgang schädigend wirken. Wenn die Rückseite dicker Bauteile einer starken Sulfatlösung ausgesetzt wird, ist die Schädigung überwiegend auf die äußere, an undichte Fugen und Risse anschließende Fläche beschränkt.

Mit der chemischen Einwirkung von Meerwasser auf Beton haben sich Betontechnologen seit Generationen befaßt. Obwohl wegen des hohen Sulfatgehalts zwingende Maßnahmen als nötig erachtet werden könnten, zeigte die Erfahrung, daß Meerwasser auf Beton nur mäßig einwirkt. Verschiedentlich wurde vorgebracht, daß die Chloride des Meerwassers die Wirkung des Sulfats mindern.

2.2.3 Empfehlungen. Schutz gegen Sulfatangriff bieten hochwertiger Beton mit niederem Wasserzementwert und Portlandzement mit dem nötigen Sulfatwiderstand.

(Anmerkung: Im allgemeinen ist in den USA von „Portlandzementbeton“, „PPC“, die Rede; für Asphaltbeton findet sich die Bezeichnung „AC“. In ASTM C 595-76 „Hydraulische Mischzemente“ werden die Zemente mit Hüttensand oder Puzzolan als „Portland blastfurnace slag cement“ bzw. „Portland-puzzolan cement“ aufgeführt. Nach Auskunft der Portland Cement Association in Skokie, USA, wird die Bezeichnung „Portlandzementbeton“ für alle Betone aus hydraulischem Zement benutzt. Wenn also im Komitee-Bericht „Portlandzementbeton“ erwähnt ist, darf man annehmen, daß darunter Beton aus jedem der oben genannten Zemente fällt.)

Die Einführung künstlicher Luftporen ist nützlich, sofern damit der Wasserzementwert vermindert wird. Ziemlich guter Zusammenhang besteht zwischen dem Sulfatwiderstand des Zements und seinem Tricalciumaluminat – C_3A –. Dementsprechend weist ASTM C 150 „Standard specification for portland cement“ einen sulfatwiderstandsfähigen Portlandzement als Type V mit max. 5 % C_3A und einen mäßig sulfatwiderstandsfähigen als Type II mit max. 8 % C_3A aus. Da auch der C_4AF -Gehalt schädlich ist, wird für Type V der Gehalt von $C_4AF + 2 C_3A$ mit 20 % begrenzt. Anstelle der chemischen Festlegungen kann der Sulfatwiderstand von Zement der Type V auch durch eine Mörtelprüfung nach ASTM C 452 nachgewiesen werden.

(Anmerkung: Ermittlung der Längenänderung von Stäben 25/25/285 mm aus Zementpaste. Dem Zement wird so viel Gips zugesetzt, daß der gesamte SO_3 -Gehalt 7 % beträgt. Lagerung in Wasser von $23 \pm 1,7$ °C.)

Empfehlungen für die Zementtype und den Wasserzementwert von

Normalbeton, der sulfathaltigem Boden und Grundwasser sowie Meerwasser ausgesetzt wird, finden sich in Tafel 2.2.3.

(Anmerkung: Bei den in Tafel 2.2.3 aufgeführten Zementen IP-MS und IS-MS handelt es sich um Portland-Puzzolanzement bzw. Portland-Hüttensandzement mit mäßigem Sulfatwiderstand. Sie enthalten 15 bis 40 % Puzzolan bzw. 25 bis 65 % Hüttensand; nach DIN 1164 etwa vergleichbar mit dem Traßzement mit 20... 40 % Traß bzw. dem Hochofenzement mit 36... 80 % Hüttensand.)

Diese Empfehlungen gelten auch für Bauteile im Spritz- und Sprühnebelbereich.

Auf Leichtbeton sind die Werte in Tafel 2.2.3 anwendbar, wenn anstelle des Wasserzementwerts von 0,50 bzw. 0,45 die 28-Tage-Druckfestigkeit von 25,8 bzw. 29,4 MPa gesetzt wird (20-cm-Würfel rd. 32 N/mm² bzw. 36 N/mm²).

Tafel 2.2.3 Empfehlungen für Normalbeton bei Sulfatangriff

Einwirkung	Wasserlös. Sulfate –SO ₄ – im Boden %	Sulfate –SO ₄ – im Wasser ppm (≈mg/l)	Zement	Wasserzementwert max.
schwach mäßig*)	0,00–0,10	0–150	–	–
	0,10–0,20	150–1 500	Type II IP-MS IS-MS	0,50
stark	0,20–2,00	1 500–10 000	Type V	0,45
sehr stark	über 2,00	über 10 000	Type V + Puzzolan**)	0,45

*) Meerwasser fällt in diese Gruppe

**) Die verbessernde Wirkung des Puzzolans ist durch Versuch nachzuweisen

Nach Untersuchungen erhöhen einige Puzzolane die Lebensdauer von Beton, der Sulfaten ausgesetzt ist, erheblich, wenn etwa 15 bis 20 % Puzzolan dem Portlandzement zugesetzt werden. Puzzolane verbinden sich mit dem freien Kalk des Zements und vermindern damit die Gipsbildung. Die besten Ergebnisse wurden mit Flugasche als Puzzolan erzielt, die den Anforderungen der Klasse F von ASTM C 618 genügt.

(Anmerkung: Klasse F bezieht sich auf Flugasche von Steinkohlenfeuerungen, die mindestens 70 % SiO₂ + Al₂O₃ + Fe₂O₃ sowie höchstens 5,0 % SO₃, 3,0 % Feuchtigkeit und 12 % Glühverlust aufweist. Sie muß ferner bestimmte Anforderungen hinsichtlich Feinheit, Beitrag zur Festigkeitsbildung, Wasseranspruch, Autoklavdehnung sowie hinsichtlich Streuung der Dichte und Feinheit erfüllen. Zusätzlich kann der MgO-Gehalt auf 5 % und der Alkaligehalt als Na₂O auf 1,5 % beschränkt werden. – Bei uns wird Flugasche als Zusatzstoff nach DIN 1045 für die bauaufsichtliche Zulassung ähnlich, jedoch ohne Autoklavversuch, geprüft und beurteilt. Doch ist z.B. SO₃ auf max. 4,0 %, Cl auf max. 0,1 % und der Glühverlust, u. a. mit Rücksicht auf den Frostwiderstand, auf max. 5,0 % beschränkt.)

Ein Zusatz von Calciumchlorid zum Beton vermindert dessen Sulfatwiderstand und sollte bei „starker“ und „sehr starker“ Einwirkung verboten sein.

Es ist zuzugeben, daß diese Empfehlungen vorsichtig gehalten sind und daß weniger strenge Anforderungen von gewissen Behörden aufgrund von Erfahrung und bei nieder angesetzter Gebrauchsdauer zugestanden werden.

2.3 Säureangriff

Allgemein besitzt Portlandzement gegen Säure keinen ausreichenden Widerstand, obgleich schwache Säuren in Kauf genommen werden können.

2.3.1 Vorkommen

(Anmerkung: Nachfolgend werden die im Komitee-Bericht beschriebenen Vorkommen möglicher Agenzien nur stichwortartig wiedergegeben.)

Brennstoffe: schweflige Gase, Umsetzung mit Feuchtigkeit zu schwefeliger Säure. – Abwasser: unter bestimmten Bedingungen Säurebildung. – Moorböden: Eisensulfid; durch Oxydation schweflige Säure und durch weitere Reaktionen Sulfatsalze. – Gebirgswasser: gelöstes Kohlendioxid. – Mineralwässer: Kohlendioxid und/oder Schwefelwasserstoff. – Gärfutterbehälter, Brauereien, Molkereien, Konserven- und Zellulosefabriken: organische Säuren.

2.3.2 Vorgang. Beton wird bei Einwirkung von Säuren hauptsächlich durch eine Reaktion zwischen deren Bestandteilen und dem Calciumhydroxid des hydratisierten Zements zerstört. Meist bilden sich wasserlösliche Calciumverbindungen, die dann durch die wäßrigen Lösungen ausgelaugt werden. Ausnahmen sind Oxalsäure und Phosphorsäure, weil sie wasserunlösliche Calciumsalze bilden.

2.3.3 Empfehlungen. Gegen schwachen Säureangriff kann dichter Beton und niederer Wasserzementwert einen annehmbaren Schutz bieten. Doch wird kein Portlandzementbeton, unabhängig von seiner Zusammensetzung, einem Wasser mit hoher Säurekonzentration über längere Zeit widerstehen. In solchen Fällen wird eine geeignete Oberflächenbeschichtung oder -behandlung nötig; siehe Abschnitt 7.

(Anmerkung: Nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.4, wird bei „schwachem“ Angriff ein Beton mit einer Wassereindringtiefe von höchstens 50 mm und ein Wasserzementwert von höchstens 0,60 verlangt, bei „starkem“ Angriff max. 30 mm bzw. max. 0,50. Beton, der längere Zeit „sehr starken“ chemischen Angriffen ausgesetzt ist, muß vor den angreifenden Stoffen geschützt werden. Bei Einwirkung von Wasser mit mehr als 400 mg SO₄/l oder von Böden mit mehr als 3000 mg SO₄/kg ist Zement HS mit hohem Sulfatwiderstand zu verwenden. Bei Meerwasser ist lediglich Beton wie gegen „starken“ Angriff erforderlich. In DIN 4030 – Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – sind, abhängig von Art und Menge angreifender Stoffe, drei Angriffsgrade „schwach“, „stark“ und „sehr stark“ definiert, was ausreichend erscheint. Doch finden

sich in DIN 4030 eingehendere Angaben über die betonangreifenden Stoffe und ihre Wirkung auf den Zementstein sowie über ihr Vorkommen und die Analysenverfahren. Im ganzen gesehen bietet DIN 4030 zusammen mit DIN 1045 die praktischen Hilfen zur Beurteilung des chemischen Angriffs und für die betontechnologischen Erfordernisse umfassender und mit quantitativen Angaben präziser als der Komitee-Bericht. Grenzwerte sind in diesem lediglich für den Sulfatgehalt aufgeführt. „Starkem“ Angriff sind dort z. B. Böden mit 0,20 bis 2,00 % wasserlöslichem SO_4 sowie Wasser mit 1 500 bis 10 000 mg SO_4/l zugeordnet; der Beton soll einen Wasserzementwert von höchstens 0,45 aufweisen. In DIN 4030 erstreckt sich der Bereich „stark angreifend“ auf Werte über 0,50 % bzw. von 600 bis 3 000 mg SO_4/l . Dazu ist in DIN 1045 ein Wasserzementwert von max. 0,50 und „wasserundurchlässiger Beton“ mit einer größten Wassereindringtiefe bei Prüfung nach DIN 1048 von 3 cm und mindestens der Festigkeitsklasse B 35 vorgeschrieben. – Bei dieser umsichtigen Festlegung in DIN 1045 und DIN 4030 sollte man sich überlegen, ob es notwendig ist, die zulässige Forderung „wasserundurchlässiger Beton“, die durch eine umständliche Prüfung nachgewiesen werden müßte, aufrechtzuerhalten. Diese Überlegung sollte auch zu den Festlegungen für Beton mit „hohem Frostwiderstand“ angestellt werden; siehe erste Anmerkung in Abschnitt 1.4.2.

Da der Wasserzementwert bei einem vollständig verdichteten Beton letzten Endes für den Grad der Wasserundurchlässigkeit bestimmend ist [2,1], sollte es genügen, den Wasserzementwert nach oben zu begrenzen, um die für die einzelnen Aufgaben jeweils als notwendig erachtete Dichtigkeit des Betons bei Ingebrauchnahme zu gewährleisten. Voraussetzung ist, daß der Zement oder auch ein Bindemittel z. B. aus Zement und einem latent-hydraulischen Zusatzstoff bis dahin ausreichend hydratisierte. Eine ausreichende Hydratation dürfte bis zur Ingebrauchnahme eines Bauwerks bei angemessener feuchter Nachbehandlung in der Regel immer erreicht werden; siehe auch DIN 1045, Abschnitt 6.5.1, dritter Absatz. Nach [2,2] unterschied sich z. B. die größte Wassereindringtiefe von Betonen aus 11 sehr verschiedenartigen Zementen bei der Prüfung nach DIN 1048 Teil 1 nach 28 Tagen nur um rd. 2 cm; sie erreichte bei einem Wasserzementwert von 0,45 höchstens 2,5 cm und bei einem Wasserzementwert von 0,60 höchstens 3,5 cm. Die Eindringtiefen wurden auch in höherem Alter der Betone praktisch nicht mehr kleiner erhalten. Unter den Zementen fanden sich sowohl Portlandzemente mit rascher Festigkeitsentwicklung als auch Hochofenzemente mit bis zu 78 % Hüttensand. – Hiernach und nach vielerlei Erfahrungen mag diese Prüfung zur empirischen Beurteilung der „Wasserundurchlässigkeit“ noch für Beton mit abnormen Mischungsbestandteilen oder -eigenschaften angebracht sein wie auch bei vergleichenden Laboratoriumsuntersuchungen, z. B. über die Wirkung von Zusätzen, von besonderen Behandlungen u. ä.

Allgemein gesehen unterscheiden sich die Ausführungen im Komitee-Bericht im grundsätzlichen nicht wesentlich von den Festlegungen in DIN 4030 und DIN 1045. Auffallend ist, daß im Komitee-Bericht stärkere „alkalische Lösungen“ als „mäßig“ bzw. „schwach“ angreifend erscheinen, während diese in DIN 4030 nicht erwähnt sind.)

SCHRIFTTUM

- [2,1] Walz, K.: Grundlagen und praktische Bedeutung der Undurchlässigkeit des Betons gegen Flüssigkeiten. bau + bauindustrie 21 (1968) H. 3, S. 122/129, und H. 4, S. 240/243.
- [2,2] Bonzel, J.: Der Einfluß des Zements, des W/Z-Wertes, des Alters und der Lagerung auf die Wasserundurchlässigkeit des Betons. beton 16 (1966) H. 9, S. 379/383, und H. 10, S. 417/421; ebenso Betontechnische Berichte 1966, Beton-Verlag, Düsseldorf 1967, S. 145/168.

3. Abnutzung

3.1 Einleitung

Eine Abnutzung von Fußboden- und Straßenbelägen kann von Werks-, Fußgänger- oder Fahrzeugverkehr verursacht werden. Von Wind oder Wasser mitgeführte Stoffteilchen können Betonflächen ebenfalls abscheuern. Es gibt Fälle, in denen die Abtragung baulich von geringer Bedeutung ist, doch kann eine Staubbildung bei bestimmten Arbeitsvorgängen störend sein. Auf die Abnutzung bei Wasserbauwerken – Erosion – wird hier in Anbetracht der ausführlichen Behandlung im Bericht des ACI Committee 210 [3,1] nur kurz eingegangen.

(Anmerkung: Der Bericht [3,1] befaßt sich mit der Erosion durch Kavitation bei sehr rasch strömendem Wasser, mit der durch Sand und Geröll führendes Wasser und mit der durch chemisch angreifendes Wasser, ferner mit der erforderlichen Zusammensetzung des Betons, der Struktur und Behandlung der Flächen sowie mit der Verbesserung von erodierten Bereichen.)

3.2 Prüfung des Abnutzwiderstands

Seit über 100 Jahren wird Forschung betrieben, um aussagekräftige Prüfverfahren zu entwickeln. Da es mehrere, verschiedenartige Abnutzvorgänge gibt, fand sich kein Verfahren, das dafür allein passend ist. ASTM C 779-74 [3,2] schließt drei maschinelle Beanspruchungsverfahren für Betonproben wahlweise ein: – 1 – durch drehende Scheiben mit Schleifmittel, – 2 – durch drehende Stachelwalzen und – 3 – durch abrollende Stahlkugeln.

(Anmerkung: Bei – 1 – drehen sich drei um 120° versetzte Stahlscheiben mit einer gleichzeitig um eine vertikale Achse sich drehenden Halterung auf der mit feinkörnigem Siliciumcarbid bestreuten Probenfläche 30 cm x 30 cm; bei – 2 – rollen drei Stachelwalzen aus je 7 Ringen, entsprechend angeordnet wie bei – 1 –, im Kreis geführt auf der Probe ab und bei – 3 – acht in einem sich drehenden Ring gefaßte, frei bewegliche Stahlkugeln unter Wasserzufuhr. – 3 – entspricht etwa dem bei uns bekannten „Kugelrollverfahren“; siehe Anmerkung unter 3.4.4. Zur Beurteilung des Abnutzwiderstands wird bei allen drei Verfahren die Tiefe der Abtragung gemessen.)

Es ist noch nicht möglich, genaue Grenzen für den Abnutzwiderstand von Beton festzusetzen. Vielmehr ist es notwendig, sich auf Relativwerte zu verlassen, die auf Gewichtsverlust, Volumenverlust, Abtragungstiefe oder dem Augenschein beruhen, um die Abnutzbarkeit von Betonoberflächen zu beurteilen. Dies soll nicht heißen,

daß Laboratoriumsprüfungen unnütz sind; jedoch liefern praktische Erfahrungen eher verlässliche Unterlagen.

3.3 Einflußgrößen

Versuche und Praxiserfahrung haben allgemein gezeigt, daß die Druckfestigkeit die wichtigste Einzelgröße für den Abnutzwiderstand ist, wobei dieser mit der Druckfestigkeit zunimmt. Druckfestigkeit und Abnutzwiderstand ändern sich beide entgegengesetzt mit dem Verhältnis von Hohlraum aus Wasser und Luft zu Zement. Eine Beschränkung des Zuschlaggrößtkorns bei zementreichen Mischungen erhöht die Druckfestigkeit und ergibt den größten Abnutzwiderstand.

(Anmerkung: Die mit abnehmendem Größtkorn größer ausfallende Druckfestigkeit, siehe z. B. [3,3], dürfte vor allem auf die bei Zuschlag mit kleinerem Größtkorn vorhandene größere Haftfläche und die weniger großen Spannungsspitzen bei der Druckbeanspruchung zurückzuführen sein. Die dadurch erzielte höhere Druckfestigkeit würde sich also ursächlich nicht in einem gesteigerten Abnutzwiderstand auswirken. Trotzdem kann mit einem begrenzt verminderten Größtkorndurchmesser ein höherer Abnutzwiderstand erwartet werden, weil – bei gleichem Zement- und Wassergehalt des Betons – eine größere Anzahl Gesteinskörner, die in der Regel verschleißfester sind als der Zementstein, in der Abnutzfläche anstehen.)

Eine andere höchst wichtige Größe ist der Abnutzwiderstand des groben und feinen Zuschlags. Die Gebrauchsdauer von Böden, die z. B. durch Stahl- oder Hartgummiräder beansprucht werden, kann durch Verwendung besonders harter und zäher Zuschläge wesentlich verlängert werden. Die Auswirkung unterschiedlich harter Zuschläge ist bei Beton mit geringerer Festigkeit deutlicher als bei hochfestem Beton und Estrichen. Trocken aufgestreuter Zement mit hartem Feinzuschlag oder mit Stahlkörnung ergibt eine verschleißfestere Oberflächenschicht. Eine sehr wichtige Maßnahme für widerstandsfähige, nicht staubende Oberflächen ist eine ausreichende Nachbehandlung. Bei einer Untersuchung ist gefunden worden, daß eine 7 Tage dauernde Nachbehandlung gegenüber einer dreitägigen eine nahezu zweimal abnutzfestere Oberfläche lieferte und daß weitere Nachbehandlung noch eine Verbesserung zeitigte. Kohlendioxid aus Abgasen von Heizöfen mit Brennstoffen in unbelüfteten, beim Winterbau beheizten Räumen, kann den Abnutzwiderstand mindern.

(Anmerkung: Diese Aussage begründet sich offenbar auf Versuche in [3,4]. Dabei wirkte Luft unterschiedlicher Feuchtigkeit und Temperatur mit CO₂-Gehalten von 4,5 bis 18 % während 24 bis 96 h auf die frische Betonoberfläche ein. Anschließend wurde auf Oberflächenhärte, Tiefe und Maß der Carbonatisierung sowie auf Druckfestigkeit geprüft. Weitere Versuche ließen erkennen, daß bei der zeitweiligen Verwendung von Heizöfen mit Abgasen in geschlossenen Räumen etwa 5 % CO₂ auftreten könnten. Es wurde gefunden, daß auf Beton, der während der ersten 24 h einer übermäßigen CO₂-Atmosphäre ausgesetzt wird, sich eine weiche, kalkähnliche Oberfläche bildet, weil in dieser Erhärtungsphase Gel und kristal-

line Hydrate noch metastabil seien. Nach diesem Zustand ist die CO₂-Einwirkung für Härte und Festigkeit förderlich. Zur Vermeidung einer Schädigung sind die Verbrennungsgase abzuführen, oder es ist sobald wie möglich ein Nachbehandlungsfilm aufzubringen. Rupfen oder Naßbehandlung sind anscheinend nicht ausreichend.)

3.4 Empfehlungen

Folgende Maßnahmen erhöhen den Abnutz widerstand von Betonflächen:

3.4.1 Die Festigkeit sollte auf Verkehr und Zeitdauer abgestimmt sein und keinesfalls unter 27,6 MPa (etwa 34 N/mm²) angesetzt werden. Passende Festigkeit kann erzielt werden durch niederen Wasserzementwert, durch zweckentsprechende Abstufung des feinen und groben Zuschlags mit Begrenzung auf 25 mm Größtkorn, durch geringstmögliche Konsistenz entsprechend einem Setzmaß von max. 75 mm und für Auflageschichten von max. 25 mm (etwa K2 bzw. K1) und durch geringsten, gegenüber den Witterungseinwirkungen noch vertretbaren Luftgehalt. Neben der Minderung der Festigkeit können hohe Luftgehalte zu Blasenbildung führen, insbesondere wenn Trockenmaterial aufgestreut wird (siehe Abschnitt 3.3, zweiter Absatz).

3.4.2 Bei zweischichtigen Belägen ist bei starker Beanspruchung für die Oberschicht Beton mit einer Festigkeit von mindestens 34,5 MPa (etwa 43 N/mm²) und einem Größtkorn von max. 12 mm zu verwenden.

3.4.3 Harte, zähe Grobzuschläge erhöhen den Abnutz widerstand; sie sind ggf. nur für die Oberschicht erforderlich.

3.4.4 Bei der Fertigstellung der Deckenfläche soll mit Abstreichen und Glätten so lange gewartet werden, bis die Betonoberfläche matt erscheint oder alles freie Wasser sorgfältig entfernt wurde. Die Wartezeit beträgt, abhängig von der Temperatur, der Betonzusammensetzung und vom Luftgehalt, gewöhnlich zwei oder mehr Stunden. (Anmerkung: Hierzu wird auf [3,5] verwiesen, wo sich ausführliche Empfehlungen für das Fertigstellen ungeschalter Flächen und Versuchsfeststellungen bezüglich des Einflusses der Druckfestigkeit, des Abstreichens, der Wartezeit, des Beginns der Nachbehandlung und deren Dauer sowie des Größtkorns finden – festgestellt durch Kugelrollverschleiß nach dem 1957 zurückgezogenen Entwurf DIN 51 951.)

3.4.5 Das Vakuum-Verfahren, unmittelbar nach dem Einbau des Betons angewendet, zieht überschüssiges Wasser ab und erhöht Festigkeit, Härte und Abnutz widerstand der Betonoberfläche. Das ACI Committee 302 stellt Untersuchungen über dieses Verfahren an.

(Anmerkung: Hier sei auf eine im Komitee-Bericht nicht veröffentlichte zusammenfassende Arbeit über den Einfluß absorbierender Schalungen auf die Beständigkeit von Betonflächen hingewiesen [3,6]. Demnach entsteht Beton, der an einer saugenden Schalung erhärtet, auf eine Tiefe von etwa 2 cm mit höherer Festigkeit; er ist dort dichter und härter als bei Verwendung von Holz- oder Stahl-

schalungen, ferner widerstandsfähiger gegen Frostwechsel, Abscheuern und Kavitation; eine Netzrißbildung unterbleibt.)

3.4.6 Besondere Auftragsschichten oder Trockenstoff-Aufstreuverfahren sollten dort in Betracht gezogen werden, wo starker Verschleiß vorausgesetzt wird.

3.4.7 Eine geeignete Nachbehandlung sollte unmittelbar nach der Fertigstellung einsetzen und bei Beton mit Zement der Type I wenigstens 7 Tage und Beton mit Type III-Zement 5 Tage dauern. (Type I entspricht in den Anforderungen an die Frühfestigkeit etwa unserem Z 35 F und Type III etwa Z 45 F.) Eine Nachbehandlung mit Sprühwasser oder durch feuchte Tücher ist zu bevorzugen. Das Auflegen von überlappenden, mit wasserdichtem Band verschlossenen, dichten Papier- oder Plastikbahnen ist zufriedenstellend, wenn der Beton vorher angehäßt wird. Aufgesprühte Nachbehandlungsfilme, wirtschaftlich und leicht aufzutragen, können benutzt werden, wenn andere Verfahren nicht anwendbar sind. Nachbehandlungsfilme müssen nötigenfalls mit verschleißfestem Papier geschützt werden und besonders zusammengesetzt sein, wenn später ein Farbfilm aufgetragen oder elastische Fliesen verlegt werden.

Kohlendioxidhaltige Abgase aus Heizgeräten, auch Kohlenmonoxid aus benzinbetriebenen Maschinen, können in abgeschlossenen Räumen die Oberfläche schädigen.

3.5 Steigerung des Abnutzwiderstands bestehender Flächen

Als flüssige Härtemittel werden meist Magnesium- oder Zinksilicofluorid oder Natronwasserglas angewendet. Ihr hauptsächlichster Nutzen ist die Verminderung der Staubbildung. Sie können einer Schädigung durch einige Öle und Chemikalien entgegenwirken. Höchst nützlich sind sie auf alten Böden aus minderwertigem Beton, die anfangen abzuschauern oder zu stauben, insbesondere solchen, die während des Wasserabsonderns fertiggestellt oder unsachgemäß nachbehandelt wurden. Neue Böden sollten so hergestellt werden, daß sie eine solche Härtung nicht benötigen. Es sei denn, daß auch eine geringe Staubbildung nicht geduldet werden kann, wie z. B. bei Böden in Maschinenhallen. Flüssige Härter sollten auf neuen Belägen nach anfänglicher Feuchtbehandlung und anschließendem Trocknen frühestens im Alter von 28 Tagen aufgetragen werden.

3.6 Abnutzung durch Stiftreifen (Spikereifen)

Auch auf Beton hoher Güte verursachen Schneeketten und Spikereifen eine beträchtliche Abtragung. Wie jahrelange Erfahrung zeigt, wird jedoch solcher Beton durch den beim Winterdienst gestreuten Sand nur wenig abgenutzt. In einem einzigen Winter können in verkehrsreichen Gegenden, in denen etwa 30 % der Personenkraftwagen mit Spikereifen versehen sind, 6 bis 12 mm tiefe Fahrspuren entstehen und noch tiefere an Stellen, wo Fahrzeuge halten, anfahren oder wenden.

Trotz verschiedener Versuchsergebnisse über die Beziehung zwischen Eigenschaften von Streckenbeton und Spikeabnutzung wurde doch meistens gefunden, daß ein harter Grobzuschlag und

eine Mörtelmatrix hoher Festigkeit den Abnutzwiderstand etwas verbessern. Aus Untersuchungen über widerstandsfähigere Auftragschichten wurde geschlossen, daß Polymerzement- und Polymerflugaschebetone sich besser verhielten, allerdings auf Kosten des Gleitwiderstands. Auch Stahlfaserbeton als Beschichtung wurde gegenüber Abschnitten aus Normalbeton weniger abgetragen. Obwohl solche Feststellungen ziemlich verheißungsvoll sind, ist bisher keine erschwingliche Betonfläche entwickelt worden, deren Abnutzbeständigkeit gegenüber Spikereifen an die normaler Betonflächen ohne Spikereifenverkehr heranreicht.

Ein kürzlich veröffentlichter Bericht [3,7] faßt die verfügbaren Unterlagen über die Abnutzung von Fahrbahndecken sowie über das Verhalten von Spikereifen und die Unfallquote bei deren Benutzung zusammen.

(Anmerkung: In dem sehr umfassenden Bericht, in dem u. a. Nutzen und Nachteil der Spikereifen unter sehr verschiedenartigen Umständen des Verkehrsgeschehens einander gegenübergestellt sind, wird schließlich gefolgert: „Die obige Analyse weist aus, daß die nachteiligen Auswirkungen von Spikereifen sowohl hinsichtlich Sicherheit als auch Kosten bei weitem gewichtiger sind als die nützlichen Seiten.“ – U. a. werden auch in einer wiedergegebenen Verlautbarung der Bundesstraßenverwaltung die Staaten ermutigt, Spikereifen zu verbieten oder deren Benutzung einzuschränken.)

3.7 Gleitwiderstand von Fahrbahndecken

Der Gleitwiderstand einer Betonfahrbahn hängt von ihrer Textur ab, für die die zwei Typen in Frage kommen:

1. Die Makrotextur, die von den bei der Herstellung geformten Unebenheiten herrührt,
2. die Mikrotextur, die sich aus der Härte und der Art des feinen Zuschlags ergibt. Die Mikrotextur ist die wichtigere, besonders bei Geschwindigkeiten unter etwa 80 km/h.

Anfänglich hängt der Gleitwiderstand von der Makrostruktur ab. Mit der Zeit schleift der Gummiradverkehr die Oberflächenschicht und die wirksame Makrotextur bis auf die groben Zuschlagkörner ab. Feiner Zuschlag (*im allgemeinen $\leq 4,8$ mm*) mit wesentlichem Silicatgehalt in den gröberen Kornstufen trägt zur Verminderung der Abtragung und zur Erhaltung der Mikrotextur bei. Gewisse Gesteine, wie feinkörniger Kalkstein, Dolomit und Serpentin, werden durch Gummireifenverkehr poliert. Bestehen Fein- und Grobzuschlag aus solchem Gestein, so kann sich das Polieren der ganzen Oberfläche rasch vollziehen und sich eine starke Verminderung des Gleitwiderstands einstellen. Ist nur der Grobzuschlag polierbar, so wird diese Schwierigkeit so lange hinausgeschoben, bis dieser freigelegt ist. Andererseits kann Grobzuschlag den Gleitwiderstand erhöhen, wenn er z. B. aus grobkörnigem Silicatgestein oder blasiger Schlacke besteht. – Bei Geschwindigkeiten über etwa 80 km/h wird die Makrotextur besonders bedeutsam, da ihr die Aufgabe zukommt, das Wassergleiten zu verhindern. Diese Textur wird durch Rillung des plastischen Betons oder später mit Sägeschnitten geschaffen. Es ist wichtig, daß die Stege gegen Abnutzung und Frosteinwirkung besonders widerstandsfähig sind. Hochwertiger Beton,

dessen Abschlußbearbeitung und Nachbehandlung zweckentsprechend ist, besitzt die erforderliche Dauerhaftigkeit.

(Abschließende Anmerkung: Nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.5, wird für Beton, der starker mechanischer Beanspruchung ausgesetzt wird, gefordert: Festigkeitsklasse $\geq B 35$, kein zu hoher Zementgehalt, kein Wasserabsondern, Zuschlag ≤ 4 mm aus Quarz oder Gestein mit mindestens gleicher Härte, gröberes Korn mit hohem Verschleißwiderstand, Hartstoffe bei besonders hoher Beanspruchung, möglichst grobkörniges Zuschlaggemisch mit mäßig rauhen und gedungenen Körnern, möglichst steifer Beton und Feuchthaltung bis zum Alter von mindestens 7 Tagen. Darüber hinaus wird in der ZTV Beton 78 [1,5] für das Gestein des Oberbetons von Betonfahrbahnen eine Druckfestigkeit von mindestens 150 N/mm^2 verlangt. Es muß hohen Frostwiderstand nach DIN 4226 aufweisen und möglichst wenig polierbar sein. – Gegenüber den Empfehlungen im Komitee-Bericht bestehen zu diesen knapp gefaßten, praktisch jedoch ausreichenden Regelungen keine grundsätzlichen Unterschiede. Doch ist darauf hinzuweisen, daß der Komitee-Bericht für die Oberschicht von Fahrbahndecken eine Beschränkung des Größtkorndurchmessers empfiehlt, jedoch nicht für den Zementgehalt wie in DIN 1045. Dieser Hinweis in DIN 1045 hat seine grundsätzliche Berechtigung, da der Abnutzwiderstand des Zementsteins in der Regel weit geringer ist als der des üblichen Zuschlags. Ein deutlicher Unterschied im Zementleimgehalt von Betonen gleicher Festigkeit ist jedoch nur für sehr voneinander abweichende Mischungszusammensetzungen zu erwarten, wie das folgende mit den Unterlagen in [3,8] durchgerechnete Beispiel für einen Beton B 35 zeigt: Diese Festigkeit könnte durch eine Mischung B 1 mit Zement Z 45, dem Verdichtungsmaß $v = 1,35$ und Zuschlag A 32/B 32 erzielt werden oder durch eine Mischung B 2 mit Zement Z 35, $v = 1,18$ und Zuschlag B 32. Das zugehörige Zementleimvolumen der Mischung B 2 errechnet sich zu $264 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ und somit um 21 % größer als das der Mischung B 1 mit $219 \text{ dm}^3/\text{m}^3$. Welche graduelle Erhöhung des Abnutzwiderstands bei Beton B 1 durch $45 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ mehr Zuschlag allerdings eintreten würde, wäre noch zu prüfen.)

SCHRIFTTUM

- [3,1] ACI Committee 210: Erosion resistance of concrete in hydraulic structures. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1. Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 210-1/210-10.
- [3,2] ASTM C 779-76: Standard test method for abrasion resistance of horizontal concrete surfaces.
- [3,3] Dartsch, B.: Einfluß des Zuschlaggrößtkorns auf die Zusammensetzung und die Druckfestigkeit des Betons. (Darstellung nach einigen Veröffentlichungen.) beton 21 (1971) S. 409/412; ebenso Betontechnische Berichte 1971, Beton-Verlag, Düsseldorf 1972, S. 139/149.
- [3,4] Kauer, J. A., und R. L. Freeman: Effect of carbon dioxide on fresh concrete. Proc. Amer. Concrete Inst. 52 (1955) S. 447/454.

- [3,5] ACI Standard 302-69: Recommended practice for concrete floor and slab construction. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 302-1/34.
- [3,6] Cron, F. W.: Effect of absorptive form liner on surface durability of concrete. Public Roads 36 (1970/72) Nr. 3, S. 53/59 und S. 68 (mit zahlreichen Quellen).
- [3,7] Effects of studded tires. NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 32. Transportation Research Board, Washington 1975 (46 Seiten).
- [3,8] Walz, K.: Herstellung von Beton nach DIN 1045; Betontechnologische Arbeitsunterlagen. 2. Auflage, Beton-Verlag, Düsseldorf 1972.

4. Korrosion von Stahl und anderen Materialien im Beton

4.1 Einleitung

Die wertvolle Schutz Eigenschaft des Betons ist seiner hohen Alkalität und seinem in atmosphärischer Umgebung relativ hohen elektrischen Widerstand zuzuschreiben, wobei das graduelle Schutzvermögen in den meisten Fällen eine Funktion der Betonbeschaffenheit, der Betonüberdeckung und der Herstellungspraxis ist. Trotzdem ist über eine beunruhigende Zahl von Fällen berichtet worden, bei denen die Korrosion eingebetteter Teile hohe Ausgaben verursachte.

Die Absicht dieses Abschnitts ist es, die Korrosionsprobleme, die sich mit verschiedenen Materialien stellen, gedrängt zu beschreiben, ebenso die empfehlenswerten Schutzmaßnahmen für normale Verhältnisse und für ungewöhnlich strenge Bedingungen. Das Schrifttum ist in bezug auf Stahl sehr umfangreich, in geringerem Maße für andere eingebettete Materialien. Es ist nicht möglich, alle Gesichtspunkte zu besprechen oder alle einschlägigen Quellen anzuführen. Sie sind bei angemessener Eingrenzung der Aufzählung in erster Linie für einen möglichst breiten Geltungsbereich ausgewählt worden.

4.2 Auswirkung der Betonbeschaffenheit auf die Korrosion eingebetteten Stahls

Beton bietet keinen dauernden Schutz, wenn von außen her durchgehende Risse vorhanden sind, durch welche Feuchtigkeit, Luft und Verunreinigungen eindringen. Enge, rechtwinklig verlaufende Risse können, außer in ungünstiger Umgebung, nur eng begrenzte Korrosion auslösen. Breitere, besonders zur Richtung des eingebetteten Materials parallele Risse, können eine stärkere Korrosion zur Folge haben. Durch Carbonatisierung werden das Trocknungsschwinden und damit die Rißbildung gefördert sowie die Alkalität und damit deren Schutzwirkung vermindert.

Angemessen verdichteter und nachbehandelter, hochwertiger Beton carbonatisiert nicht tief. Auch andere Ursachen, die weniger beständigen Beton schwächen, wie Frosttauwechsel, Sulfatangriff, reaktive Zuschläge u.ä., können die Schutzwirkung des Betons vermindern.

4.3 Ursachen der Korrosion

4.3.1 Elektrische Streuströme. Der direkte Durchgang elektrischen Stroms durch Beton oder die Bewehrung verursacht eine rasche und gefährliche Korrosion. Solcher Strom entsteht durch Nebenschluß oder durch das Fehlen einer beständigen Erdung elektrischer Systeme. Die Möglichkeit solcher Korrosion besteht in der Nähe von Gleichstromanlagen sowie elektrischen Schienenbahnen und kathodisch geschützten Leitungsrohren, besonders wenn ein Elektrolyt, wie z. B. eine Natrium- oder Calciumchloridlösung, im Beton oder in Berührung mit diesem vorhanden ist.

4.3.2 Korrosionszellen im Beton. Die häufigste Metallkorrosion im Beton rührt von einem in ihm selbst erzeugten elektrischen Strom her. – Dies ist eine andere Korrosionsquelle als bei „Streustromkorrosion“, bei der der Strom von außerhalb stammt. –

Elektrische Spannungsunterschiede können an verschiedenen Stellen Metalle enthaltenden Betons, wegen unterschiedlicher Feuchtigkeits-, Sauerstoff- und Elektrolytkonzentration und bei Berührung ungleichartiger Metalle, auftreten. In solchem Beton wird an einem Bewehrungsstab oder einem anderen umschlossenen Metall eine Korrosionszelle aufgebaut durch die Bildung einer Anode – wo die Korrosion stattfindet – und einer Kathode, die nicht korrodiert. Der Abstand zwischen diesen beiden Teilen einer Zelle kann zwischen etwa 1 cm bis 6 m oder mehr liegen.

Der für das Entstehen einer Korrosionszelle notwendige Elektrolyt ist eine Salzlösung, in der eine Stromleitung über Ionentransport zustande kommt. Jeder feuchte Beton weist genug Elektrolyt auf, um einen Korrosionsstrom durchzuleiten. Je trockener der Beton ist, desto geringer ist seine Leitfähigkeit. Gefahrenquellen sind das Benetzen des Betons durch Wasser, das lösliche Salze enthält, wie Meerwasser und sulfathaltiges Wasser, die Verwendung von Chloriden zur Eisbeseitigung auf Straßen und Brücken und das Abtropfen von Salzsole aus Eisenbahnkühlwagen. Auch in den Frischbeton können übermäßige Salzmen gen durch das Mischwasser (z. B. als Meerwasser), durch salzhaltige Zuschläge oder durch chloridhaltige Zusatzmittel gelangen.

Eine andere wesentliche Wirkungsgröße bei der Korrosion ist der Sauerstoff. Die Korrosionsgeschwindigkeit kann daher durch Absperren des Sauerstoffzutritts gehemmt oder verhindert werden. Verschiedene Verfahren, eines davon, tiefes Imprägnieren von chloridhaltigem Beton mit Polymeren, werden noch auf ihre Wirksamkeit untersucht.

Korrosionszellen können Narben in gewöhnlichem Bewehrungsstahl und in einigen anderen Metallen hervorrufen. Die Querschnittsverminderung hat für Spanndrähte und andere gespannte Glieder mit kleinem Durchmesser eine viel größere Auswirkung als für dicke Bewehrungsstäbe. Ein katastrophaler Bruch kann bei einem gespannten Kabel, dessen Querschnitt hinreichend korrosionsgeschwächt ist, auftreten oder durch Stahlversprödung infolge Wasserstoffentwicklung während des Korrosionsvorgangs. Andererseits wird der einen dicken Bewehrungsstab umgebende Beton durch Rostsprengung rissig, lange bevor die Querschnittsverminderung ein bedrohliches Ausmaß für die Tragfähigkeit erreicht.

4.4 Eigentümlichkeiten der Korrosion verschiedener Materialien im Beton

4.4.1 Stahl. Zu Anfang der Korrosion können im allgemeinen dunkelgraue oder rötliche Rostflecke in den Poren des Betons oder auf der Oberfläche in feinen Rissen beobachtet werden. Später wird der Beton gleichlaufend zur Bewehrung stark rissig. Es stehen Verfahren zur Verfügung, um die Korrosionsbereiche am Stahl ausfindig zu machen oder um den Chloridgehalt des Betons am eingebetteten Stahl zu bestimmen. Letzteres verlangt die Entnahme von Proben, während bei den anderen Verfahren zerstörungsfrei gearbeitet wird.

(Anmerkung: Aus den angegebenen Quellen [4,1] und [4,2] geht hervor, daß die oben erwähnten „zerstörungsfreien“ Prüfverfahren zwei verschiedenen Zwecken dienen: Mechanische, über die Betonoberfläche geführte Abtastgeräte werden benutzt, um die mit waagerechten Spaltrissen durchsetzten Bereiche, z.B. über der korrodierten Bewehrung einer Brücken-Fahrbahnplatte, zu umreißen. Mit einer anderen Vorrichtung, bestehend aus Voltmeter, zwei Leitungsdrähten und einer auf die Betonoberfläche aufzusetzenden elektrolytischen Halbzelle, wird die Spannungsdifferenz zwischen Stahl und dieser Halbzelle gemessen und damit der korrosionsgefährdete Bereich lokalisiert sowie der Korrosionszustand des Stahls beurteilt. – Unter einer Halbzelle versteht man die Hälfte einer elektrolytischen Zelle, also auch die einer Korrosionszelle. Die Korrosionszelle besteht somit aus zwei Halbzellen d. h. aus der Stahlkathode und einer Anode, die durch das Cl-haltige Porenwasser als Elektrolyt miteinander in Verbindung stehen. Ein Stromfluß durch den Beton kann auch dadurch erzwungen werden, daß der Stahl über eine äußere Gleichstromquelle gegen eine am Beton außen angebrachte Anode geschaltet wird. Das im Beton vorhandene ungebundene Chlorid wandert dann mit dem elektrischen Strom zur äußeren Anode. Dementsprechend wird versucht [4,3] und [4,4], Chlorid elektrochemisch aus chloridhaltigem Beton durch Ionenvanderung zu entfernen, wodurch eine Stahlkorrosion verhindert werden soll. Es ist aber anzunehmen, daß damit das Fortschreiten einer bereits begonnenen Stahlkorrosion nicht aufgehalten, sondern lediglich ein Vordringen der Cl⁻-Ionen zu einem noch nicht korrodierten Stahl verhindert werden kann. – Diese Anmerkung dürfte nicht alle Prinzipien der elektrolytischen Korrosion voll erfassen. Zur Stahlkorrosion und zum Korrosionsmechanismus allgemein liegt ein äußerst umfangreiches Schrifttum vor, siehe z. B. [4,5]. Dem betontechnisch interessierten Leser sollen mit dieser Anmerkung die knappen Ausführungen im Komitee-Bericht lediglich etwas verständlicher gemacht werden.)

4.4.2 Aluminium. Eine Aluminiumkorrosion, mit Rißbildung im Beton, kann durch Berührung von Stahl und Aluminium bei merkbar Konzentrationen von Chloriden oder bei Zement mit hohem Alkali-gehalt auftreten.

Bei zunehmendem Verhältnis von Stahloberfläche zu Aluminiumoberfläche erhöht sich die Korrosion des Aluminiums. Hinzu kommt, daß sich Wasserstoffgas entwickelt, wenn Aluminium von frischem Beton berührt wird. Dies kann die Porosität des Betons

und später das Eindringen von Korrosionsbildnern erhöhen. Einige Aluminiumlegierungen sind anfälliger als andere.

4.4.3 Blei. In feuchtem Beton kann Blei durch Calciumhydroxid angegriffen und in wenigen Jahren zerstört werden. Bei Berührung mit dem Bewehrungsstahl kann der Befall beschleunigt werden. Eine Schädigung des Betons ist unwahrscheinlich.

Als Schutz sind unempfindliche Bitumen- und Kunststoffanstriche oder Hülssen zu empfehlen.

4.4.4 Kupferlegierungen. Kupfer wird normalerweise durch Beton nicht korrodiert. Doch ist über Korrosion von Kupferrohren bei Vorhandensein von Ammoniak berichtet worden, auch daß geringe Mengen von Ammoniak und vielleicht von Nitraten Spannungsrißkorrosion beim eingebetteten Kupfer verursachen können. Ungünstige Verhältnisse treten bei Berührung von Stahl und Kupfer auf, wobei dann der Stahl korrodiert.

4.4.5 Zink. Zink reagiert mit den Alkalien im Beton. Im Hinblick auf die gelegentliche Verwendung von galvanischen Zinkauflagen bei Bewehrungsstahl sind die verfügbaren Angaben über einen Nutzen, wenn überhaupt, widersprüchlich. Um die Wasserstoffbildung zu verhindern, wird das Eintauchen der galvanisierten Stäbe in eine Chromsalzlösung oder ein Zusatz von 400 ppm Chromsalz zum Mischwasser empfohlen (*etwa 400 mg/l*). Zusätzlich sei davor gewarnt, daß sich galvanisierter und anderer Stahl in einem Bauwerk berühren, weil nach der Theorie galvanische Korrosion auftreten kann. Schwierigkeiten hat die Korrosion und Durchlöcherung von galvanisiertem Wellblech als Unterschaltung für Betondächer und -brückentafeln bereitet, was allerdings weitgehend auf Beton mit deutlichem Chloridgehalt oder auf Bereiche mit eingedrungenen Chloridlösungen beschränkt gewesen ist.

4.4.6 Andere Metalle. Chrom- und nickellegierte Metalle besitzen im Beton im allgemeinen einen guten Korrosionswiderstand, ebenso Silber und Zinn. Jedoch kann der Korrosionswiderstand einiger dieser Metalle durch lösliche Chloride des Meerwassers oder von Enteissungssalzen ungünstig verändert werden. Besondere Umstände könnten die Kosten von Monelmetall oder von rostfreiem Stahl der Type 316 im Meerwasserbereich rechtfertigen, sofern ihr überlegenes Verhalten in feuchtem Beton mit Chloriden und anderen Elektrolyten durch Unterlagen begründet ist. Jedoch sind die 300 Arten nichtrostender Stähle bei Temperaturen über 60 °C in Gegenwart von Chloridlösungen für Spannungsrißkorrosion anfällig. Witterungsbeständige Stähle verhalten sich in feuchtem, chloridhaltigem Beton im allgemeinen nicht einwandfrei.

(Anmerkung: Monelmetall ist eine gegen Korrosion sehr widerstandsfähige Legierung mit etwa 70 % Ni und 30% Cu und hohen Festigkeitseigenschaften. – Nach einer ins einzelne gehenden Auskunft des Max-Planck-Instituts für Eisenforschung handelt es sich, hier vereinfacht wiedergegeben, beim „rostfreien Stahl der Type 316“ um einen Stahl mit bestimmt definierten Gehalten an Chrom und Nickel und geringen Gehalten u. a. an Molybdän, Mangan und Silicium. Die „witterungsbeständigen Stähle“ zeichnen sich durch

einen etwas erhöhten Gehalt an Kupfer, Chrom, Nickel und Phosphor und eine verminderte Abrostungsgeschwindigkeit in der Atmosphäre aus.)

4.4.7 Kunststoffe. Viele Kunststoffe sind gegen starke Alkalien widerstandsfähig. Wegen der Vielfalt der Kunststoffe und der zugehörigen Stoffe sollte jedoch für jeden Zweck mit zugehörigen Prüfbefunden aufgewartet werden. Besondere Anwendungsmöglichkeiten von Kunststoffen in Verbindung mit Beton werden in diesem Bericht später besprochen.

4.4.8 Holz. Unbehandelte Sägespäne, Holzschnitzel oder -fasern, wie z. B. in „nagelbarem Beton“, bewirken ein langsames Versteifen und geringe Festigkeit. Durch Zugabe von $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ Teilen Kalkhydrat, bezogen auf das Zementvolumen, besonders zusammen mit 5 % Calciumchlorid, werden diese Wirkungen vermieden. Zu den Nachteilen des hohen Chloridgehalts für die Korrosion und den Beton selbst kommt die große Volumenänderung durch Luftfeuchtigkeitswechsel.

Eingebundenes Holz wird mitunter durch Calciumhydroxid ausgelaugt und zerstört. Weichholz mit hohem Harzgehalt soll dazu geeigneter sein.

4.5 Empfehlungen zu Korrosionsproblemen

4.5.1 Beton mit niedriger Durchlässigkeit. Die Durchlässigkeit des Betons ist der Hauptfaktor, der den Korrosionsvorgang eingebetteter Materialien beeinflusst. Bei niedriger Durchlässigkeit können weniger Wasser und Salze eindringen. Solcher Beton hat eine geringere elektrische Leitfähigkeit und behindert den Zutritt von Sauerstoff. Obwohl kein Beton vollkommen undurchlässig ist, kann doch durch geeignete Maßnahmen ein Beton mit niedriger Durchlässigkeit erhalten werden.

4.5.1.1 Zusammensetzung der Mischung. In Meerwasserversuchen mit Betonpfählen ergab sich bei 3,8 cm Stahlüberdeckung und einem Wasserzementwert von 0,45 ein günstiger, mit 0,53 ein mäßiger und mit 0,62 ein verhältnismäßig schlechter Korrosionsschutz. Bewitterte, 1,85 m² große Platten, die täglich mit Salz bestreut wurden, lieferten ähnliche Ergebnisse; Beton mit einem Wasserzementwert von 0,40 erwies sich bedeutsam besser als Beton mit dem Wasserzementwert von 0,50 und 0,60, auch bei gleichem Zementgehalt. Deshalb sollte der Wasserzementwert nicht über 0,40 liegen, wenn der Beton Meer- oder Brackwasser ausgesetzt ist oder wenn er mit höheren als mittleren Chloridkonzentrationen an der Wasser- oder Bodenlinie in Berührung kommt oder wenn er im Bereich der Spiegelschwankungen oder der Gischtzone liegt. Kann dieser Wasserzementwert in einem besonderen Fall nicht eingehalten werden, so kann ein solcher von 0,45 angesetzt werden, wenn die Betonüberdeckung über jedem Metall um 1,3 cm erhöht wird.

Auf 8 m Höhe über dem Meeresspiegel und über dem Gischtbereich, oder innerhalb eines horizontalen Abstands von 30 m, sollte der Wasserzementwert höchstens 0,50 betragen. Die für den Wasserzementwert empfohlenen Grenzen gelten für alle Portlandzemente, obwohl Langzeituntersuchungen über die Beständigkeit von Beton

in der Umgebung von Meerwasser zeigten, daß bei Zement mit 5 bis 8 % Tricalciumaluminat – C_3A – eine geringere Rißbildung infolge Stahlkorrosion auftrat als bei Zement mit einem C_3A -Gehalt unter 5 %.

Neben niederem Wasserzementwert sind auch gut abgestufte feine und grobe Zuschläge ein Erfordernis für geringe Durchlässigkeit des Betons. Auch ließen Versuche erkennen, daß die Zeit bis zur Rißbildung durch Korrosion durch künstliche Luftporen im Beton bedeutend verlängert wird.

4.5.1.2 Ausführung. Gute Ausführung ist wichtig, um einen einheitlichen Beton geringer Durchlässigkeit zu erzielen. Dazu gehören: ein kleines Setzmaß des Frischbetons, Maßnahmen gegen Entmischen, vollständiges Verdichten durch Rütteln und gute Verfahren bei der Fertigbearbeitung.

4.5.1.3 Nachbehandlung. Es sollte eine mindestens 7 Tage dauernde, ununterbrochene Feuchthaltung oder ein Nachbehandlungsfilm verlangt werden. Für Teile, die mit Niederdruckdampf behandelt wurden, ist eine zusätzliche Feuchtlagerung bei normaler Temperatur von hervortretendem Nutzen.

4.5.2 Angemessene Stahlüberdeckung. Es wird allgemein anerkannt, daß an der Wasserlinie oder in der Sprühwasserzone für Meerwasserbauten eine größere als sonst übliche Stahlüberdeckung nötig ist. Hierfür werden mindestens 7,5 cm vorgeschlagen; AASHTO (*Amer. Assoc. of State Highway and Transport Officials*) empfiehlt, mit Ausnahme bei Pfählen, 10,0 cm. Bei Brückenteilen, die mit Tausalzen in Berührung kommen, sollen eine Mindestüberdeckung von 5,0 cm und ein Wasserzementwert von höchstens 0,40 vorgesehen werden. Im Konstruktionsentwurf würden mindestens 6,5 cm festzulegen sein, um bei 90 bis 95 % der Plattenbewehrung eine Überdeckung von 5,0 cm zu erhalten. Zur Bestimmung der Dicke der Überdeckung steht ein magnetisches Meßgerät zur Verfügung (siehe z. B. [4,2] und [4,6]).

(Anmerkung: In DIN 1045 ist die Mindest-Betondeckung bei Stahlbeton in Tabelle 10, abhängig von den Umweltbedingungen, der Betonfestigkeitsklasse und der Bauteilart sowie Herstellung, aufgeführt. Sie beträgt z. B. bei Ortbeton $\geq B 25$ in durchfeuchtender Umgebung allgemein 2,5 cm, entsprechend etwa Fall 3 im Komitee-Bericht Abschnitt 4.5.4, und 3,5 cm bei korrosionsfördernden Einflüssen, wie z. B. den von Tausalzen, entsprechend etwa Fall 2. In Tabelle 9 der DIN 1045 ist die Mindest-Betondeckung lediglich in Abhängigkeit vom Durchmesser des Bewehrungsstahls aufgeführt.

Für Spannbeton mit sofortigem Verbund ist nach den „Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen“, Fassung Juni 1973, Abschnitt 6.2.3, der Korrosionsschutz im allgemeinen gewährleistet, wenn die Mindest-Betondeckung entsprechend 3,0 cm bzw. 4,0 cm beträgt. Die Betondeckung von Hüllrohren für Spannlieder muß mindestens 3,0 cm betragen.

Eine Mindestüberdeckung von 3,5 cm wird für luftberührte Außenflächen nach den „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung massiver Brücken“, Fassung August 1973, verlangt, wenn sie besonderen korrosionsfördernden Einflüssen ausgesetzt sind, und von 4,0 cm für die Oberseiten von Fahrbahnplatten, auch unterhalb

der Abdichtung. Bei erdberührten und wasserberührten Flächen gilt für die Mindestüberdeckung 5,0 cm.

Gegenüber der für tausalzberührte Brückenteile im Komitee-Bericht allgemein aufgeführten Mindest-Überdeckung von 5,0 cm ist die in den deutschen Vorschriften mit 3,5 cm für korrosionsfördernde Umgebung geltende Überdeckung etwas geringer. Dabei ist allerdings zu beachten, daß sie auf definiertere Verhältnisse abgestimmt ist.

Auch nach [4,7] sind die dort weitgehend aufgegliederten Betondeckungen, soweit die Voraussetzungen ungefähr vergleichbar sind, im allgemeinen etwas größer.)

4.5.3 Zweckmäßige Entwässerung. In Gegenden mit strenger Witterung sollte, insbesondere bei Brückenplatten, der Entwässerung besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, damit das Wasser abfließt und Pfützen vermieden werden.

4.5.4 Begrenzter Chloridgehalt in der Betonmischung. Im Grunde sollten in der Betonmischung keine Chloride erlaubt sein, was die Verwendung von Meerwasser als Mischwasser ausschließt, ebenso die von Zuschlägen, die mit Meerwasser gewaschen wurden oder die sonstwie Salze enthalten und von chloridhaltigen Zusätzen. Da eine chloridfreie Mischung in der Praxis unmöglich verwirklicht werden kann, ist es angemessen, den gesamten Chloridgehalt in der Mischung so zu begrenzen, daß er kleiner ist als jener, der eine Korrosion fördert. Nach Forschungsergebnissen kann dieser Schwellenwert 0,15 % des Zementgewichts betragen. Jedoch ist diese Betrachtungsweise nicht angezeigt, weil sie weder der physikalischen Verfügbarkeit des Chlorids Rechnung trägt noch berücksichtigt, inwieweit Sauerstoff und Feuchtigkeit vorhanden sind. Vor jeder sinnvollen Erörterung der Grenzen muß also der Zustand, in dem Chlorid vorliegt, beurteilt werden. Lösliche Chloride verursachen Korrosion, während gebundenen nur eine geringe Wirkung zugemessen wird. Es ist nachgewiesen worden, daß vom gesamten Chloridgehalt, der nahe der Korrosionsschwelle liegt, etwa 50 bis 85 % löslich sein werden. Es gibt jedoch Ausnahmen; nach einigen Unterlagen verbindet sich ein großer Prozentsatz einer Calciumchloridbeimengung chemisch mit dem Zement und löst so keine Korrosion aus**).

(Anmerkung: Nach [4,8] bleibt eine solche Bindung nur im nicht carbonatisierten Beton erhalten und wenn keine Sulfationen eindringen.)

Von dem hohen Chloridgehalt einiger Zuschläge ist nur sehr wenig löslich, während von anderen stark chloridhaltigen bekannt ist, daß sie eine Korrosion verursachen.

Wenn die Wahrscheinlichkeit einer Korrosion in Betracht gezogen wird, ist es daher folgerichtig, nur den löslichen Chloridgehalt des Betons zu messen; dies ist jedoch zeitraubend und schwierig. Um-

**) Dies hat manche zur Folgerung veranlaßt, daß ein Zusatz bis zu 1 % Calciumchlorid, $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, im meisten herkömmlichen Stahlbeton, der keine anderen Metalle enthält und der nicht Chlorid ausgesetzt wird, annehmbar ist.

stände wie Probengröße, Kochdauer und/oder Dauer des Wasser-
aufsaugens, Temperatur und Menge des destillierten Wassers be-
einflussen das Ergebnis. (Wird dabei der Zutritt von CO_2 nicht aus-
geschlossen, so geht auch gebundenes Cl^- in Lösung.) Anderer-
seits wird die Prüfung des gesamten Chloridgehaltes mittels Salpe-
tersäureauszug von obigen Faktoren nicht wesentlich berührt. Die
meisten interessierten Stellen bestimmen daher den Gesamtchlorid-
gehalt, den löslichen jedoch nur, wenn weitergehende Untersu-
chungen notwendig werden. Liegt der Gesamtchloridgehalt unter
der zulässigen Grenze, so braucht das lösliche Chlorid nicht be-
stimmt zu werden. Überschreitet er die Grenze, so kann der lösliche
Chloridanteil ermittelt werden. Wenn dieser höher als der Grenz-
wert ausfällt, wird bei Anwesenheit von Feuchtigkeit und Sauerstoff
eine Korrosion wahrscheinlich. Bleibt er unter dem Grenzwert, so ist
die Gefahr gering.

Nach dem derzeitigen Wissensstand empfiehlt dieses Komitee, in
Übereinstimmung mit ACI Committee 222, folgende Chloridgren-
zen für Beton vor seiner Ingebrauchnahme nicht zu überschreiten:

1. Spannbeton, 0,06 % Cl^- , bezogen auf das Zementgewicht;
2. üblicher Stahlbeton, der in feuchter Umgebung Chlorid ausge-
setzt ist, 0,10 % Cl^- ;
3. üblicher Stahlbeton, in feuchter Umgebung ohne Chlorid, 0,15 %
 Cl^- , wozu auch bei gelegentlichem Befeuchten beispielsweise
Küchen, Parkgebäude, am Wasser stehende Bauten und auch
Bereiche mit Feuchtigkeitskondensation gehören;
4. Bauwerke über Gelände mit trocken bleibendem Beton, keine
Grenze***).

(Anmerkung: Nach DIN 1045, Abschnitt 6.3.1, dürfen allgemein
Chloride u.ä. dem Stahlbeton und auch unbewehrtem Beton, der mit
Stahlbeton in Berührung kommt, nicht zugegeben werden. Der Ge-
halt an Chlorid Cl^- darf in den Ausgangsstoffen folgende Grenz-
werte nicht überschreiten: im Zement 0,1 Gew.-%, bestimmt als den
bei wäßriger Extraktion erhaltenen Anteil; im Zuschlag zu Spannbeton
mit sofortigem Verbund 0,02%, bestimmt als wasserlöslicher
Anteil; im Anmachwasser für Spannbeton allgemein 600 mg/l, d. s.
bezogen auf das Wasser rd. 0,06%. Der mit einem bauaufsichtlich
zugelassenen Zusatzmittel in den Beton eingetragene Halogenge-
halt, ausgedrückt als Cl^- in % des Zementgewichts, ist für Spannbeton
mit 0,002% und für Beton und Stahlbeton neuerdings mit 0,01%
begrenzt. – In einem Spannbeton mit sofortigem Verbund aus 350
kg Zement/ m^3 und einem Wasserzementwert von 0,45 ergeben sich
mit diesen höchstzulässigen Grenzwerten, bezogen auf das Ge-
wicht des Betons 0,035% Cl^- und bezogen auf das Zementgewicht
0,23% Gesamtchlorid. Diese 0,23% Cl^- würden aber nicht als was-
serlösliche Chloride wirksam, da nach [4,8] vom Zement eine Menge
von mindestens 0,4% Cl^- wasserunlöslich gebunden wird.

Im Komitee-Bericht sind für die Fälle 1, 2 und 3 Grenzen angegeben.
Wird eine Grenze überschritten, so ist der lösliche Chloridgehalt zu

***) Wird Calciumchlorid als Zusatz verwendet, so wird aus anderen Gründen
als wegen der Korrosion im allgemeinen eine Begrenzung auf 2% emp-
fohlen. 2% übliches Calciumchlorid, $\text{CaCl}_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$, ergibt etwa 1% Cl^- .

bestimmen; siehe Ausführungen im Komitee-Bericht. Dieser darf dann den angegebenen Grenzwert nicht überschreiten, so daß zu folgern ist, daß die Grenzen ggf. auch für den wasserlöslichen, wirksamen Cl^- -Gehalt gelten.

Wenn von dem sich aus den Ausgangsstoffen errechnenden Richtwert für den Chloridgehalt des Frischbetons bei Spannbeton mit sofortigem Verbund abgesehen wird, sind bei uns keine Grenzwerte für den Chloridgehalt festgelegt, bei deren Überschreiten im Festbeton mit einer gefährdenden Stahlkorrosion zu rechnen ist.

Die noch zulässigen Grenzgehalte werden in einzelnen Ländern sehr unterschiedlich festgelegt. Doch wird nach [4,9] „bei vorsichtiger Einschätzung ein Cl^- -Gehalt über 0,4 % als kritische Grenze“ angesehen; vgl. dazu [4,8], [4,10], [4,11], [4,12] und auch [4,13]. Dieser in [4,9] angeführte kritische Chloridgehalt von 0,4 % und auch die in [4,9] aufgeführten, in anderen Ländern festgelegten Grenzen lägen, bei einem direkten Vergleich, meist deutlich über den im Komitee-Bericht genannten Grenzen. Setzt man aber z. B. gemäß [4,8] und [4,13] überschlägig voraus, daß immer wenigstens 0,4 % Cl^- fest gebunden werden und daß die Grenzen im Komitee-Bericht auch für das lösliche Chlorid gelten, so ergäbe sich u. U. ein Gesamtchloridgehalt von 0,46 % bei Spannbeton im Fall 1 und bei Stahlbeton im Fall 2 von 0,50 % bzw. im Fall 3 von 0,55 %.

In den Laboratorien der Federal Highway Administration [4,2] gelten für Stahlbeton-Brückenplatten mit Zementgehalten von 390 und 335 kg/m^3 Gesamtchloridgehalte von 0,033 % Cl^- bzw. 0,028 % Cl^- des Betongewichts als untere Grenze bei einem vorausgesetzten Anteil von 75 % löslichem Chlorid des Gesamtchloridgehalts. Werden diese Grenzwerte auf das Zementgewicht umgerechnet, so entspricht ihnen ein Gesamtchloridgehalt von 0,20 % Cl^- oder, wenn nur 50 % Cl^- als löslich vorausgesetzt werden, ein Gesamtchloridgehalt von 0,30 % Cl^- , der als oberer Grenzwert gilt.

Andererseits ist für trocken bleibenden Stahlbeton, Fall 4 im Komitee-Bericht, überhaupt keine Grenze vorgesehen; siehe dazu auch Fußbemerkung***).

In drei, in [4,14] erwähnten englischen Vorschriften finden sich für bewehrten Beton obere Grenzwerte für den „Chloridsalzgehalt“ von Zuschlag, der von der Meeresküste stammt. Umgerechnet auf den Chloridgehalt Cl^- liegt dieser nach zwei der Vorschriften, bezogen auf das Trockengewicht, für „feinen“ Zuschlag bei 0,09 % bzw. 0,06 % Cl^- und für „groben“ Zuschlag bei 0,03 % bzw. 0,02 % Cl^- . Wenn diese Grenzen überschritten werden, dürfen die Zuschläge noch verwendet werden, wenn das auf das Zementgewicht eines Betons bezogene aus dem „Meereszuschlag“ stammende Chlorid eine bestimmte Grenze nicht überschreitet. In den drei Vorschriften finden sich dafür allerdings sehr unterschiedliche Grenzwerte, nämlich 0,64 %, 0,30 % und 0,19 % Cl^- . – Nach einer der Vorschriften dürfen „Meereszuschläge“ mit mehr als 0,064 % Cl^- des Zementgewichts für Spannbeton unter den Verhältnissen, bei denen Calciumchloridzusätze nicht erlaubt sind, ebenfalls nicht verwendet werden. In [4,14] ist auch berechnet, wie groß die salzhaltige Eigenfeuchte eines Zuschlags bei den verschiedenen Chloridgrenzwerten, z. B. nach Waschaufbereitung, noch sein dürfte. – Grenzwerte für den Chloridgehalt von Zuschlägen haben in England auch wirt-

schaftliche Bedeutung, da über 10% des gesamten Zuschlagaufkommens auf „Meereszuschläge“ entfallen.)

Bei der Anwendung dieser Grenzen sollte beachtet werden, daß auch immer andere Faktoren, wie Feuchtigkeit und Sauerstoff, zur elektrochemischen Korrosion nötig sind. Zum Vergleich mit den angegebenen Grenzen wird eine laufende Bestimmung des Gesamtchloridgehalts vorgeschlagen, sei es über die Einzelbestandteile von Versuchsmischungen oder am Frischbeton.

Absichtlich sollte Calciumchlorid der Mischung für Spannbeton oder für üblichen Stahlbeton, der später Feuchtigkeit und Chloriden ausgesetzt wird, nicht zugegeben werden, auch nicht wenn mit den Ausgangsstoffen der Chloridgehalt des Betons die erwähnten Grenzen nicht erreicht.

(Anmerkung: Aus all dem geht hervor, daß bei Grenzwerten, Schwellenwerten oder kritischen Werten für den Chloridgehalt zur Beurteilung der Korrosionsgefährdung des Stahls zu berücksichtigen ist, ob sie für den Gesamtchloridgehalt oder nur für das wirksame, wasserlösliche Chlorid gelten, ferner ob sie nur für den Chloridgehalt des Ausgangsbetons oder einschließlich des später in das Bauwerk eingedrungenen Chlorids angesetzt sind. Für die im Raume stehenden verschiedenen Grenzwerte sollte in diesem Sinne eine einheitliche Basis geschaffen werden, also auch für die Beurteilung der Korrosionsanfälligkeit des Stahls, wenn später Chlorid zunehmend in den Beton eindiffundiert ist. Solche Grenzwerte müssen auch mit anderen Einflußgrößen in Beziehung gebracht werden, wie im einzelnen mit den Verhältnissen der Umgebung, mit dem Durchlässigkeitsgrad des Betons – bei vollständig verdichtetem Beton weitgehend abhängig von seinem Wasserzementwert –, ferner mit der Dicke der Betonüberdeckung [4,15], bei Spannbeton mit dessen Eigenheiten, mit dem Zementgehalt und mit der Zusammensetzung des Zements [4,16]. – Allgemein gesehen ist nur maßgebend, ob oder ggf. wieviel nichtgebundenes, wasserlösliches Chlorid im Porenwasser, auch schon in geringer Menge [4,13], überhaupt an die Stahloberfläche gelangt. Dies könnte bereits bei übermäßigem löslichen Cl^- -Gehalt der Ausgangsstoffe, z. B. über 0,4 % Cl^- , möglich sein oder später, wenn das Bauwerk mit chloridhaltigem Wasser über Jahre hinweg in Berührung kommt. Auch wenn im letzten Fall vom erhärtetem Beton noch mindestens 0,4 % Cl^- [4,8] gebunden würden, so kann darüber hinaus im Laufe der Zeit durch den weiteren Nachschub von außen u. U. doch freies Chlorid bis zur Stahloberfläche diffundieren und die Passivschicht der Stahloberfläche zerstören; siehe auch [4,10], [4,12], insbesondere [4,16]. Sauerstoff kann auch in feuchten Beton eindringen [4,13]. Die dann auf dem Stahl möglichen elektrolytischen Korrosionszellen führen zur Rostung. – Dazu sollte überlegt werden, ob die Festlegungen in DIN 1045 bezüglich des Wasserzementwertes und der Stahlüberdeckung gegen das Eindringen von Chlorid, z. B. bei Meerwasserbauten, ausreichend sind.

Letzten Endes ist also vor allem wesentlich, ob der Wasserzementwert eines vollständig verdichteten Betons so nieder ist, daß keine durchgehenden Kapillarporen im Zementstein verbleiben, und ob die Überdeckung so groß gewählt wird, daß bei einer vom Wasserzementwert und von der Zementzusammensetzung abhängigen

Diffusionsgeschwindigkeit der Cl⁻-Ionen die Stahloberfläche innerhalb der Nutzungsdauer des Bauwerks nicht erreicht werden kann.)

4.5.5 Beachtung von herausragenden Teilen. Wenn z. B. Bolzen aus dem Beton in eine korrosive Umgebung ragen, muß der Materialbeständigkeit, der Trennung von einem ungleichartigen Metall im Beton, dem sorgfältigen Betoneinbau und der Verhinderung von Durchlässen für korrosive Stoffe in den Beton besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. *(Anmerkung: Unter „Durchlässen“ sind hier wohl u. a. Spalte angesprochen, die sich unter waagrecht eingebundenen Teilen auch durch Setzen und Schrumpfen des Frischbetons bilden. Sie können durch Nachrütteln behoben werden.)*

4.5.6 Sichere Schutzvorkehrungen. Wegen der sehr hohen Kosten, die Korrosionsschäden verursachen, werden für Brückenplatten in Gebieten mit starker Salzbehandlung und für einige Meeresbauten Schutzverfahren angewendet. Von den vielen vorgeschlagenen Verfahren haben sich einige als wirksam erwiesen, während andere versagten. Die erfolgreichsten Verfahren für Brückenplatten, von denen einige auch bei anderen Bauten benutzt werden, sind nachfolgend aufgeführt:

1. ein sehr niedriger Wasserzementwert von 0,32; obere Deckschicht aus steifem, dichtem Beton;
2. Beton mit Styrol-Butadienlatex als Deckschicht;
3. mit Epoxidharz beschichteter Bewehrungsstahl; elektrostatisch als Pulver aufgetragen;
4. bestimmte wasserdichte Bahnen mit bituminöser Beschichtung.

Zu anderen Erfolg versprechenden Verfahren, die in der Schlußphase der Entwicklung stehen, gehören die Oberflächenimprägnierung mit Kunstharz und die Innenversiegelung des Betons. Galvanisierter Bewehrungsstahl wird bei Versuchen benutzt; die vorhandenen Unterlagen über das Verhalten im Laboratorium und in der Praxis widersprechen sich und sind allgemein nicht ermutigend.

(Anmerkung: In den USA treten in Gebieten mit strengem Winterklima an zahlreichen Brückenplatten erhebliche Schäden durch chloridhaltige Enteisungsmittel auf. Dabei handelt es sich um die häufig direkt befahrenen Brückenplatten oder solche, die auch durch einen Fahrbahnbelag nicht genügend vor dem Eindringen der Chloridlösung geschützt waren. Demgegenüber dürfen bei uns Brückenplatten nach den „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung massiver Brücken“, Fassung August 1973, nur in Ausnahmefällen direkt befahren werden und auch dann nur im Zuge solcher Straßen, bei denen die Einwirkung von Tausalzen nicht zu erwarten ist. Der Wasserzementwert der obersten, mindestens 5 cm dicken Schicht darf 0,45 nicht überschreiten. In der Regel ist also ein Brückenbelag aufzubringen. Der Beton der Brückenplatte muß vorher mit einem Oberflächenschutz in Form einer Imprägnierung, Versiegelung oder Beschichtung versehen werden; siehe dazu die „ZTV-K 76: Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten“ des Bundesministers für Verkehr, Ausgabe 1976, Abschnitt 10.2. Dies gilt auch unter bituminösen Brückenbelägen, siehe dazu „Merkblatt für bituminöse Brückenbeläge auf Beton“, Ausgabe 1976.)

4.6 Verbessernde Maßnahmen

In Abschnitt 6 werden Verfahren zur Behebung von Korrosionsschäden beschrieben. Wenn elektrochemische Vorgänge vorhanden sind, muß dazu beachtet werden, daß Ausbesserungen an einem Teil des Bauwerks die Korrosion in anderen Teilen verstärken können. Eine fortwährende Ausbesserung kann die wirtschaftlichste Lösung sein, doch braucht die einfache Ausbesserung befallener Teile nicht unbedingt eine dauerhafte Behebung zur Folge zu haben. Verschiedene Verfahren zum Aufhalten oder Verzögern einer Korrosion sind im folgenden Abschnitt behandelt.

4.7 Allgemeine Bemerkungen

Die verwickelten Korrosionsursachen, die hohen Kosten anstehender Ausbesserungen und der Entwicklungsstand aussichtsreicher Verbesserungsmaßnahmen unterstreichen die Wichtigkeit einer guten Bauausführung. Für einige Umweltbereiche wird empfohlen, schon bei der Bauausführung einen sicheren Schutz anzubringen. Die Korrosion aufzuhalten ist ein schwieriges und unsicheres Unterfangen, wenn die Voraussetzungen für deren Entstehen bereits beim Bauwerk vorgegeben worden sind.

Der kathodische Schutz korrodierender Brückenplatten wird versuchsweise mit Erfolg angewendet. Eine Epoxidharzinjektion dient dazu, um abblätternde Bereiche vorübergehend auszubessern oder, kathodischem Schutz vorausgehend, mit diesem einen beständigeren Erfolg zu erzielen. Ein umsichtiges Auftragen von wasserdichten Anstrichen auf Beton mit korrodierendem Metall kann die Gebrauchsdauer eines Bauwerks verlängern. Doch kann die unterschiedslose Anwendung den Feuchtigkeitsstand im Beton erhöhen und so die Korrosion beschleunigen. Keiner der Anstriche bietet einen dauerhaften Schutz. Die Untersuchung über das Entfernen von korrosionsverursachenden Chloriden und über ein tiefes Imprägnieren des getrockneten Betons mit Kunstharzen ist im Gange und erfolgversprechend, jedoch noch nicht einsetzbar. Derartige Hilfsmaßnahmen sind nur nach sorgfältiger Untersuchung durch jene, die in Korrosionsproblemen bewandert sind, zu empfehlen.

SCHRIFTTUM

- [4,1] Stratfull, R. F.: Half cell potentials and the corrosion of steel in concrete. Presented at the 52nd Annual Meeting of the Highway Research Board 1973. California Division Highways Materials and Res. Dept. 19501-762, Rep. No. Ca-hy-mr-5116-7-72-42, Nov. 1972.
- [4,2] Clear, K.: Permanent bridge deck repair. Public Roads 39 (1975/76) Nr. 2, S. 53/62.
- [4,3] Slater, J. E., D. R. Lankard und P. J. Moreland: Electrochemical removal of chlorides from concrete bridge decks. Transportation Research Record 604 – Bridge decks: corrosion, cathodic protection and pavement seals. Transportation Research Board, Washington D. C. 1976, S. 6/15.
- [4,4] Berman, H. A., und B. Chaiken: Does voltage measurement detect salt corrosion of concrete reinforcing steel? Public Roads 39 (1975/76) Nr. 4, S. 158/162.

- [4,5] Rahmel, A., und W. Schwenk: Korrosion und Korrosionsschutz von Stählen. Verlag Chemie, Weinheim-New York 1977; ferner Kaesche, H.: Die Korrosion der Metalle. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1979.
- [4,6] van Daveer, J. R., und G. D. Sheret: Concrete cover study. Final Report No. FHWA-DP-15. Fed. Highw. Adm., Washington D.C. 1975.
- [4,7] ACI 318-77: Building code requirements for reinforced concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 318-1/136.
- [4,8] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zementehärtung. Zement-Kalk-Gips 22 (1969) S. 447/456.
- [4,9] Weigler, H.: Entwicklung der internationalen betontechnologischen Bestimmungen. beton 29 (1979) H. 5, S. 178/180, und H. 6, S. 217/220.
- [4,10] Locher, F. W., und S. Sprung: Einwirkung von salzsäurehaltigen PVC-Brandgasen auf Beton. beton 20 (1970) H. 2, S. 63/65, und H. 3, S. 99/104; ebenso Betontechnische Berichte 1970, Beton-Verlag, Düsseldorf 1971, S. 33/55.
- [4,11] Sprung, S.: Beton für Meerwasserentsalzungsanlagen. beton 28 (1978) H. 7, S. 241/245; ebenso Betontechnische Berichte 1978, Beton-Verlag, Düsseldorf 1979, S. 93/104.
- [4,12] Weigler, H., und E. Segmüller: Einwirkung von Chloriden auf Beton, Betonwerk und Fertigteil-Technik 39 (1973) H. 8, S. 577/584.
- [4,13] Bäuml, A., und H.-J. Engell: Korrosion von Stahl in Beton. Archiv für das Eisenhüttenwesen 30 (1959) S. 417/428.
- [4,14] Jordan, J. P. R., und D. C. Pike: The Association's proposals in relation to limits on chloride contents of marine aggregates. Technical Paper No. 11, Sand and Gravel Association, London 1976.
- [4,15] Clear, K. C.: Time to corrosion of reinforcing steel in concrete slabs. Transportation Research Record 500, Washington D. C. 1974, S. 16/24.
- [4,16] Gjorv, O. E., und Ø. Vennesland: Diffusion of chloride ions from seawater into concrete. Cement and Concrete Research 9 (1979) Nr. 2, S. 229/238.

5. Chemische Reaktionen von Zuschlägen

5.1 Reaktionstypen

Einige Reaktionen können vorteilhaft sein, andere jedoch zu bedenklicher Schädigung des Betons durch Dehnung, Rißbildung und Festigkeitsverlust führen. Die Reaktion, der man größte Beachtung geschenkt hat und die als erste erkannt wurde, ist die zwischen den Alkalien Na_2O und K_2O aus dem Zement oder aus anderen Quellen bzw. deren Hydroxyl (*OH-Ionen der Alkalihydroxide*) mit gewissen kieselsäurehaltigen Bestandteilen des Zuschlags. Dieser Vorgang wird in den letzten Jahren zutreffend als „Alkali-Silicat-Reaktion“ bezeichnet.

(Anmerkung: Der erste Bericht über Schäden durch eine solche Reaktion erschien 1940 von T. E. Stanton in Engineering News-Record; auszugsweise wiedergegeben von K. Walz in Zement 29 (1940) H. 40, S. 566/569.)

In Kansas, Nebraska und im östlichen Wyoming war mit bestimmten Kiessandzuschlägen eine Minderung des Betons verbunden, was ehemals auf einen chemischen Vorgang zurückgeführt worden ist.

Weil sich keine klare Beziehung zwischen Schaden und Alkaligehalt des Zements fand, wie dies normalerweise bei Alkali-Zuschlag-Reaktionen der Fall ist, wurde zur Unterscheidung von der verbreiteteren „Alkali-Silicat-Reaktion“ hierfür die Bezeichnung „Zement-Zuschlag-Reaktion“ gewählt. Die spätere Forschung zeigte, daß es sich bei dieser Erscheinung um eine Reaktion zwischen den Alkalien im Zement und einigen kieseligen Bestandteilen des Zuschlags unter Umweltbedingungen handelt, die zu starkem Betonschwinden und Anreicherung durch Trocknen (Alkalianreicherung) führen.

Es ist auch erwiesen, daß gewisse Carbonatgesteine bei Reaktionen mit Alkalien beteiligt sind, die manchmal eine schädliche Dehnung und Ribbildung zur Folge haben. Diese sind eng mit tonhaltigen dolomitischer Kalksteinen verbunden, die etwas ungewöhnliche Texturmerkmale aufweisen. Diese Reaktion wird als „Alkali-Carbonat-Dehnreaktion“ bezeichnet (im folgenden kurz als Alkali-Carbonat-Reaktion); sie wurde in Kanada und den USA umfassend untersucht.

(Anmerkung: In den beiden folgenden Absätzen im Abschnitt 5.1 des Komitee-Berichts wird zusätzlich noch auf die Bildung von Randschichten am und um Carbonatgestein, weiteres siehe Abschnitt 5.4.2, und auf einige andere schädigende chemische Reaktionen durch oxydierende oder hydratisierende Bestandteile des Zuschlags, wie u. a. Sulfide und Sulfate, eingegangen. Diese Reaktionen werden als weniger bedeutsam als die Alkali-Silicat-, die Zement-Zuschlag- und die Alkali-Carbonat-Reaktion angesehen.)

5.2 Alkali-Silicat-Reaktion

5.2.1 Vorkommen. Die meisten Angaben über Vorkommen verdächtiger oder reaktiver Zuschläge sind aus Nordamerika bekannt. In Neuseeland, Indien, Deutschland, Island, Dänemark, der Türkei und anderen Ländern sind entsprechende Unterlagen vorhanden.

(Anmerkung: Auf die Wiedergabe der im Komitee-Bericht in Tafel 5.2.1 ausführlich beschriebenen und tabellierten reaktiven Gesteine, Minerale und synthetischen Stoffe wird verzichtet. Es werden lediglich, wie auch aus dem weiteren Inhalt dieses Abschnitts, kennzeichnende Ausführungen übernommen.)

Zu den bis 1958 als reaktiv befundenen Gesteinen, wie opalartige Hornsteine, chalzedonische und verquarzte Feuersteine, Kieselkalke usw., die amorphe, mikro- oder kryptokristalline Kieselsäure enthielten, kamen später noch Tongesteine, Grauwacken, Phyllite, Quarzite, Schiefer sowie stark beanspruchter, verformter Quarz und Granitgneis hinzu.

Mehrere dieser Gesteine scheinen selbst bei hohem Alkaligehalt des Zements langsam zu reagieren; die Reaktion wurde erst an mehr als 20 Jahre alten Bauwerken erkannt.

Vorwiegend aus amorphen Silicaten bestehende Leichtzuschläge könnten als reaktiv gelten, jedoch findet sich kein Beweis für eine Schädigung von Leichtbeton durch Alkalireaktion.

5.2.2 Wirkungsweise. Der Vorgang ist komplex, und verschiedene Theorien wurden aufgestellt, um Praxis- und Laboratoriumsfest-

stellungen zu erklären. Es bleiben unbeantwortete Fragen. Offenbar reagiert empfindliches Material in Gegenwart von Kalium-, Natrium- und Calciumhydroxid und bildet entweder eine feste, sich nicht dehnende Calcium-Alkali-Silicatverbindung oder eine feste Alkali-Silicatverbindung, die sich durch Aufsaugen von Wasser ausdehnen kann. Welche der beiden Formen entsteht, hängt von der relativen Konzentration des Alkali- und Calciumhydroxids sowie der Oberfläche des reaktiven Materials ab. Bei genügend niedriger Alkalikonzentration dehnt sich das Reaktionsprodukt nicht aus. Der Anteil an reaktivem Material muß dann vernachlässigbar gering sein oder andererseits einen gewissen Betrag überschreiten, der vom Alkaligehalt und der Feinheit des reaktiven Materials abhängt. In diesem Fall ist eine rasche Umsetzung erwünscht; sie tritt ein, wenn die reaktiven Teilchen genügend Oberfläche bieten, d. h. wenn sie ausreichend zahlreich oder fein vorhanden sind.

5.2.3 Laboratoriumsprüfungen auf Alkali-Silicat-Reaktionsfähigkeit. Sie sollten bei neuen Zuschlagvorkommen durchgeführt werden und wenn nach Beobachtungen aus der Praxis eine Reaktion möglich sein kann. Die brauchbarsten Prüfungen sind:

– a – Petrographische Prüfung. Für die Prüfung bietet sich ASTM C 295 [5,1] an. Zur Bestimmung der in Abschnitt 5.2.1 aufgeführten reaktionsanfälligen Minerale sind in der Literatur Verfahren beschrieben und Empfehlungen gegeben, wie hoch deren noch verträglicher Anteil sein darf. Diese Aussagen gelten für die vor 1960 als reaktiv befundenen Bestandteile. Die reaktiven Gesteine und Minerale, denen seit 1960 häufiger begegnet wird, scheinen größere Pessimbereiche zu haben und sind schwieriger zu erkennen.

(Anmerkung: Unter Pessimum wird das Zusammentreffen verschiedener, voneinander unabhängiger ungünstiger Bedingungen verstanden, das zum Alkalitreiben in der Praxis führt.)

– b – Mörtelstab-Prüfung nach ASTM C 227. Diese Prüfung ist eines der am häufigsten angewendeten Verfahren zum Nachweis einer möglichen Reaktionsfähigkeit.

(Anmerkung: Dabei wird die Längenänderung von Stäben 2,5 cm x 2,5 cm x 28,5 cm aus Mörtel mit dem fraglichen Zuschlag während einer definierten Lagerung gemessen. Beurteilungskriterien finden sich in [1,7].)

Das Verfahren dient nicht nur für die Beurteilung von Zuschlägen, sondern auch für die von Zuschlag-Zement-Kombinationen. Jedoch sind keine Beurteilungskriterien für die metamorphen kieseligen und für die silicatischen Gesteine aufgestellt worden. Es kann damit gerechnet werden, daß für eine auffällige Dehnung höhere Temperaturen und eine längere Prüfdauer von wahrscheinlich 1 bis 3 Jahren erforderlich sind. Deshalb ist eine petrographische Beurteilung dieser Gesteine erwünscht.

– c – Chemische Prüfung nach ASTM C 289-71 bzw. -76.

(Anmerkung: Bei diesem chemischen Prüfverfahren zur Bestimmung der möglichen Reaktionsfähigkeit von Zuschlägen werden diese zerkleinert und als Kornfraktion 0,15/0,30 mm während 24 h einer 1n-Natriumhydroxidlösung bei 80°C ausgesetzt. Es werden das lösliche SiO₂ und die Abnahme der Alkalität festgestellt.)

Dieses Verfahren wird in erster Linie für eine rasche Beurteilung benutzt, da Ergebnisse in wenigen Tagen zur Verfügung stehen, gegenüber 3 bis 6 Monaten bei der Mörtelstab-Prüfung. Beurteilungskriterien finden sich in [1,7]. Bei der Deutung der Ergebnisse muß mit Bedacht vorgegangen werden. Einige seit 1960 als reaktionsfähig erkannte Gesteine lassen sich in die Beurteilungskriterien nicht einbeziehen. *(Wegen Einzelheiten zur richtigen Auslegung wird im Komitee-Bericht auf zwei Berichte des Highway Research Board verwiesen.)*

Für Leichtzuschlag wird diese Prüfung nicht empfohlen, da mit ihr fragwürdige Ergebnisse für eine Bewertung erhalten wurden.

5.2.4 Allgemeine Kriterien. Ein spezieller Zuschlag kann am besten beurteilt werden, wenn Unterlagen über sein Verhalten in der Praxis bei Verwendung von Zement mit hohem Alkaligehalt zur Verfügung stehen. Andernfalls ist die petrographische Prüfung mit bestätigenden Ergebnissen der Mörtelstab-Prüfung, manchmal durch Betonprüfungen ergänzt, die verlässlichste Beurteilung. Die Ergebnisse der chemischen Prüfung sollten auch in Verbindung mit denen der petrographischen und der Mörtelstab-Prüfung benutzt werden. Bei jeder Bewertung ist es angezeigt, sich nicht nur auf die Ergebnisse von einer Prüfmethode zu verlassen.

5.2.5 Empfohlenes Vorgehen bei Vorliegen alkalireaktiver Zuschläge. Zuschläge, die sich nach praktischen Feststellungen oder einer Laboratoriumsprüfung möglicherweise als reaktiv erweisen, sollten nicht verwendet werden, wenn der Beton Meerwasser oder alkalischer Umgebung ausgesetzt ist. Reaktive Zuschläge sollten nur verwendet werden, wenn eingehende Prüfungen und vor allem Praxisfeststellungen bewiesen, daß mit angemessener Alkalibegrenzung beim Zement oder mit passenden Zusätzen eines wirksamen Puzzolans, oder durch beides, ein zufriedenstellendes Gebrauchsverhalten vorausgesetzt werden kann.

In Fällen, in denen Meerwasser oder eine Umgebung mit alkalischem Boden nicht vorhanden sind, kann reaktives Material benutzt werden, wenn folgende Sicherheitsvorkehrungen angewendet werden:

– a – Alkaliarmer Zement. Für diesen ist das Na_2O -Äquivalent auf 0,6 % zu begrenzen. *(low-alkali cement; bei uns „Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt“, sog. „NA-Zement“.)* Verbot von Meerwasser oder alkalischem Grundwasser als Mischwasser und eines Zusatzes von Natrium- oder Kaliumchlorid.

– b – Puzzolan. Wo alkaliarme Zemente nicht wirtschaftlich verfügbar sind, ist die Verwendung eines geeigneten puzzolanischen Materials nach ASTM C 618 vorzusehen, das entsprechend ASTM C 441 auf Wirksamkeit in bezug auf Alkali-Zuschlag-Reaktion zu prüfen ist. Wenn die Verwendung von Puzzolan in Betracht gezogen wird, sollte beachtet werden, daß bei einer Erhöhung des Wasseranspruchs durch diese Stoffe auch das Schwinden des Betons in trockener Umgebung zunimmt.

(Anmerkung: Zu den meisten im Komitee-Bericht behandelten Fragen und Darlegungen wurden auch bei uns umfangreiche Untersuchungen anlässlich einiger im norddeutschen Raum beobachteter

Alkalischädigungen angestellt. Sie lieferten die Grundlage für eine vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton 1974 herausgegebene „Vorläufige Richtlinie“ [5,2]. Die dazu vorausgegangenen Untersuchungen und Abhandlungen befassen sich – abgestimmt auf die in einigen Gegenden Norddeutschlands vorkommenden opal- und flinthaltigen Kiessande – u. a. mit der Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion [5,3], der Alkalireaktion in Betonen [5,4], der Prüfung und der Beurteilung der Zuschläge [5,5], dem Einfluß von Zusätzen [5,6], dem Vorkommen und den Zuschlagtypen [5,7] und mit einer Charakterisierung der vorbeugenden Maßnahmen [5,8]. Bisher bestand kein Anlaß, die in den „Vorläufigen Richtlinien“ [5,2] aufgeführten Prüfungen, Beurteilungen und Maßnahmen weitgehend zu ändern. In den „Vorläufigen Richtlinien“ wurde 1978 lediglich der noch zulässige Gesamtalkaligehalt für den als NA-Zement geltenden Hochofenzement mit ≥ 50 Gew.-% Hüttenessand auf $\leq 1,10$ % angehoben [5,9], statt bisher $\leq 0,90$ % Na_2O -Äquivalent als obere Grenze. Für NA-Portlandzement gelten nach wie vor $\leq 0,60$ % Na_2O -Äquivalent.)

5.3 Zement-Zuschlag-Reaktion

5.3.1 Vorkommen (siehe entsprechend Abschnitt 5.1, 2. Absatz).

5.3.2 Wirkungsweise. Nach neueren Untersuchungen findet hauptsächlich eine Reaktion zwischen den Alkalien des Zements, durch die ein hoher pH-Wert und reichlich Hydroxyl (OH -Ionen) entstehen, und den kieseligen Bestandteilen der Zuschläge statt. Das Praxisverhalten von Betonen mit reaktiven Kiessanden ist jedoch mit dem Alkaligehalt des Zements nicht in Einklang zu bringen. Die Schädigung des Betons rührt von einer mäßigen inneren Dehnung durch Alkali-Silicat-Reaktion und einem Oberflächenschwinden bei starkem Austrocknen her. Die Verdunstung an der Betonoberfläche verursacht in der Porenflüssigkeit nahe der Oberfläche eine Erhöhung der Alkalikonzentration und eine Alkaliwanderung zur Oberfläche. Unter diesen Bedingungen kann selbst ein Zement mit niederm Alkaligehalt eine Schädigung vor allem nahe der Oberfläche verursachen. In Zeiten starker Regenfälle wird diese Alkaliverteilung durch Auslaugen von Alkalien verändert.

5.3.3 Erkennung durch Laboratoriumsprüfungen. Obwohl besondere Prüfungen wie nach ASTM C 342 ausgedacht worden sind, ist ihre Zuverlässigkeit zweifelhaft (Verfahren nach ASTM C 342-67 bzw. -73: Längenänderung von Mörtelstäben nach Wasserlagerung bei 23 °C mit zwischenzeitlicher Trocknung bei 55 °C). Verlässlicher erscheint die besondere Auslegung [5,10] der Ergebnisse der petrographischen Prüfung nach ASTM C 295 [5,1] und der von Mörtelstäben nach ASTM 227 (siehe Abschnitt 5.2.3, unter b).

5.3.4 Empfohlenes Vorgehen. Wenn möglicherweise schädigende Zement-Zuschlag-Kombinationen verwendet werden müssen, sollte dies zusammen mit einem angemessenen, das Trockenschwinden nicht erhöhenden Puzzolanzusatz und einem Zusatz von mindestens 30 Gew.-% grobem Kalksteinzuschlag geschehen. Mit Betonversuchen sollte ermittelt werden, ob die sich dabei erge-

bende Zusammensetzung ausreichend und der Kalkstein der gewählten Körnung in Beton mit eingeführten Luftporen frostbeständig ist.

5.4 Alkali-Carbonat-Reaktion

5.4.1 Auftreten. Aus Ontario und neun Staaten der USA werden gewisse, meist dolomitische Kalksteinzuschläge als reaktiv gemeldet. Aus der gleichen geologischen Formation stammend, können sowohl Zuschläge aus dem Steinbruch als auch Kiese reaktiv sein. (Dolomit = *Doppelmineral* $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$, oft mit Beimengung von Calcit CaCO_3 .)

5.4.2 Wirkungsweise. Es bleiben viele Fragen unbeantwortet, und mehr als eine Erklärung wurde vorgebracht. Außer Zweifel ist, daß eine Entdolomitierung zur Bildung von Brucit (Magnesiumhydroxid MgOH_2) führt und eine Rückbildung von Alkalihydroxid eintritt.

(Anmerkung: Hierüber liegen zahlreiche Berichte vor. Zum Teil wird angenommen, daß durch die dabei stattfindenden Reaktionen das dolomithaltige Zuschlagkorn gedehnt wird [5,11 und 5,12], siehe aber auch den folgenden Absatz im Komitee-Bericht. – In Gegenwart von Alkalihydroxidlösungen, z. B. aus dem Zement stammend, wird folgende formale Reaktion beschrieben [5,13]:

Dolomit + Alkalihydroxid → Magnesiumhydroxid + Calciumcarbonat + Alkalicarbonat.

Im Beton würde das Alkalicarbonat wieder mit dem Calciumhydroxid des hydratisierten Zements reagieren können:

Alkalicarbonat + Calciumhydroxid → Alkalihydroxid + Calciumcarbonat. Bei dieser Art von Reaktion könnte sich also wieder Alkalihydroxid zurückbilden, so daß sich die Reaktion mit dem Dolomit so lange fortsetzen würde, wie die Reaktionspartner in der notwendigen Konzentration vorhanden sind.)

Dies ist ein Unterscheidungsmerkmal zur Alkali-Silicat-Reaktion, bei der das Ausgangsalkali mit dem Fortschreiten der Reaktion aufgebraucht wird. Die Anwesenheit von Tonmineralen erscheint bedeutsam. Ihr Quellen, nachdem sie durch Entdolomitierung der Feuchtigkeit zugänglich sind, ist die Grundlage für eine der möglichen Erklärungen der Reaktion.

Die Bildung eines Randes (*eines Reaktionssaumes*) ist bei vielen Carbonatgesteinen nicht ungewöhnlich; damit sollen Schäden bei Fahrbahndecken in Iowa in Verbindung stehen. Dies ist jedoch nicht immer der Fall. Das Wesen der Randbildung ist nicht völlig aufgeklärt. Sie tritt, wie auch immer, zusammen mit einer Änderung der Verteilung von Silicat und Carbonat zwischen Zuschlagkorn und umgebendem Zementstein auf. Mit der Zeit wachsen die Ränder konzentrisch tiefer in den Zuschlag. Der befallene Beton zeichnet sich durch Reihenrisse oder Netzrißbildung aus, besonders stark in Bereichen, in denen dem Beton immer wieder Feuchtigkeit zugeführt wird. Im Gegensatz zur Alkali-Silicat-Reaktion fehlt die Ausscheidung von Silicatgel (*Kieselsäuregel*) an den Rissen. Weitere Kennzeichen für die Auswirkung der Reaktion sind geschlossene Dehnungsfugen mit möglichen Absprengungen.

5.4.3 Erkennung durch Laboratoriumsprüfungen.

– a – Petrographische Prüfung. (*Wegen der Kennzeichnung der Gesteinsmerkmale wird auf vier Veröffentlichungen verwiesen, darunter [5,10], siehe ferner [5,14].*) Es trifft im allgemeinen zu, daß sich die reaktiven Gesteine durch rhomboedrische Dolomitkristalle mit einer größten Abmessung von 0,001 bis 0,200 mm in einer Grundmasse (*Matrix*) von feinerem Calcit und unlöslichem Rückstand (*Ton*) auszeichnen. Das Vorhandensein von mehr oder weniger Dolomit in einem feinkörnigen Carbonatgestein macht die Gesteinszylinder-Prüfung nach ASTM C 586 wünschenswert.

(Anmerkung: Dabei wird die Dehnung von 35 mm langen und 9 mm dicken Gesteinszylindern nach vorausgegangener Quellung in destilliertem Wasser und anschließender Lagerung in 1n-Natriumhydroxidlösung bei Raumtemperatur über längere Zeit gemessen.)

Dies wird auf jeden Fall empfohlen, ob die Textur als typisch angesehen wird oder nicht und ob ein wesentlicher Anteil an unlöslichem Rückstand einschließlich Ton vorhanden ist oder nicht. Je mehr ausdehnungsfähige Gesteine aus weiteren Gebieten bekannt werden, desto mehr Varianten der Textur und Zusammensetzung treten in Erscheinung.

– b – Dehnung von Betonprismen. Die Prismen aus den Stoffen der Baustelle werden bei 100 % relativer Feuchte und 23 °C gelagert, oder sie werden zur Beschleunigung der Reaktion mit einem Zusatz von Alkali hergestellt und/oder erhöhter Temperatur ausgesetzt. In der Regel dient die Dehnung von Prismen mit nicht reaktionsfähigem Zuschlag zum Vergleich.

– c – Dehnung von pulverförmigem Zuschlag bei der „Pulver-Zellen-Prüfung“ mit Alkali.

(Anmerkung: Nach der lediglich dazu angeführten Quelle [5,14] werden 30 g des gemahlene, angefeuchteten Gesteinspulvers $\leq 0,04$ mm in eine mit einer Gummimembran verschlossene Druckkammer eingebracht. Die Probe steht bei 23 °C über eine porige Scheibe mit einer 2m-Alkalilösung in Verbindung und unter einem Flüssigkeitsdruck von $0,35$ kp/cm². Die Quellung wird am Meniskus einer Kapillare abgelesen.)

– d – Petrographische Analyse des Betons. Bei dieser können der Zuschlagtyp und seine Eigenart nach – a – bestimmt und eine Schädigung im Zuschlag und der umgebenden Matrix als Mikro- oder Makrorisse festgestellt werden. Es können Reaktionsränder in bestimmten Zuschlagkörnern erkannt und durch Säureätzung als positiv oder negativ gekennzeichnet werden (*d. s. in Säure unlösliche bzw. lösliche Randzonen [5,13]*). Diese Ränder erweisen sich nicht unbedingt als nachteiliger Befund. Sekundäre Ablagerungen von Calciumcarbonat, Calciumhydroxid und Ettringit können sich in Hohlräumen des Betons finden. Den verdächtigen Zuschlagkörnern zuzuordnende Ablagerungen von erhärtetem oder gelförmigen Silicat sind nicht vorhanden.

– e – Andere Laboratoriumsprüfungen. Eine Alkali-Carbonat-Reaktion kann an gesägten oder geschliffenen Flächen optisch erkannt werden. Manchmal ist auch eine röntgenanalytische Bestimmung der Reaktionsprodukte nützlich.

5.4.4 Kriterien zur Beurteilung der Reaktionsfähigkeit. Bestimmte Beziehungen zwischen der Dehnung von Gesteinszylindern oder Betonprismen und den Schäden in der Praxis sind bis jetzt nicht aufgestellt worden. Die zugehörigen Einflußfaktoren sind verwickelt und umfassen: Ungleichmäßigkeit des Gesteins, Korngröße, Durchlässigkeit des Betons, jahreszeitliche Veränderungen der Umgebung – hauptsächlich des Feuchtigkeitsangebots sowie der Temperaturhöhe – und möglicherweise die Verwendung von Natriumchlorid als Enteisungsmittel.

In Betonprismen ist eine Ribildung gewöhnlich bei einer Dehnung von etwa 0,05 % beobachtet worden. Nach Erfahrungen in Ontario erscheint eine schädliche Reaktionsfähigkeit nicht vorzuliegen, wenn bei 23 °C und 100 % relativer Feuchte gelagerte Betonprismen vor 84 Tagen keine größere Dehnung als 0,02 % aufweisen. Von anderer Seite sind etwas weniger eingeschränkte Grenzen empfohlen worden.

Es ist unsicher, ob mit der Gesteinszylinderprüfung immer eine rasche Beurteilung durchführbar ist, da einige Gesteine, die sich anfänglich verkürzen, sich später erheblich dehnen. Keine allgemeingültige Beziehung besteht zwischen der Dehnung von Gesteinszylindern und dem Praxisverhalten des Betons, obwohl sie zu Betonprismen im Laboratorium vorhanden sein kann. Im allgemeinen gilt eine Zylinderdehnung von mehr als 0,10 % als Hinweis, daß weitere Prüfungen anzustellen sind. Glücklicherweise dehnen sich viele Carbonatgesteine bei der Zylinderprüfung, jedoch nicht im Beton.

5.4.5 Vorgehen zur Verminderung der Reaktion.

- a – Ausscheiden reaktiven Gesteins bei der Gewinnung durch aussondernden Abbau.
- b – Magerung mit reaktionsfreien Zuschlägen oder Verwendung eines kleineren Größtkorns.
- c – Benutzung eines Zements mit 0,4 % oder weniger Alkali. Dadurch wird in den meisten Fällen eine schädigende Dehnung verhindert, jedoch nicht sicher bei Straßendecken, die mit Natriumchlorid als Enteisungsmittel gewartet werden.

Von diesen Maßnahmen ist die erste die sicherste und meist die wirtschaftlichste.

5.5 Erhaltung von Beton mit reaktivem Zuschlag

Es sind dazu keine Verfahren bekannt, die von den Vorgängen bei den chemischen Reaktionen ausgehen. Wasser oder Feuchtigkeit gehört teilweise zu mindestens zwei dieser Reaktionen. Daher kann die Minderung der Befeuchtung solchen Betons seine Gebrauchsdauer verlängern.

5.6 Empfehlung für künftige Untersuchungen

Derzeitige Kriterien bieten eine Grundlage, die Zuschläge nach „reaktiven“ und „nicht reaktiven“ einzuteilen. Während diese Kriterien allgemein brauchbar sind, um erneute katastrophale Bauwerkszerstörungen zu verhindern, werden sie jetzt in zweierlei Hinsicht als

unzulänglich angesehen. Erstens veranlaßten sie strengere Vorkehrungen als gerechtfertigt, wie Begrenzung der Zementalkalien auf 0,60 % Na_2O -Äquivalent, wo ein höherer Wert sicher ungefährlich gewesen wäre. Zweitens stellte sich manchmal eine merkliche Rißbildung ein, wenn als nicht reaktiv eingestufte Zuschläge mit Zementen verwendet wurden, die mehr als 0,60 % Na_2O -Äquivalent aufwiesen.

Es wird gefolgert, daß neue Untersuchungen oder Auslegungen der vorausgegangenen Versuchsergebnisse nötig sind, um die folgenden sachdienlichen Parameter besser zu charakterisieren:

- a – Grad und Geschwindigkeit der Zuschlagreaktionsfähigkeit;
- b – Einfluß der Betonzusammensetzung, insbesondere des Zementgehalts; – c – Einfluß der Umgebung; – d – Einfluß der Bauteilabmessungen. Wenn man über diese Parameter besser Bescheid wüßte, könnte man zugehörige Vorschriften in eine Art Nomogramm kleiden, aus dem man den Rang der zu ergreifenden Vorsichtsmaßnahmen oder umgekehrt, von gegebenen Verhältnissen ausgehend, die noch zulässige Alkaligrenze des Zements ablesen kann.

(Anmerkung: Eine Reihe von Fragen zu den hier unterschiedenen drei verschiedenen Alkalireaktionen und zu den vorbeugenden Maßnahmen ergeben sich auch aus den Berichten der 4. Internationalen Konferenz über die Wirkung von Alkalien in Zement und Beton, die 1978 in der Perdue University in West Lafayette, USA, stattfand; siehe dazu Tagungsbericht [5,15]. – Außer der Alkali-Silicat-Reaktion war den beiden anderen Reaktionen bei uns offenbar wenig Beachtung zu schenken; zur Alkali-Carbonat-Reaktion siehe [5,16].)

SCHRIFTTUM

- [5.1] ASTM C 295-65 (73): Standard recommended practice for petrographic examination of aggregates for concrete.
- [5.2] Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton. Vorläufige Richtlinie – Fassung Februar 1974. beton 24 (1974) H. 5, S. 179/185; ebenso Betontechnische Berichte 1974, Beton-Verlag, Düsseldorf 1975, S. 71/89.
- [5.3] Locher, F. W., und S. Sprung: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion. beton 23 (1973) H. 7, S. 303/306, und H. 8, S. 349/353; ebenso Betontechnische Berichte 1973, Beton-Verlag, Düsseldorf 1974, S. 101/123.
- [5.4] Bonzel, J., und J. Dahms: Alkalireaktion im Beton. beton 23 (1973) H. 11, S. 495/500, und H. 12, S. 547/554; ebenso Betontechnische Berichte 1973, Beton-Verlag, Düsseldorf 1974, S. 153/189.
- [5.5] Smolczyk, H.-G.: Prüfung und Beurteilung von Betonzuschlag. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 40. Beton-Verlag, Düsseldorf 1973, S. 57/67.
- [5.6] Sprung, S.: Einfluß von Zement und Zusätzen auf die Alkalireaktion. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 40. Beton-Verlag, Düsseldorf 1973, S. 69/78.
- [5.7] Niemeyer, E. A.: Betonzuschlag in Schleswig-Holstein. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 40. Beton-Verlag, Düsseldorf 1973, S. 37/55.

- [5,8] Wischers, G.: Vorbeugende Maßnahmen gegen Alkalireaktion im Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 40. Beton-Verlag, Düsseldorf 1973, S. 91/98.
- [5,9] Mitteilungen des Instituts für Bautechnik 10 (1979) Nr. 1, S. 3.
- [5,10] Hadley, D. W.: Field and laboratory studies on the reactivity of sand-gravel aggregates. Journal Portl. Cem. Assoc., Research and Development Laboratories 10 (1968) Nr. 1, S. 17/33.
- [5,11] Hansen, W. C.: Solid-liquid reactions in portland cement paste. Materials Research and Standards 2 (1962) Nr. 6, S. 490/493.
- [5,12] Hansen, W. C.: Basic chemistry of reactions of aggregates in portland-cement concrete. Journal of Materials 2 (1967) Nr. 2, S. 408/431.
- [5,13] Hadley, D. W.: Alkali reactivity of dolomitic carbonate rocks. Highway Research Record (1964) Nr. 45, S. 1/19.
- [5,14] Gillott, J. E.: Cell test method for study of alkali-carbonate rock reactivity. Proc. Amer. Soc. Testing Materials 63 (1963) S. 1195/1206.
- [5,15] Lenzner, D.: Stand der Forschung über die Wirkung von Alkalien in Zement und Beton. Tonindustrie-Zeitung 103 (1979) H.1 S. 21/24.
- [5,16] Trojer, W., und O. Blümel: Beitrag zur Alkali-Dolomit-Reaktion im Beton. Zement-Kalk-Gips 22 (1969) H. 4, S. 175/178.

6. Instandsetzung des Betons

Die Befassung mit Einzelheiten obliegt dem ACI Committee 546. Mit diesem Abschnitt soll nur ein kurzer Abriss im Hinblick auf die Beständigkeit geboten werden.

(Anmerkung: Zur Zeit ist eine Anleitung zur Instandsetzung von bewehrten Brückenplatten in Vorbereitung; allgemein anwendbare Verfahren siehe [6,1].)

6.1 Schadensbewertung und Auswahl des Verfahrens

Zur sachlichen Beurteilung des Schadens ist in erster Linie die Ursache zu ergründen, darunter fallen schlechter Entwurf, fehlerhafte Arbeit, mechanische Abnutzung, chemischer Angriff usw. In jedem Fall ist das Schadensausmaß festzustellen und demnach Art und Umfang der Ausbesserung zu wählen. Wenn der Schaden von einer mäßigen Einwirkung auf vorwiegend minderwertigen Beton herrührt, sollte der Ersatz durch guten Beton ein dauerhaftes Ergebnis zeitigen. Andererseits ist angegriffener, guter Beton durch äußerst hochwertigen Beton zu ersetzen, oder es müssen die Beanspruchungsbedingungen abgewandelt werden.

Die Ausbesserung von Absprengungen, die durch Korrosion der Bewehrung entstanden (*siehe Abschnitte 4.4.1 und 4,6*), erfordert eine eingehendere Untersuchung. Durch einfaches Ersetzen des zerstörten Betons und Wiederherstellen der Ausgangsüberdeckung ist das Problem nicht zu lösen. Auch muß vor jeder Instandsetzung salzhaltiger Bauteile in Betracht gezogen werden, daß durch neuen Beton die elektrolytischen Bedingungen verändert werden (*siehe auch Abschnitt 4.3.2*).

6.2 Instandsetzungsarten

6.2.1 **Betonauswechslung.** Dieses Verfahren ist für löcherige neue Bauteile oder für alte Bauteile anzuwenden, bei denen die Zerstörung über die ganze Wanddicke oder bis hinter die Bewehrung reicht. Neue Bauteile sollten unmittelbar nach dem Entschalen ausgebessert werden. Der geschädigte Beton sollte zweifelsfrei bis auf den gesunden Beton abgetragen werden und der Reparaturbeton annähernd im Größtkorn und Wasserzementwert dem alten Beton entsprechen. Große Ausbesserungen an senkrechten Flächen erfordern gewöhnlich eine Schalung. *(Bildliche Beispiele dazu werden in [2] gebracht; sie stammen aus früheren Ausgaben von [6,1], z. B. aus [6,2].)*

6.2.2 **Stopfverfüllung.** Bei ihr wird eine sehr steife Mischung in dünnen Lagen in enge Hohlräume eingestampft.

6.2.3 **Ausgußbeton** (*Ausgießen der Hohlräume eingebauten Grobzuschlags mit flüssig-weichem Mörtel*). Ausgußbeton kann vorteilhaft bei gewissen Ausbesserungen eingesetzt werden; er haftet gut und schwindet wenig. Bei besonderem Vorgehen ist Ausgußbeton auch für Ausbesserungen unter Wasser gut geeignet [6,3].

6.2.4 **Spritzbeton.** Spritzbeton haftet ausgezeichnet an neuem oder altem Beton und ist meist das zufriedenstellendste und wirtschaftlichste Verfahren. Ausbesserungen bewähren sich allgemein, wenn empfohlene Verfahren angewendet werden (*siehe ACI 506-66 [6,4]*). Für kleine Ausbesserungen wurde vereinfachtes Gerät entwickelt.

(Anmerkung: Hierzu findet sich lediglich ein Hinweis auf [6,1]. Vermutlich sind zwei in [6,1], S. 470, kurz erwähnte Gerätetypen angesprochen: Der eine Typ besitzt im wesentlichen eine waagerechte Kammer für das Trockenmaterial bis 19 mm Größtkorn, von der es nach Drehung durch eine Luftschleuse in den Luftstrom gelangt; beim Naßprozeß ist noch eine reine Mischkammer vorgeschaltet. Beim anderen Typ wird die Trockenmischung durch Schnecken dem Druckluftschlauch zugeführt.)

6.2.5 **Ausbesserung abgeschiefterter Flächen und von Absprengungen an Platten.** Solche Bereiche von Betonfahrbahnen können durch einen dünnen Betonauftrag zufriedenstellend ausgebessert werden, wenn die alte Betonfläche unversehrt, haltbar und sauber ist. Eine gute Ausführung verlangt eine Dicke von mindestens 4 cm. Die Temperaturen des anstehenden und des aufzutragenden Betons sollen sich möglichst wenig unterscheiden. Absprengungen, wie an Plattenfugen, können einen tieferen Abtrag des beschädigten Betons verlangen und durch ähnliche Verfahren ausgebessert werden wie bei abgeschiefterten Flächen. Es stehen zahlreiche, z. T. geschützte, rasch erstarrende Ausbesserungsmaterialien zur Verfügung. Eine Unterrichtung über ihre Leistung findet sich in [6,5].

6.3 Vorbereitungen für die Ausbesserung

Sägeschnitte am Umfang der Ausbesserung sind ratsam, besonders bei Platten, um auslaufende Ränder zu vermeiden. Wenn ausführbar, sollen die Sägeschnitte etwa schräg geführt werden, so daß die

Füllung sich verkeilt (*siehe z. B. [2]*). Aller geschädigter Beton muß entfernt werden und die Fläche gründlich, am besten durch nasse Sandstrahlbehandlung gereinigt werden. Vor dem Ausflicken sollte die vorher naßgehaltene Haftfläche abgetrocknet sein und mit einer etwa 3 mm dicken Mörtelschicht oder einem anderen brauchbaren Haftmittel versehen werden. Die Verfüllung sollte unmittelbar anschließend folgen.

6.4 Haftmittel

Haftmittel werden zur innigen Verbindung zwischen neuem und altem Beton angewendet. Früher diente dazu allgemein Zementmörtel oder reine Zementpaste. In vielen Berichten wird der Erfolg dieses Vorgehens bestätigt. In beträchtlichem Ausmaß wird jetzt, in der Erwartung einer dauerhaften Wirkung, Epoxidharz als Haftmittel eingesetzt. Es besitzt höhere Festigkeitseigenschaften als Beton, ist wasserunlöslich und sehr widerstandsfähig gegen chemikalische und Lösungseinwirkung. Annehmbare Ergebnisse sind möglich, wenn der Beton vorher mit einem auskeilenden Rand versehen wird, bessere jedoch, wenn dabei mindestens 25 mm Dicke eingehalten werden. Mit der Verwendung von Epoxidharz sind einige Nachteile verbunden, einschließlich hoher Kosten, Giftigkeit und kurzer Topfzeit. Neuerdings sind andere Haftmittel erhältlich, wie Latexemulsionen oder -dispersionen mit hoher Reißfestigkeit, Polyvinylacetate, Styrolbutadiene und Acryle. Diese Stoffe, insbesondere die Polyvinylacetate, müssen zweckentsprechend zusammengesetzt werden, wenn der trockene Film feuchtigkeitsbeständig sein soll. Sie können entweder als Haftschrift oder als Zusatz zum Beton oder Mörtel benutzt werden.

6.5 Aussehen

Wenn nicht alle Einflüsse berücksichtigt werden, wird die Ausbesserung wahrscheinlich unansehnlich. Besondere Sorgfalt sollte zur Angleichung der Textur und Farbe an den umgebenden Beton angewendet werden. Ein angemessenes Vermischen des Baustellenzements mit Weißzement fördert die Angleichung. Eine Flickstelle auf Schalungsbeton sollte nie mit der Stahlkelle abgeglichen werden, weil dadurch eine nicht mehr zu beseitigende dunkle Färbung entsteht.

6.6 Nachbehandeln

Alle Flickstellen, ausgenommen solche mit Epoxidmörtel oder -beton, müssen zur Erlangung einer angemessenen Hydratation des Zements und beständigen Betons oder Mörtels sachgemäß nachbehandelt werden.

(Anmerkung: Es wird hierzu auf die Empfehlungen in ACI 308-71 verwiesen [6,6], die sich über die Behandlungsverfahren für Betonbauteile, z. B. durch Naßhalten, Abdecken usw. bei verschiedenen Umgebungsbedingungen auslassen. – Zu der stark von Feuchtigkeit und Temperatur abhängigen Farbe einer Flickstelle finden sich jedoch keine Angaben.)

6.7 Behandlung von Rissen

Falls die Spannungen, die den Riß verursachten, durch ihn abgebaut worden sind, ist es möglich, den baulichen Zusammenhang mit einiger Aussicht auf Bestand wiederherzustellen. Im Falle arbeitender Risse, z. B. infolge von Fundamentbewegungen oder Temperaturänderungen, ist ein Verschluß des Risses mit einem dehnbaren Material die einzige Lösung.

Jeder Rißbehandlung muß eine gründliche Reinigung vorausgehen. Loser Beton und fremdes Material sind zu entfernen. Je nach Rißabmessung und Art der Verunreinigungen kommen in beliebiger Kombination folgende Reinigungsmöglichkeiten in Frage: Druckluft, Drahtbürste, Sandstrahl, Ausfräsen oder Spitzmeißel und ähnliche Werkzeuge.

Die Wiederherstellung des baulichen Zusammenhangs über einen Riß hinweg ist durch Druck- und Vakuuminjektion niedrigviskoser Epoxide und anderer Monomere erfolgreich vollzogen worden. Diese polymerisieren an Ort und Stelle und verbinden den Beton.

Beim bloßen Verschließen der Risse wird ähnlich wie beim Vergießen von Fugen vorgegangen. Eine eingehende Besprechung der verfügbaren Typen von Vergußmassen und des Vorgehens findet sich in [6,7]. Da Risse im allgemeinen enger sind als Fugen, wird für den Rißverschluß oft ein etwas abgeändertes Verfahren, wie Verbreitern der Risse oder die Verwendung eines niedrigviskosen Materials, erforderlich.

(Anmerkung: Der Bericht des Komitees 504 [6,7] befaßt sich äußerst ausführlich mit der Konstruktion und Mechanik der verschiedensten Fugenverschlüsse bei unterschiedlichen Umweltbedingungen, mit den Eigenschaften zahlreicher Massen, den Fugenausbildungen und -überbrückungen, der Fugenunterhaltung usw. Interessant ist eine Aufstellung, nach der acht verschiedene Institutionen, wie normierende Vereinigungen, Straßenbau-, Militär- und Wasserkraftbehörden, ebenfalls mit entsprechenden Festlegungen aufwarten.)

SCHRIFTTUM

- [6,1] Concrete Manual. U.S. Bureau of Reclamation, 8. Ausgabe, Denver 1975, S. 393/438.
- [6,2] Concrete Manual. U.S. Bureau of Reclamation. 5. Ausgabe, Denver 1949, S. 334/336.
- [6,3] ACI Committee 304: Preplaced aggregate concrete for structural and mass concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 66 (1969) Nr. 10, S. 785/797.
- [6,4] ACI Standard 506-66: Recommended practice for shotcreting. ACI Manual of Concrete Practice, Part 3. Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 506-1/20.
- [6,5] AASHTO-FHWA. Special products evaluation list (SPEL). Report Nr. FHWA-RD-76-41. Federal Highw. Adm., Washington D.C. 1975.
- [6,6] ACI Standard 308-71: Recommended practice for curing concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1. Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 308-1/11.
- [6,7] ACI Committee 504: Guide to joint sealants for concrete structures. ACI Manual of Concrete Practice, Part 3. Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 504-1/57.

7. Beschichtungen zur Erhöhung der Beständigkeit von Beton

Die richtige Anwendung verlangt die Kenntnis von den Vorteilen und den Grenzen der Beschichtungen. Es ist Zweck dieses Abschnitts, nur die allgemeinen Grundlagen darzulegen. Tafel 7 führt mehrere Klassen von Beschichtungen auf, die für verschiedene Zwecke und Umgebungen in Betracht kommen können. Die Klassen I bis III werden nachfolgend erörtert.

Tafel 7 Beschichtungen für Beton in verschiedener Umgebung

Klasse	Type; Schichtdicke	Stoffe	Umgebung oder Aufgabe der Beschichtung
I	wasserabweisend; unter 0,15 mm	Leinöl, Polyvinylbutyral, Silicone	wasserabweisend; Oberflächenverschleiß; Schutz gegen Enteisungssalze
II	plastische und elastomere Massen; 0,13 bis 1,3 mm	Epoxy, Polyurethane, Asphalt, Kohlenteer, Chlorkautschuk	Erhöhung des Frost-Tau-Widerstands; Oberflächenverschleiß bei hochgradig reinem Wasser; Schutz gegen Lösungen mit pH bis herab zu 3
III	plastische und elastomere Massen; 1,3 bis 6,4 mm	Epoxy und Polyester – glasfaserverstärkt, Neopren als Bahnen oder aufgespritzt	Schutz von Betonbehältern bei Dauerlagerung von verdünnten Mineral- und organischen Säuren bis 70°C
		Epoxy und Polyester – sandgefüllt	Schutz von Betonböden gegen gelegentliche Einwirkung verdünnter Säuren; auch in Molkereien und Nahrungsmittelbetrieben
IV	Verbundsysteme; 6,4 mm	Asphalthaut unter säurefesten Klinkern oder in säurefesten Mörtel verlegte Fliesen	Schutz von Betonböden gegen konzentrierte Säuren oder Säure-Lösungsmittel-Kombinationen bis 100°C

7.1 Wasserabstoßende Stoffe

Sie schützen bis zu einem gewissen Grade einen Beton ohne künstliche Luftporen oder zusätzlich LP-Beton, der im Herbst eingebaut und im ersten Winter Tausalzen ausgesetzt wird. Nach den meisten Untersuchungen ist Leinöl im Hinblick auf Wirksamkeit und Kosten am günstigsten. Die üblicherweise verwendete Mischung aus 50 % gekochtem Leinöl und 50 % Schwerbenzin sollte zweimal auf die

trockene und saubere Betonfläche aufgetragen werden. Die passende Menge hängt von der Porosität des Betons ab und sollte durch einen Probeauftrag bestimmt werden. Überschlägig können für den ersten Auftrag 1,15 l und für den zweiten 0,70 l je 10 m² angenommen werden. Sowohl durch eine zu kleine als auch durch eine zu große Menge wird ein Abschiefern nicht verhindert; letztere vermindert zudem den Reibungswiderstand. Die Behandlung sollte 1 bis 3 Jahre vorhalten und dann erneuert werden. Zuweilen ist auch Silicon als wasserabweisendes Mittel aufgetragen worden. Die Ergebnisse waren nicht immer gut. Silicon oxydiert auch rasch infolge Ozoneinwirkung und ist etwas wasserlöslich. Eine Wiederholung der Behandlung wird alle 1 bis 5 Jahre erforderlich.

7.2 Beschichtungen mit plastischen und elastomeren Massen

7.2.1 Stoffe. Mit plastischen und elastomeren Massen entsteht ein fester und zusammenhängender Film. (*Elastomere sind makromolekulare Stoffe mit weitgehend elastischem Verhalten.*) In einem Bericht des ACI Committee 515 [7,1] sind 39 Gattungstypen zusammengestellt.

(Anmerkung: In [7,1] werden systematisch die verfügbaren Schutzstoffe mit ihren chemischen und physikalischen Eigenschaften aufgeführt. Ferner werden ihre Anwendung, das Verhalten von Beton gegenüber rd. 290 Agenzien und der jeweils vorzuziehende Schutz umfassend behandelt. – Siehe dazu auch eine gekürzte deutsche Bearbeitung [7,2].)

Damit ein wirksamer Schutz des Betons entsteht, müssen die Beschichtungen gewisse Grundeigenschaften aufweisen:

1. Die Haftfestigkeit muß mindestens der Zugfestigkeit des Betons an der Oberfläche entsprechen.
2. Der Abnutz widerstand muß angemessen sein, damit die Beschichtung nicht abgetragen wird.
3. Chemikalien dürfen weder quellend, lösend, rißbildend oder verspröhdend wirken, noch dürfen sie durch die Beschichtung diffundieren und die Haftung zwischen Beschichtung und Beton zerstören.

Es besteht keine Gewähr, daß Beschichtungsstoffe verschiedener Hersteller das gleiche leisten, selbst wenn sie dem gleichen Gattungstyp angehören. Sie unterscheiden sich durch die Typen und Mengen von Zusätzen; dementsprechend wird auch ihr Verhalten schwanken, dies zusätzlich auch durch die Eigentümlichkeiten bei der Anwendung.

Stofftype und Auftragsdicke hängen von Beanspruchungsstärke oder Angriffsvermögen der Umgebung ab. Die Auswahl muß sich auf Prüfung oder Erfahrung stützen. Da es keine Norm-Prüfverfahren gibt, ist es am zuverlässigsten, das ganze Beschichtungssystem so eng wie möglich – mindestens 6 bis 12 Monate lang – den betreffenden Umweltbedingungen auszusetzen. Die Auswahl eines verlässlichen Lieferanten ist ebenso wichtig wie die der Beschichtung selbst.

7.2.2 Beschichtung als Teil eines Systems. Um das Verhalten einer plastischen oder elastischen Beschichtung zu verstehen, darf nicht nur der Stoff selbst betrachtet werden. Zum ganzen Beschichtungssystem – am Beispiel einer Bodenplatte dargestellt, das im Grunde auch für viele andere Bauteile gilt – gehören: die Beschichtung, die Grenzfläche Beschichtung – Beton, die obere Betonzone bis 6 mm Tiefe, der Bauteilbeton, der Untergrund und das Grundwasser. *(Diese wesentlichen System-Bestandteile sind im Komitee-Bericht in einer Skizze – Fig. 7.2.2 – dargestellt.)*

7.2.2.1 Grenzfläche. Wegen der hohen Haftfestigkeit der meisten, für Beton besonders zusammengesetzten Beschichtungsstoffe wirft die Haftung für das Verhalten einer Beschichtung kein größeres Problem auf. Die Oberfläche muß von Schmutz und Staub, Öl oder anderen Chemikalien sowie von Wasser frei sein. Andernfalls können alkalische Reinigung, Säurebehandlung oder Sandstrahlen angewendet werden. Wenn diese Verfahren für die Entfernung aller Verunreinigungen nicht ausreichen, sollte die Oberfläche mit Scharriereisen oder Aufreibhämmern abgetragen werden. Gewisse Beschichtungsstoffe haften auf feuchten Flächen, doch ist ihre Dauerhaftung fraglich.

Auch die Feuchtigkeit im Beton kann die Haftung verändern. Eine geringe Haftung kann von Wasserdampf aus dem Beton herrühren, der an der Grenzfläche vor dem Aushärten kondensiert. Ob dies ein Problem sein wird, hängt von der Dampfdurchlässigkeit des Betons und vom Temperaturgradienten zwischen Beton und Luft während der Aushärtung der Beschichtung ab. Wenn die Betontemperatur unter der Lufttemperatur liegt, ist eine Kondensation von Wasserdampf unwahrscheinlich.

Eine qualitative Feuchtigkeitsbestimmung bei Normalbeton wird wie folgt ausgeführt:

1. Anlegen einer 0,15 mm dicken Polyäthylenbahn 1,25 m x 1,25 m.
2. Nach 12 h ist festzustellen, ob sich Feuchtigkeit an der Unterseite niedergeschlagen hat. – Dies ist die Zeitdauer, die viele Epoxybeschichtungen zu einer 30 %igen Aushärtung benötigen.
3. Wird eine Kondensation festgestellt, so ist der Beton zusätzlich zu trocknen und eine weitere Kondensationsprüfung zum Nachweis, daß die Feuchtigkeit vor Auftrag der Beschichtung auf ein annehmbares Maß zurückgegangen ist, durchzuführen.

Eine andere Schwierigkeit bereiten die unterschiedlich großen Luftporen in der Betonfläche, die eine zusammenhängende und undurchlässige Filmbildung verhindern können. Vorher sollte deshalb ein stark gefüllter thixotroper Mörtel aufgetragen werden. Solchen können Hersteller von Beschichtungsstoffen liefern; er sollte mit der Beschichtung verträglich sein.

7.2.2.2 Obere, 6 mm dicke Betonzone. Dies ist der entscheidendste Teil des Beschichtungssystems. Beim Versagen haftet eine dünne, gewöhnlich weniger als 3 mm dicke Betonschicht an der Unterseite der Beschichtung. Dies bedeutet, daß der Beton mangelhaft ist, weil die Spannungen in der Beschichtung größer als die Betonzugfestigkeit nahe der Grenzfläche waren. Diese Spannungen sind zurückzuführen auf:

1. Schwinden und nicht abgebaute Spannungen, nachdem das Material aushärtete; sie sind allen Zweikomponentenmassen eigen, die durch eine chemische Reaktion zwischen Harz und Härter ausreifen.
2. Unterschiedliche Raumänderung des Betons und der Beschichtung wegen Temperaturunterschieden und – wesentlicher – wegen ihrer verschiedenen Temperaturdehnzahl. Die meisten Beschichtungen weisen eine viel höhere Temperaturdehnzahl als Beton auf.

Geschwächte Betonoberflächen können durch übermäßiges Bearbeiten bei der Fertigstellung, durch eine Schlämmeschicht oder durch eine ungeeignete Nachbehandlung entstehen. Andererseits versagt auch fester Beton, wenn hochfeste Beschichtungsstoffe in dicker Schicht aufgetragen werden. Wird vorausgesetzt, daß sich ziemlich hohe Spannungen einstellen werden, so sind weicher eingestellte Massen, die weniger Spannungen entwickeln, zu empfehlen.

7.2.2.3 Betonbauwerk. Alle möglichen Risse, die im Beton nach dem Beschichten auftreten oder die sich vergrößern, werden auch in der Beschichtung erscheinen. In einer Platte aus Beton geringer Güte mit hoher Durchlässigkeit kann Grundwasser so rasch wandern, daß die Oberfläche zur Aufnahme einer Beschichtung niemals genügend abtrocknet, oder daß es später die Beschichtung abdrückt.

7.2.2.4 Gründungsverhältnisse. Durch einen in seiner Ausdehnung un stetigen oder ungenügend tragfähigen Untergrund können Risse im Beton und in der Beschichtung entstehen. Auch der Grundwasserstand ist für den Erfolg einer Beschichtung wesentlich. Wenn irgend möglich, ist das Anbringen einer undurchlässigen Haut ratsam, um das Eindringen von Wasser in den Beton zu verhindern.

7.2.3 Beschichtungen zur Verminderung von Frost-Tau-Schäden. Damit wird beabsichtigt, den Wassergehalt des Betons unter dem kritischen Sättigungspunkt zu halten. Solche Beschichtungen sollten mit äußerster Vorsicht angebracht werden, besonders bei Platten und Mauern, die auf der Rückseite dauernd Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Eine unter diesen Bedingungen unterschiedslose Verwendung undurchlässiger Beschichtungen kann im Beton Wasser einschließen und die Dauerhaftigkeit nachteilig beeinflussen. Bessere Ergebnisse könnte man für die Beschichtung der Kopfplatte eines Brückenpfeilers als Schutz gegen Enteisungsmittel erwarten, wenn der Beton vor der Beschichtung trocken war. Atmende Beschichtungen, von denen verlangt wird, daß sie das Eindringen von Wasser in den Beton verhindern und andererseits Wasserdampf durchtreten lassen, stehen zur Verfügung und versprechen Erfolg.

7.3 Künftige Beschichtungen

Es ist anzunehmen, daß Beschichtungen eine zunehmend wichtige Rolle zum Schutz des Betons spielen werden, da mehr Kenntnis über ihre Eigenschaften und über ihr Verhalten verfügbar werden. Auf diesem Gebiet laufen beachtliche Forschungsarbeiten einschließlich vieler Anwendungsversuche in der Praxis.

SCHRIFTTUM

- [7,1] ACI Committee 515: Guide for the protection of concrete against chemical attack by means of coatings and other corrosion-resistant materials. ACI Manual of Concrete Practice, Part 3. Amer. Concr. Inst., Detroit 1978, S. 515-1/61.
- [7,2] Weigler, H., und E. Segmüller: Schutz von Beton gegen chemische Angriffe. beton 17 (1967) H. 8, S. 293/299, und H. 9, S. 331/337; ebenso Betontechnische Berichte 1967, Beton-Verlag, Düsseldorf 1968, S. 85/120.