Beständigkeit von Stahlbeton

Autor(en): **Meyer, Bruno**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 21

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-75465

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

wird der Wert der Langzeitfestigkeit der Armierungseinlage etwa zu einem Viertel, im zweiten Fall zu etwa drei Viertel erreicht. Die Armierungseinlage wird somit im Zeitpunkt der Rissentstehung in dicken Verputzschichten höher belastet und entsprechend mehr gedehnt als in dünnen. Dabei ist zu beachten, dass der Elastizitätsmodul des Armierungsgewebes unter dem des Verputzes liegt. Dies führt dazu, dass bei zunehmenden Verputzdicken und unveränderten Armierungseinlagen zunehmend breitere Risse auftreten. In dicken Verputzschichten ist aus diesem Grund der «Armierungsgehalt» zu steigern. Möglichst dünne Verputze sind daher vorzuziehen. Allerdings besteht bei dünnen Verputzschichten die Gefahr, dass die einwandfreie Einbettung des Armierungsgewebes, die Grundvoraussetzung für das Funktionieren des Verbundsystems Armierungsnetz-Verputzmörtel, nicht gewährleistet ist. Die ideale Dicke der Einbettungsmasse dürfte etwa 3 bis 4 mm betragen.

Die Berechnungen zeigen, dass die Spannungen bei tiefen Temperaturen mit Sicherheit über der Rissfestigkeit des Verputzmörtels liegen. Aus diesem Grund ist es unbedingt erforderlich, mit einer entsprechenden Armierungseinlage für eine Rissverteilung zu sorgen. Die Armierungseinlage muss etwa in der Mitte der Einbettungsmasse liegen.

Adresse des Verfassers: H. Epple, dipl. Ing. ETH, Abt. Bauschäden, EMPA-Dübendorf, 8600 Dübendorf.

Literaturangaben

[1] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 42 920/ (1980): «Berechnungen in der Verputzschicht eines Aussendämmsystems auftretenden Zugspannungen über der Stossfuge der Wärmedämmplatten infolge von Temperaturänderungen»

[2] *Stieger, J.* (1980): «Armierungsgewebe für Aussenputze bei Vollwärmeschutz». Kunststoff/«Schweizer Baublatt», Nr. 104

[3] *Künzel, H.* (1977): «Untersuchungen über das Verhalten von kunststoffbeschichteten Styropor-Hartschaumplatten auf Aussenwänden in der Praxis». Deutsche Bauzeitung 9

[4] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 10 879 (1980): «Spannungen in mehrschichtigen Bauteilen infolge Temperaturänderungen»

[5] *Kiessl, K., Gertis, K. (1979): «Wärmeeigenspannungen in mehrschichtigen Aussenbauteilen infolge instationärer Temperatureinwirkung». Informationsverbundzentrum Raum und Bau der Fraunhofer-Gesellschaft, Stuttgart, F 1546*

Beständigkeit von Stahlbeton

Von Bruno Meyer, Zürich

Über Schadenursachen, Vorbeugen und Sanieren bei Stahlbetonbauten wurde am 3. und 4. April 1984 von 16 Referenten an der ETH in Zürich berichtet. Etwa 350 Teilnehmer aus Ingenieurbüros und Unternehmung, aus Verwaltung und Hochschule sowie aus der Bauchemie nahmen daran teil. Organisiert wurde die Tagung von der SIA-Fachgruppe für Industrielles Bauen (Präsident: Peter Lüthi, Bern), geleitet wurde sie von Prof. Folker H. Wittmann, ETH Lausanne. Der nachfolgende Überblick fasst die Tagung zusammen und gibt sie anwendungsorientiert wieder.

Stahlbeton ist beständig,...

Meldungen der Tagespresse und anderer Medien über *unerwartete Schäden an Stahlbetonbrücken* haben aufhorchen lassen und haben auch eine breitere Öffentlichkeit auf die beschränkte Beständigkeit von Stahlbeton aufmerksam gemacht. Fachleuten ist das Thema freilich längst bekannt; ihre Frage lautet bereits nicht mehr, ob Bauten aus Stahlbeton beständig seien, sondern wie künftig *dauerhaftere Konstruktionen* herzustellen sind. Wie das grosse Interesse an der Tagung zeigte, ist dieses Thema berechtigt, zumal Beständigkeit und Bausanierung im klassischen Ausbildungsgang an der Hochschule noch zu wenig beachtet werden.

An der Tagung wurden zuerst die Grundlagen der Baustoffe *Beton* und *Stahl* im Hinblick auf ihre Anwendung im Stahlbetonbau behandelt. Beständigkeit und Betongefüge stehen in einem Zusammenhang, der wie bisher experimentell, neuerdings aber am «numerischen Beton» gesucht wird (Bild 1). Zu diesem Zweck sind drei Gefügeniveaus eingeführt worden, denen die einzelnen Einflussgrössen zuzuordnen sind. Vorgänge wie Karbonatisation, Austrocknung usw. können simuliert und mit den Resultaten aus der Praxis verglichen werden, woraus Voraussagen und Bemessungen möglich sind.

Häufig wird von den Experten als Schadenursache die *Werkstoffkorrosion* genannt. Beim Beton sind es bekannte chemische Vorgänge, wie beispielsweise Angriffe von Säuren und Gasen. Jedes Bauwerk ist ihnen ausgesetzt, doch die Grössenordnung variiert und ist von Fall zu Fall zu beurteilen. Damit chemische Reaktionen überhaupt ablaufen, müssen Reaktionsstoffe aufeinandertreffen. Zu unterscheiden sind dabei die Transportarten «Diffusion» und «Strömung», die durch das Betongefüge, namentlich durch die Porenstruktur, steuerbar sind. Verbesserungen wirken sich hier glücklicherweise im gleichen Sinn auf die mechanischen

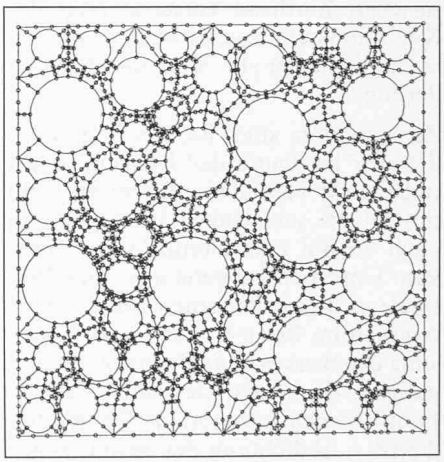


Bild 1. Numerischer Beton. Repräsentation eines zufallsgenerierten Betongefüges mit finiten Elementen (nach F. Wittmann [1])

Eigenschaften aus, so dass die praktische Regel gilt: «Beton mit hoher Festigkeit hat hohe chemische Beständigkeit». Wurde früher propagiert, den Beton nur nach den statischen Festigkeitswerten herzustellen, so soll er heute im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit auch eine Mindest-Dichtigkeit aufweisen.

Die Schadensmechanismen infolge *Frosttau- und Frosttausalzeinwirkung* sind heute bereits hinlänglich bekannt. Entscheidend ist in erster Linie der Korrosionsschutz der Armierung, der mit der nötigen Sorgfalt für eine vereinbarte Lebensdauer zu gewährleisten ist. Kleinere Schäden wie z.B. Abplatzungen können nicht ganz vermieden werden, und das Langzeitverhalten ist noch nicht restlos geklärt.

Korrosionsschäden *am Armierungsstahl* selbst sind erst bei ungenügend dicker oder inhomogener Betonüber-

deckung zu erwarten, d.h. wenn die Umgebung der Armierung infolge Karbonatisation nicht mehr alkalisch ist oder wenn Chloride bis an die Stahloberfläche gelangen.

Auch *Brandfälle* verursachen Schäden an Stahlbeton, werden aber als Elementarschäden hingenommen. Gefährdet sind dabei – je nach Intensität des Brandes – sowohl die Oberfläche (Abplatzungen), der Verbund (Beton/Stahl), das Betongefüge und der Stahl selbst. Die Brandbeständigkeit ist ausgeprägt von Konstruktionsart und Nutzung abhängig.

...braucht aber Unterhalt...

Die erwähnten chemischen Reaktionen, können zwar verzögert oder verhindert werden, die *Korrosionsgefahr* bleibt aber bestehen und kann jederzeit wieder akut werden, sei es, dass die chemischen Einflüsse verstärkt oder der Korrosionsschutz geschwächt wird. Unterhalt bedeutet also Korrosionsverhinderung.

Zu beachten sind Randbedingungen, die sich im Laufe der Jahrzehnte fast unbemerkt verändern. Dabei ist nicht nur an die statischen Lasten, sondern auch an die Umwelteinflüsse zu denken. Unterhalt bedeutet also auch Verhindern dieser Belastung durch Massnahmen im Betrieb oder durch Anpassung des Bauwerks an die neuen Bedingungen. (Beispiele: Gewichtsbeschränkung – Verstärkung; sinnvoller Winterdienst – Abdichtung des Betons gegen Salzwasser.)

Die Frage des Unterhalts hängt von der *Mentalität des Bauherrn* ab. Wenn er in seiner Grundhaltung eher auf Abbruch und Ersatz tendiert, so braucht Stahlbeton kaum einen grösseren Unterhalt. Heute aber geht der Trend eindeutig in Richtung Erhalten der Bausubstanz; der Bauherr stellt andere Ansprüche an den Unterhalt als noch vor einem Jahrzehnt.

Unterhaltsarbeiten sind zu einem *wichtigen Zweig der Bauwirtschaft* geworden (Bild 2). Oft ist dabei dann der Vorwurf zu hören, die Bauunternehmer würden zum Doppelverdiener: erst am Neubau, dann am schadhaften Objekt. Dieser Vorwurf trifft allerdings nicht zu, denn Investitionsentscheide trifft dieselbe Instanz, die auch Unterhaltskonzepte entwirft und Anlagen betreibt – nämlich der Bauherr. Dabei darf er aber vom Planenden die fachgerechte technische Beratung und vom Ausführenden ein mängelfreies Werk erwarten.

...und Prophylaxe

«Mit normgerechtem Beton seien 90% der Schäden zu vermeiden», wurde an der Tagung geäussert, nach einer andern Meinung sei «das Gesamtkonzept des Betons neu zu überdenken». Gemäss revidierter Norm SIA 162, die im September 1984 als Gelbdruck in die Vernehmlassung gehen wird, muss die *Dauerhaftigkeit des Tragwerks* in den Entwurfsprozess einbezogen werden. (Nicht normiert, aber ins Zentrum der Bemühungen gerückt ist die ästhetische Wirkung des Bauwerks). Die Steuergrössen des Stahlbetons sind bekannt, doch wie die Schäden zeigen, werden die geforderten Werte vielfach nicht eingehalten. Viele Forderungen, die an der Tagung geäussert wurden, sind nicht neu; sie sind aber mit Nachdruck erhoben worden, weil man ihnen bisher zu wenig Folge geleistet hat. Einigen Zuhörern kamen sie wie alte Bekannte vor und weckten die Freude des Wiedersehens.

Entwurf

Stahleinlagen benötigen im Minimum 3 cm *Betonüberdeckung*. Damit ist nach heutigem Ermessen die unvermeidliche Karbonatisation auf die grösstmögliche Lebensdauer abgestimmt. Soll das Bauwerk dem Tausalz widerstehen können, so ist die Überdeckung auf 4 cm zu erhöhen. – Die Bauteile selbst sind so zu bemessen, dass der Beton fachgerecht eingebracht werden kann; die Abstände zwischen den Armierungseisen haben genügend gross zu sein.

Zur *Rissebeschränkung* wurde gezeigt, dass der minimale Armierungsgehalt kein Querschnittswert ist, sondern dass er von der Geometrie (Zwängungen) abhängt. Je nach System ist die Mindestbewehrung von Fall zu Fall und mit geometrischem Ansatz zu berechnen. – Wenn Risse das Bauwerk allzu stark gefährden, so können sie durch Vorspannung vermieden werden. So sind beispielsweise im Kanton Graubünden die Brücken über den Stützen voll vorgespannt.

Ausreichendes *Gefälle* und eine sauber konstruierte *Entwässerung* sollen verhindern, dass Wasser liegen bleibt. Damit wird die Tausalzeinwirkung wesentlich verringert.

Speziell abzuschätzen ist auch die *Brandgefahr*, die Bauteile sind entsprechend zu konstruieren. Generell sollen Wandstärken oder Abmessungen von Trägern mehr als 15 cm betragen und die Armierungen nicht konzentriert werden.

Kornabstufung

Die vorgeschriebenen Sieblinien des Kies-Sand-Gemisches sind genau einzuhalten. Das Mehlkorn darf nicht fehlen (0,02–0,1 mm: etwa 50 bis 100 kg/m³ Beton), doch die totale Sandkomponente (0–4 mm) ist zu beschränken. Diese Forderung dient der guten Verarbeitbarkeit, die nicht einfach mit Wasserzugabe erzielt werden darf. Auf saubere Zuschlagsstoffe mit hoher Gesteinsfestigkeit ist zu achten. Sie sind Grundvoraussetzung für dichten, d.h. chemisch beständigen Beton.

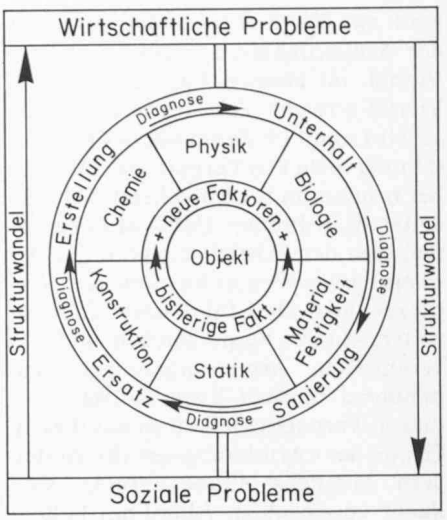


Bild 2. Zusammenhang zwischen Bauobjekt und Umwelt (nach P. Lüthi [1])

W/Z-Wert

Beim Abbindeprozess entstehen im Zementstein die Kapillarporen. Sie enthalten *Porenwasser*, das später die aggressiven Stoffe in gelöster Form zum erhärteten Bindemittel transportiert und dort einlagert. Bei Frost wird es gefrieren. Diese beiden Gefahren können erheblich gemildert werden, indem die Kapillarporen reduziert werden, was wiederum durch einen niedrigen W/Z-Wert zu erreichen ist.

Zur Kontrolle der Mischung werden Vorversuche oder Schlussprüfungen durchgeführt. Wesentlich geeigneter ist aber *die Frischbetonkontrolle*.

Nachbehandlung

Nachbehandeln heisst *Feuchthalten des jungen Betons* bis zur ausreichenden Erhärtung. Es erfordert sofortige und wirksame Massnahmen, die das Austrocknen vermeiden. Dadurch bleibt der Abbindeprozess gewährleistet, und es bilden sich erheblich weniger Kapillarporen. Mit einer Nachbehandlung während der ersten drei bis vier Tage – bei ungünstigen Witterungsverhältnissen auch länger – ist hier die grösste Wirkung zu erreichen (Bild 3). Praktisch bedeuten diese Forderungen, dass Holzschalungen günstig sind und dass nicht zu früh ausgeschalt werden soll. Andernfalls ist der Feuchtigkeitsverlust durch Abdecken zu vermeiden.

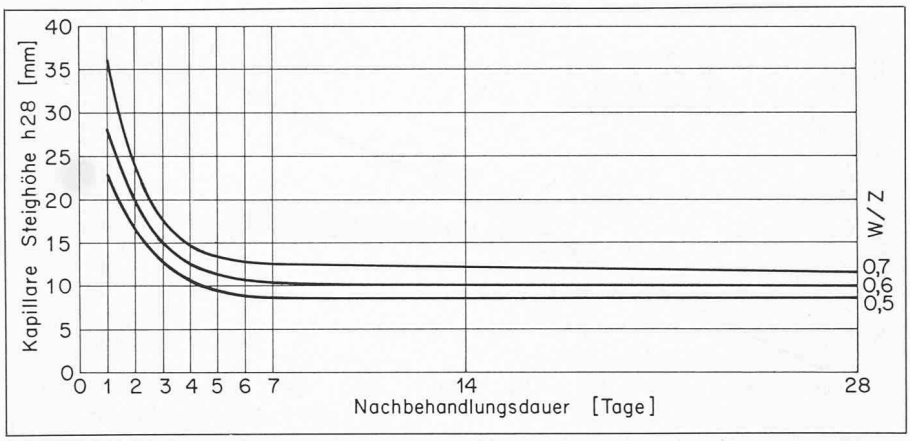


Bild 3. Einfluss der Nachbehandlungsdauer bzw. der Ausschalfrist und des Wasserzementwertes auf die Kapillarität des Zementsteins. Gemessen wurde hier die kapillare Steighöhe von Wasser an drei Labormörteln (Zementdosierung P 300, Normalbedingung 18–20 °C und 60–80% r.F.), nach A. Piguet [1]

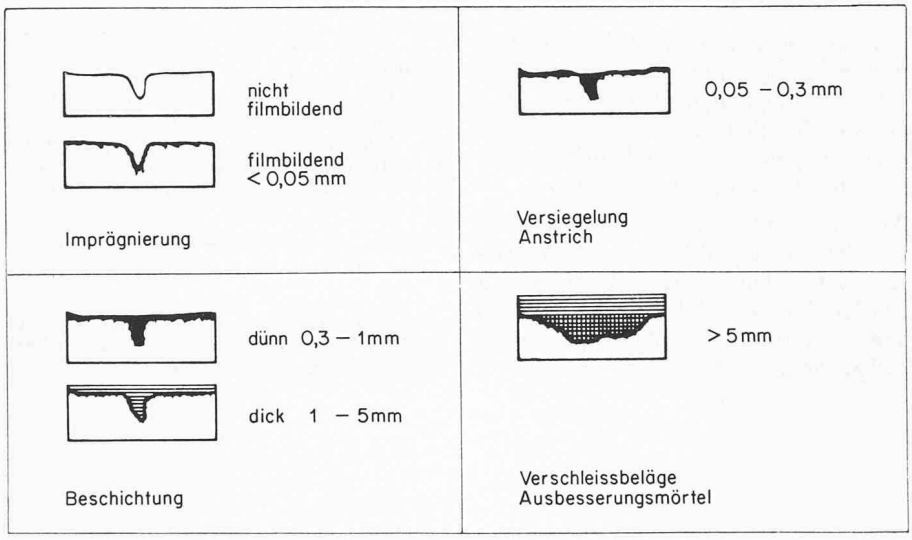


Bild 4. Schichtdicken verschiedener Oberflächenbehandlungen (nach F. Baré [1])

Oberflächenschutz

Mehrere Referenten vertraten die Ansicht, die normgemäss hergestellte Betonoberfläche brauche *keinen speziellen Schutz*, damit sie bei üblicher Bewitterung dauerhaft bleibt. Oberflächenschutz wird erst nötig, wenn sich Mängel ankündigen. Er hat dann zum Zweck, dem Bauwerk wieder die ursprünglich erwartete Lebensdauer zurückzugeben.

Erst *spezielle Beanspruchungen*, durch das Tausalz etwa, erfordern Oberflächenschutz: So werden heute die Fahrbahnplatten abgedichtet und die Brükkenkordons oder Leitmauern behandelt. Auf dem Markt werden verschiedene Systeme angeboten (Bild 4), unter denen der Projektierende je nach der zu erwartenden chemischen Belastung auszuwählen hat. Dabei ist wichtig, dass zwar eindringendes Wasser abgehalten wird (Hydrophobierung), dass aber die Wasserdampfdurchlässigkeit gewährleistet bleibt.

Massnahmen im Schadenfall

Schäden sind zu *diagnostizieren*, d.h. man muss sich über ihre Art und über ihre Ursache klar werden, um dann das Sanierungskonzept und die Sanierungsmassnahmen festzulegen. Sanierungen sind meist nur so gut wie die Schadendiagnose, weshalb der Aufwand für die Diagnose aufgrund des erwarteten Nutzens festzulegen ist. Dabei hilft die Schuldfrage nicht weiter. Das schadhafte Bauwerk ist als Ist-Zustand zu betrachten; der Soll-Zustand folgt aus der künftigen Nutzung und Lebensdauer, woraus die Sanierung abgeleitet werden kann.

Zur *Erhebung des Ist-Zustandes* (Kenndaten am schadhaften Objekt) wurden mehrere neue Methoden vorgestellt. Das Korrosionsverhalten der Armierung lässt sich heute mittels Impedanzmesstechnik erfassen. Im Labor wird damit der Korrosionsschutz überprüft, und auf der Baustelle kann die Korrosionsgeschwindigkeit zerstörungsfrei gemessen werden. Der Aufwand für diese Messungen ist bei besonders gefährdeten Stellen angezeigt. – Für die Kennwerte des Betons dienen Methoden, bei denen sein Gefüge und dessen Veränderungen analysiert werden. – Einfacher zu bestimmen ist die mechanische Festigkeit: Empfohlen wurden zumindest der Augenschein und das Abklopfen mit dem Hammer, eine billige, aber effiziente Methode. Weitere Erhebungen (z.B. Druckfestigkeit von Bohrkernen) rechtfertigen den Aufwand erst, wenn ohnehin noch andere Untersuchungen vorgenommen werden. – Der Verlauf der Karbonatisierung lässt sich am Objekt bestimmen, indem die Karbonatisierungstiefe als Funktion des Alters aufgezeichnet wird (Bild 5).

Im Bereich der *Sanierungsmassnahmen* wurden mehrere bekannte Methoden eingehend behandelt, so der Spritzbeton, Beschichtungen (Korrosionsschutz und/oder Karbonatisierungsbremse), Reparaturmörtel und Rissinjektionen, so dass hier auf die einschlägige Literatur verwiesen werden kann. Welche Methode die geeignete ist, kann nicht generell gesagt werden; sie muss im konkreten Schadenfall aufgrund der Diagnose eruiert werden. Damit ist für Spezialisten ein weites Betätigungsfeld eröffnet; es wurde denn auch wiederholt geäussert, dass die Verantwortung für Sanierungen nur erfahrenen Bauleitern übertragen werden soll.

Beim Sanierungskonzept ist auch an eine *mögliche Nutzungsänderung* zu denken. Praktisch führt dies in vielen Fällen zu einer Tragwerksverstärkung, die im selben Arbeitsgang erreicht werden kann. Wichtig ist der Zeitpunkt der Sanierung bezogen auf die Lebensdauer. Wird er richtig gewählt, so kann man das Bauwerk sogar vorbeugend schützen. Dabei gelten die gleichen Kriterien wie für heutige Neubauten.

Diskussion

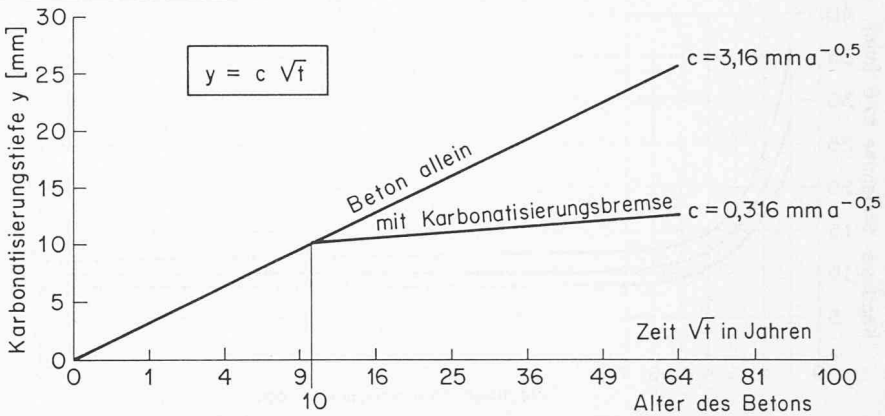
Die aufgeworfenen Fragen lassen sich wie folgt gruppieren:

Zement: Die Werkstoffzerstörung durch Sulfattreiben (Kristallisation) ist in der Schweiz eliminiert, da das Bindemittel «Portlandzement mit hoher Sulfatbeständigkeit (PCHS, Markenname in der Schweiz: Sulfacem und Sulfix)» zur Verfügung steht. – Die Mahlfeinheit des Zements kann nicht Schadenursache sein, da sie in den letzten Jahrzehnten konstant gehalten worden ist und da sie im Rahmen der Bindemittelnorm stark überwacht wird.

Beton: Wie kann eine Betonoberfläche gegen eindringendes Wasser und gegen aggressive gasförmige Stoffe abgedichtet werden und gleichzeitig austrocknen, d.h. den Beton abbinden lassen? Beim Oberflächenschutz macht man hier einen Kompromiss, indem die Beschichtung nur als Dampfsperre wirken soll. – Zur Dosierung des Mehlkorngehalts (bessere Verarbeitbarkeit) können hydraulischer Kalk (HK) oder Flugasche beigemischt werden.

Armierung: Bei Brückenbauten in den USA werden neuerdings alle Stahleinlagen zwecks Korrosionsschutz mit Epoxidharz beschichtet, während in der Schweiz nur Spezialstücke (z.B. Dorne, dilatierte Balkonanschlüsse) geschützt werden. – Es ist ferner bekannt, dass Armierungen entlang Bahnlinien, insbesondere bei Gleichstrombetrieb, gefährdet sind.

Stahlbeton: Nicht restlos abgesichert ist die langfristige Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons. Deshalb sind die Bauwerke auf diese Gefährdung hin zu überwachen, Schwachstellen zu erkennen und zu sanieren. – Zur Untersuchung des Rissbreitenproblems wäre ein Forschungsprogramm wünschenswert. – Fragen der Beständigkeit von Spannbetonbauten wurden an dieser Tagung nicht behandelt.



Beispiel eines Betons, bei dem nach 10 Jahren eine Karbonatisierungsbremse aufgebracht worden ist. Der Karbonatisierungskoeffizient *c* berechnet sich aus der gemessenen Karbonatisierungstiefe *y* zur bekannten Zeit *t*.

Bild 5. Geschwindigkeitsverlauf der Karbonatisierung (nach H. Weber [1])

Spritzbeton: Erwiesen ist die Frosttaubeständigkeit, während die Frost-Tausalz-Beständigkeit noch unsicher ist. – Grosse Möglichkeiten bieten Stahlfasereinlagen, mit denen heute erste Erfahrungen gesammelt werden.

Abschliessend – so ist aus der Tagung zu folgern – ist Stahlbeton eine Bauweise, womit dauerhafte Bauten erstellt werden können. Alle Beteiligten sind aber aufgerufen, die Probleme des Unterhalts mehr zu beachten.

Literatur

[1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: «Beständigkeit von Stahlbeton. Schadenursachen, Vorbeugen, Sanieren.» Referate der Studientagung vom 3./4. April 1984. Dokumentation SIA Nr. 72. Zürich, 1984

Adresse des Verfassers: *B. Meyer,* dipl. Bau-Ing. ETH, c/o Redaktion «Schweizer Ingenieur und Architekt», Postfach 630, 8021 Zürich.

Bauprogramm 1984 für die schweizerischen Nationalstrassen

Der Bundesrat hat kürzlich das Bauprogramm 1984 für die Nationalstrassen genehmigt. Gemäss Mitteilung des Bundesamts für Strassenbau, das nun zum Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement gehört, sieht es wie folgt aus:

Generelle Projektierung und Bauarbeiten

Das Nationalstrassennetz weist – entsprechend dem heutigen Stand der Bereinigung – eine Gesamtlänge von 1833 km auf. Auf das ganze Netz bezogen waren Ende 1983 total für 1667,6 km oder 91,0% – vorbehältlich der vom Parlament geforderten Überprüfung von 6 Teilstrecken – die generellen Projekte genehmigt.

Ende 1983 standen 167,0 km Nationalstrassen oder 9,1% der Gesamtlänge des Nationalstrassennetzes im Bau, nämlich:

Sechsspurige Autobahnen	1,9 km
Vierspurige Autobahnen	123,2 km
Zweispurige Autostrassen	37,3 km
Total Autobahnen und Autostrassen	162,4 km
Gemischtverkehrsstrassen	4,6 km
Total	167,0 km (9,1%)

Die Schwerpunkte der Bauarbeiten lagen beim Nationalstrassenzug N 1 (Genfersee-Bodensee) auf den Abschnitten Flughafen Genf-Cointrin-Route de Meyrin, bei Löwenberg (Murten) und auf den Autobahnumfahrungen von Zürich und St. Gallen. Bei der Nationalstrasse N 2 (Basel-Chiasso) lagen grosse Baustellen auf der Umfahrung von Hospental UR sowie in der Leventina, im Raume Biasca und am Monte Ceneri im Kanton Tessin. Weitere Baustellen befanden und befinden sich auf der N 3 (Walenseestrasse), der N 5 im Raume Neuenburg und Yverdon, der N 8 (Umfahrung von Interlaken, Brienzerseestrasse und Loppertunnel) sowie auf der N 9 Vallorbe-Chavornay und am Fusse des Simplons. Eine grosse Baustelle bildeten letztmals die Teilstrecken Reichenau-Thusis und Soazza-Lostallo der N 13 im Kanton Graubünden, und voll im Bau ist nunmehr der Abschnitt Sedel-Gisikon der N 14 im Kanton Luzern.

Im Jahre 1983 konnten 36,6 km Nationalstrassen dem Verkehr übergeben werden (Tabelle 1).

Tabelle 1. Im Jahre 1983 dem Verkehr übergebene Nationalstrassen

Streckenbezeichnung	*Autobahnen (4spurig)* [km]	*Autostrassen (2spurig)* [km]
Umfahrung Hospental (N 2, UR)	–	1,8
Varenzo-Faido (N 2, TI)	9,5	–
Pfynerbrücke-Müllheim (N 7, TG)	3,9	–
Reichenau-Sils i.D. (N 13, GR)	–	15,1
Soazza-Lostallo (N 13, GR)	6,3	–
Total	19,7	16,9
Gesamttotal	36,6 km	