

**Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau**

**Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade**

Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton

Durabilité des ponts routiers en béton

Durability of concrete road bridges

**Bericht einer Arbeitsgruppe der OECD 1989
übersetzt und publiziert im Auftrag des
Bundesamtes für Strassenbau**

Januar 1993

Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement

Bundesamt für Strassenbau

Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton

Published in English under the title:

Durability of concrete road bridges

Publié en français sous le titre:

Durabilité des ponts routiers en béton

Uebersetzt mit Genehmigung des Direktors für Information der OECD

vom 9. Januar 1981

(Uebersetzung: H.U. Aeberhard)

Bericht einer Arbeitsgruppe der OECD 1989

Bern 1992

RECHERCHE EN MATIÈRE DE ROUTES ET DE TRANSPORTS ROUTIERS DE L'OCDE

Durabilité des ponts routiers en béton

Février 1989

Des investissements importants de deuxième génération sont nécessaires dans la plupart des pays de l'OCDE pour préserver et remettre en état l'infrastructure existante de ponts et de routes, en particulier les ponts routiers en béton qui sont prédominants dans les patrimoines nationaux des ouvrages d'art.

Dans les 16 pays de l'OCDE ayant fait l'objet de l'enquête, il existe environ 800'000 ponts (d'une portée de 5 m ou plus) dont la valeur de remplacement est estimée entre US \$ 500 et 900 par mètre carré de pont.

La durabilité des ponts routiers en béton est un problème majeur pour toutes les autorités responsables des routes et des ponts, et ceci pour différentes causes; d'abord, en raison de l'amplitude, de la gravité et des nombreuses formes des processus de dégradation des ponts et de leurs défauts; ensuite, en raison du profond impact que ces processus ont sur la qualité de service des structures; et, enfin, en raison des coûts sans cesse plus importants nécessaires à l'entretien, la remise en état et le remplacement des ouvrages d'art.

L'étude passe en revue la situation actuelle dans les pays Membres de l'OCDE en décrivant le niveau actuel de viabilité et de sécurité des ouvrages d'art et les tendances actuelles en matière de circulation et de charges sur les ponts.

Le rapport, fondé sur une analyse des causes et mécanismes de dégradation, y compris les problèmes de corrosion d'armature métallique du béton, contient une synthèse des progrès techniques les plus récents et résume les techniques actuellement disponibles pour améliorer la durabilité. Il esquisse, également, les politiques actuelles de gestion de l'entretien.

VORWORT

Die OECD

Gemäss Artikel 1 des am 14. Dezember 1960 in Paris unterzeichneten und am 30. September 1961 in Kraft getretenen Uebereinkommens fördert die *Organisation für Wirtschaftliche Zusammenarbeit und Entwicklung* (OECD) eine Politik, die darauf gerichtet ist,

- in den Mitgliedstaaten unter Wahrung der finanziellen Stabilität eine optimale Wirtschaftsentwicklung und Beschäftigung sowie einen steigenden Lebensstandard zu erreichen und dadurch zur Entwicklung der Weltwirtschaft beizutragen,
- in den Mitglied- und Nichtmitgliedstaaten, die in wirtschaftlicher Entwicklung begriffen sind, zu einem gesunden wirtschaftlichen Wachstum beizutragen und
- im Einklang mit internationalen Verpflichtungen auf multilateraler und nichtdiskriminierender Grundlage zur Ausweitung des Welthandels beizutragen.

Die Unterzeichnerstaaten des Uebereinkommens über die OECD sind Belgien, Dänemark, Bundesrepublik Deutschland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kanada, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Oesterreich, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien, Türkei, Vereinigtes Königreich Grossbritannien und Nordirland und Vereinigte Staaten.

Folgende Staaten traten dem Uebereinkommen später bei (Hinterlegungsdaten der Beitrittsurkunden): Japan (28. April 1964), Finnland (28. Januar 1969), Australien (7. Juni 1971) und Neuseeland (29. Mai 1973).

Die Sozialistische Föderative Republik Jugoslawien ist an bestimmten Tätigkeiten der OECD beteiligt (Uebereinkommen vom 28. Oktober 1961).

Das Strassenforschungsprogramm

Schwerpunkt des Programms ist die Strassen- und Strassenverkehrsforschung unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Einflüsse internationaler Aspekte auf das Verkehrssystem Strasse als Ganzes. Das Programm befasst sich mit der Erarbeitung technisch-wirtschaftlicher Lösungen wichtiger Fachprobleme, die von den Mitgliedsländern festgelegt werden. Es umfasst zwei Hauptbereiche:

- Die internationale Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Strassen- und Strassenverkehrsforschung, um wissenschaftliche Entscheidungsgrundlagen für die Regierungen der Mitgliedsländer und internationale Organisationen bereitzustellen sowie Zukunftsstrategien für Probleme des Strassenwesens und die Verkehrskonzepte der Mitgliedsländer zu untersuchen.
- Das Programm für Information und Dokumentation (IDS - Internationale Dokumentation Strasse), ein kooperatives System, das den weltweiten Austausch von Informationen über wissenschaftliche Literatur und die laufenden Forschungsprogramme ermöglicht.

Die wissenschaftlichen und technischen Arbeiten betreffen

- die Bewertung innerstädtischer und überörtlicher Strassenverkehrskonzepte,
- die Entwicklung und den Betrieb von Strassenverkehrssteuerungs- und Fahrerkommunikationssystemen zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit des Netzes und der Verkehrsqualität,
- die Erarbeitung und Bewertung von integrierten Strassenverkehrssicherheitsprogrammen,
- den Bau, die Unterhaltung und die Erneuerung der Strasseninfrastruktur.

Auch erhältlich in französischer und englischer Sprache; Titel: "Durabilité des ponts routiers en béton" bzw. "Durability of concrete road bridges".

Anfragen für Vervielfältigungen oder Uebersetzungen sind zu richten an: M. le Chef du Service des Publications, OCDE 2, rue André-Pascal, 75775 PARIS CEDEX 16, France

Vereinbarung über die Uebersetzung von OECD-Berichten

Dieser Bericht erscheint im Rahmen der Vereinbarung vom Jahre 1981 zwischen

- der Abteilung Strassenbau des Bundesverkehrsministeriums der Bundesrepublik Deutschland in Bonn,
- der Sektion Bundesstrassen des Bundesministeriums für Bauten und Technik (seit 1987 Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten) der Republik Oesterreich in Wien und
- dem Bundesamt für Strassenbau der Schweiz in Bern

betreffend die Uebersetzung und Veröffentlichung bestimmter Forschungsberichte, die im Rahmen des Strassenforschungsprogramms der OECD erarbeitet worden sind.

Die ausgewählten Berichte werden von einem der drei Länder übersetzt und erscheinen entsprechend in folgenden Schriftenreihen:

Bundesrepublik Deutschland

Schriftenreihe Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik

Herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Bonn - Bad Godesberg.

Republik Oesterreich

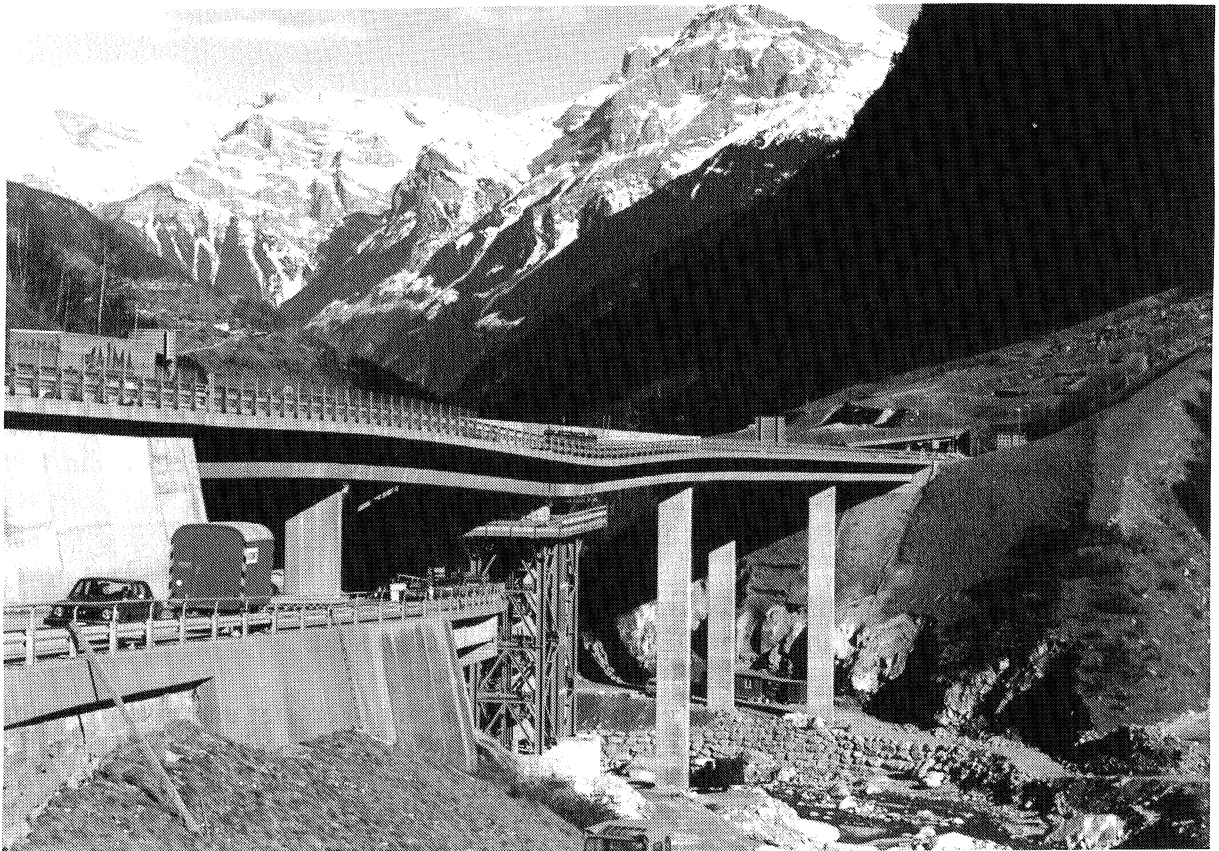
Schriftenreihe "Strassenforschung"

Herausgegeben vom Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Bundesstrassenverwaltung, Wien.

Schweiz

Herausgegeben vom Eidgenössischen Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement (EVED) und vom Bundesamt für Strassenbau (ASB), Bern.

Walter Knobel
Schweizer Delegierter im
Direktionskomitee für die
Strassenforschung der OECD
ASB, 3003 Bern



Reussbrücke Wassen: Während den Instandstellungsarbeiten 1987/88 ...



... nach der Instandstellung.

Fotos: A. von Glutz

Lit.: siehe z.B. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 25/1989 und Ingénieurs et architectes suisses No 25/1991

KURZFASSUNG

DIRR Nr. 121748

Dieser Bericht wurde von einer internationalen Gruppe wissenschaftlicher Experten aus 18 Ländern ausgearbeitet. Er ist Teil einer Reihe internationaler Studien und Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Kunstbauten, die seit Beginn der 70er Jahre gemeinschaftlich durchgeführt und durch das Forschungsprogramm Strassen und Strassenverkehr der OECD veröffentlicht wurden. Die Gruppe hat ihre Tätigkeit 1986 aufgenommen.

Die Verschlechterung des Zustandes der Strassenbrücken aus Beton stellt die Strassenverwaltungen seit einigen Jahren vor erhebliche Probleme sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht. Die Kapitel I und II geben einen Gesamtüberblick über die Natur des Problems und einen Einblick in die aktuelle Situation in den Ländern der OECD. Eine Untersuchung der Gründe und Zerstörungsmechanismen findet sich im Kapitel III, während Kapitel IV die Methoden unter die Lupe nimmt, welche für die Feststellung der Schädigungen an Betonbrücken zur Verfügung stehen; dabei wurde der Akzent auf Techniken gelegt, die in den früheren Berichten der OECD nicht behandelt worden sind, und die bei Brücken unter Verkehr anwendbar sind. Jene Techniken, die der Verbesserung der Dauerhaftigkeit dienen, bilden die Grundlage von Kapitel V. Es werden die entwurfs- und ausführungstechnischen Gesichtspunkte, die Verstärkung bestehender Brücken und die neuen Techniken wie der kathodische Korrosionsschutz und die Nachinjektion von Vorspannkabeln beschrieben. Im Kapitel VI sind einige allgemeine Prinzipien für eine Technologie der Dauerhaftigkeit aufgeführt, einschliesslich der Beurteilung der strukturellen Zuverlässigkeit der im Zustand der Schädigung befindlichen Bauwerke, des Grades der Vorhersage der Zustandsverschlechterung sowie wirtschaftlicher Ueberlegungen über ihre Verwaltung. Kapitel VII schliesslich stellt die Strategien und das planmässige Vorgehen für aussagekräftige Forschungs- und Entwicklungsarbeiten vor, welche die Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton zum Ziel haben. Insgesamt stellt dieser Bericht einen aktualisierten Gesamtüberblick über die Forschungsergebnisse und die praktische Erfahrung dar, welche an die mit der Dauerhaftigkeit von Strassenbrücken aus Beton verbundenen technisch-wirtschaftlichen Probleme geknüpft sind.

Bereichsnummern: 24, 32, 53, 61

Bereiche: Entwurf der Brücken und Stützmauern; Beton; Bau der Brücken und Stützmauern; Geräte und Methoden des Unterhalts.

Schlüsselwörter: Brückenlager; Beurteilung; Dauerhaftigkeit; Brücke; Zementbeton; Stahlbeton; Spannbeton; Schädigung; Ursache; Korrosion; Verstärkung; Injektion (Verpressen); Injektionsgut; Kabel; Versuch; Brückenüberbau; Stütze; Brückenbelag; Reparatur; Last; Abdichtungsschicht (Brücke); Schutz; Rissbildung; Unterhalt; Fuge; Stahl; Wirtschaftlichkeit; Verwaltung; Forschung (wissenschaftlich, technisch); Entwicklung.

BEWEGGRÜNDE UND KURZINHALT DER STUDIE

Schon seit vielen Jahren ist es eines der Hauptanliegen der Forschung in diesem Programm der OECD, Mittel und verbesserte Verfahren für den Unterhalt und die Verwaltung des Bestandes an Strassenbrücken zu fördern. Frühere Veröffentlichungen der OECD haben sich vor allem mit der Ausarbeitung von Programmen zur Ueberwachung der Bauwerke und zur Beurteilung der Tragfähigkeit der vorhandenen Bauten befasst; zwei Berichte wurden danach der Verbesserung des Brückenunterhalts und den Strategien und Techniken zur Instandstellung und Verstärkung von Bauwerken gewidmet.

Internationale Bedeutung der Dauerhaftigkeit von Brücken

Diese OECD-Studien, wie auch die vorliegende, 1986 in Angriff genommene Forschungsarbeit, wurden wegen des internationalen Ausmasses des Bedarfs an Kunstbauten und der gemeinsamen technologischen und wirtschaftlichen Herausforderungen unternommen. Die Tragweite des Problems zeigt sich in der Tatsache, dass in den 16 Ländern, die sich an der Umfrage beteiligten, 800'000 Bauwerke (von 5 m und mehr Länge) und ein auf 500-900 US\$ pro m² Brückenfläche geschätzter Ersatzwert vorhanden sind. Die Dauerhaftigkeit dieser Brücken zu verbessern oder ihre erwünschte Lebensdauer sicherzustellen - trotz Zunahme der Verkehrslasten und der Umwelteinflüsse -, ist auf lange Sicht und in einem wirtschaftlich vertretbaren Rahmen ein wichtiges Ziel der Politik in Sachen Strassen-Infrastruktur.

Die Dauerhaftigkeit von Strassenbrücken aus Beton ist ein vorrangiges Problem für alle Behörden, die für Strassen und Brücken verantwortlich sind, und dies aus einer Reihe von Gründen: vorab infolge der Tragweite, der Schwere und der zahlreichen Formen des Schadenverlaufs an den Brücken und ihrer Mängel; dann wegen der starken Auswirkung, welche diese Prozesse auf den Gebrauchswert der Bauwerke haben; und schliesslich infolge der ständig steigenden Kosten, die für Unterhalt, Instandstellung und Ersatz der Bauwerke aufzubringen sind.

Zustand der Brücken in den OECD-Ländern

Vorab muss festgehalten werden, dass der Gebrauchswert und die Zuverlässigkeit der Strassenbrücken aus Beton wichtige Probleme der derzeitigen und künftigen Verwaltung der Strassennetze sind.

Die wichtigsten Gründe für die Schädigung der Strassenbrücken aus Beton sind die Verseuchung infolge des Gebrauchs chemischer Auftaumittel und das Eindringen von Chloriden aus dem Meerwasser und der Meeresluft, die Nichtbefolgung der Vorschriften und Entwurfsnormen, die Rissbildung infolge thermischer Wirkungen, unangemessene Berechnungen und ein ungenügender Korrosionsschutz. Im weiteren wird vermutet, dass die möglichen gegenseitigen Wirkungen zwischen diesen Ursachen und zahlreichen anderen Einflüssen die allgemeine Schädigung der Betonbauwerke erheblich beschleunigen.

Aufgrund der zunehmenden Ausdehnung und der Vielschichtigkeit der Probleme haben alle Mitgliedländer der OECD regelmässige Routineinspektionen an den Brücken eingeführt, und die Zuwendung von Geldmitteln für Unterhalt, Reparatur und Ersatz ist markant angestiegen.

Ursachen und Mechanismen der Schädigungen

Die Analyse der Ursachen und Mechanismen der Schädigungen zeigt klar auf, dass im Begriff der Zustandsverschlechterung von Betonbauwerken ein irreversibler physikalisch-chemischer Prozess steckt, ein sehr komplexer Prozess, der eine gewisse Anzahl gegenseitiger Wirkungen einschliesst und sich über die ganze Lebensdauer des Bauwerkes ständig weiterentwickelt.

Der Bericht beschreibt die Auswirkungen eines ungeeigneten Entwurfs und einer unpassenden Ausführung von Bauten in ungünstiger Umgebung und behandelt die Schädigungsprozesse, die sowohl von äusseren als auch von inneren Wirkungen herrühren. Er gibt einen Gesamtüberblick über die verschiedenen gesetzlichen Regelungen, die in den Mitgliedländern der OECD bezüglich Dauerhaftigkeit von Strassenbrücken aus Beton in Kraft sind.

Die Ausrüstungsteile einer Brücke haben beim Unterhalt der Bauwerke immer eine wichtige Rolle gespielt; Kapitel III befasst sich mit einigen der wichtigsten Einzelheiten und ihren Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit. Zu den Ausrüstungsteilen zählen Fahrbahnübergänge, Lagerkörper sowie Beläge, Deckschichten, Abdichtungsschichten, Gesimse, Sockel, Sicherheitsvorrichtungen, Einläufe, Rinnsteine, Ablaufrohre usw.

Beurteilungs- und Ueberwachungstechniken

Um zielgerichtete Strategien für die Dauerhaftigkeit aufzustellen und anzuwenden, müssen die für Strassen und Brücken verantwortlichen Behörden voll die neuen Technologien und Methoden berücksichtigen, die sich als geeignet erwiesen haben, die Schädigungen der Betonbauwerke zu diagnostizieren und zu beurteilen. In diesem Bericht wird der Akzent auf die Beschreibung an Ort und Stelle anwendbarer Techniken gelegt, welche in den früheren Berichten nicht enthalten waren, sowie auf das Studium ihrer Zweckbestimmungen, Anwendungsgebiete, Zuverlässigkeit und Deutung.

Die Abnahme der Tragfähigkeit der Strassenbrücken, die sich im Zustand der Schädigung befinden, ist ein sehr wichtiges Problem, das nicht völlig berücksichtigt oder erfasst wird. Versuche in Originalgrösse an Bauwerken können eine Methode sein, um dem Problem näherzukommen, aber die Techniken und Verfahren wie auch die Ueberwachung der Belastungsversuche in Originalgrösse sind sehr kostspielig und schwierig. Kapitel IV behandelt die wichtigsten Aspekte dieser Art von Versuchen.

Technologie und Sachkunde hinsichtlich Dauerhaftigkeit

Die wissenschaftlichen Kenntnisse, die Technologie und die Materialien zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Betonbauwerke und ihrer Bauteile werden ständig verbessert oder auf den neusten Stand gebracht. Kapitel V untersucht eine Reihe von Techniken, die heute zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton zur Verfügung stehen. Die Gesichtspunkte der Dauerhaftigkeit beim Entwurf und bei der Bauausführung - von den Einzelheiten selbst bis zur passenden Betonrezeptur und zu den Nachbehandlungsverfahren nach dem Einbringen des Betons - werden untersucht. Dies stellt eine ziemlich vollständige Grundlage für künftige Tätigkeiten und Normen im Hinblick auf eine erhöhte Dauerhaftigkeit dar.

Die Instandstellung der Brücken, die sich im Zustand der Schädigung befinden, ist ein anderes Problem, das ständig Vorrang erfordert. In diesem Bericht wurden daher die neusten Informationen gesammelt, zusätzlich zu den Arbeiten, welche schon für die früheren OECD-Studien aus-

geführt worden waren; Erfahrungen mit neuen Elementen wie der kathodische Schutz von Stahlbeton, sowie Techniken wie die Nachinjektion von Vorspannkabeln werden beurteilt, unter Bezugnahme auf zahlreiche Studien und Forschungsprojekte.

Verwaltungsstrategien

Es handelt sich um ein neues Problem, das technologische und wirtschaftliche Ueberlegungen einschliesst. Im Kapitel VI wurde daher versucht, politische Grundsätze für ein gleichzeitig wirkungsvolles und durchführbares Konzept der Technologie der Dauerhaftigkeit zu formulieren; die Annäherung ist auf die verschiedenen Gesichtspunkte technischer Natur und im Hinblick auf die Verwaltung ausgerichtet, die es zu berücksichtigen gilt, einschliesslich der Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Brücken als Kernproblem. Bei der Neubeurteilung der strukturellen Zuverlässigkeit von Kunstbauten, die sich im Zustand der Schädigung befinden, muss die Aufmerksamkeit auf die fundamentalen Probleme ausgerichtet sein; daher werden mögliche Handlungswege aufgezeigt, um die Zuverlässigkeitsmodelle in Richtung einer probabilistischen Behandlung zu verbessern. Die Studie untersucht auch die Möglichkeiten, Schädigungen und deren Umfang vorherzusehen, und sie unterstreicht die Wichtigkeit der Vorhersage künftiger funktioneller Anforderungen wie steigende Verkehrslasten und die Forderungen nach Veränderung des Transportes, welche alle in eine umfassende Verwaltungspolitik einfliessen müssen.

Wirtschaftliche Ueberlegungen im Bereich der Bauwerksverwaltung werden ebenfalls auf die gleiche Art berücksichtigt, wie dies in früheren Berichten der OECD getan wurde, einschliesslich spezifischer Richtlinien für die Entscheidungen, welche Massnahmen zu ergreifen seien. Dennoch ist es notwendig, weitere politische Forschungen zu betreiben, bevor breiter anwendbare Rahmen der Verwaltung aufgezeigt werden können.

Künftige Forschungs- und Entwicklungsaufgaben

Die langfristigen Absichten haben ein doppeltes Ziel, nämlich eine Technologie der Dauerhaftigkeit für Entwurf und Ausführung der Strassenbrücken aus Beton festzulegen sowie Methoden und Analysemittel zu erarbeiten, welche die Lebensdauer bestehender Bauwerke verlängern helfen.

Die Bedürfnisse für Forschung und Entwicklung sind - trotz bedeutender Projekte aus jüngster Zeit - auf der ganzen Welt beträchtlich.

Wichtigste Schlussfolgerungen

Die Komplexität der mit der Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton verbundenen Probleme ist erkannt, wenn man einsieht, dass es sich nicht nur um ein technisches oder wissenschaftliches, sondern ganz sicher auch um ein sozio-ökonomisches Problem handelt, in welchem die künftige Politik in Sachen Dauerhaftigkeit einen integralen Bestandteil der Verkehrspolitik und der ganzheitlichen Verwaltung der Infrastrukturen darstellt.

Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG	15
1.1 Phänomene der Dauerhaftigkeit	15
1.2 Wirtschaftliche Probleme	16
1.3 Aufgaben der Gruppe	18
1.4 Zielsetzungen des Berichtes	18
2. DERZEITIGE SITUATION IN DEN OECD-LÄNDERN	21
2.1 Bestand an Kunstbauten	21
2.2 Strassennetz und Schwerverkehr	22
2.3 Zuverlässigkeit der Betonbrücken	23
2.4 Die häufigsten Schädigungen und ihre Ursachen	23
2.5 Unterhalt und Verwaltungspolitik	32
2.5.1 Inspektionen	32
2.5.2 Unterhalt, Reparaturen, Verstärkungen	32
3. ANALYSE DER ZERSTÖRUNGSURSACHEN UND -MECHANISMEN	35
3.1 Zerstörung der Baustoffe Beton und Stahl	35
3.1.1 Allgemeines	35
3.1.2 Hauptursachen der Schädigungen	35
3.1.3 Schädigungen inneren Ursprungs	37
3.1.4 Schädigungen äusseren Ursprungs	40
3.1.5 Stahlkorrosion	45
3.2 Schädigung der Ausrüstungsteile der Brücken	50
3.2.1 Allgemeines	52
3.2.2 Fahrbahnbeläge - bituminöser Beton oder vom Bauwerk unabhängiger Zementbe- ton	52

3.2.3	Deckschichten	54
3.2.4	Spezifische Abdichtungsschichten	55
3.2.5	Beläge und Abdichtung von Zonen ausserhalb der Fahrbahn (Gehweg und Mittelstreifen)	57
3.2.6	Schutz der Flächen anderer Betonelemente	58
3.2.7	Gesimse und Sockel	59
3.2.8	Sicherheitsvorrichtungen	60
3.2.9	Entwässerungssysteme	61
3.2.10	Verschiedene vom Bauwerk gestützte Leitungen	62
3.2.11	Lagerkörper	62
3.2.12	Dilatationsfugen	64
4.	METHODEN DER DIAGNOSE DER SCHÄDIGUNGEN	71
4.1	Grundsätze	71
4.2	Visuelle Inspektion	72
4.3	Messung der Rissentwicklung	72
4.4	Inspektion des Innern von Hohlräumen	72
4.5	Abschätzung der Betoneigenschaften	72
4.6	Abklopfmethoden	73
4.7	Ultraschall-Methoden	73
4.8	Elektrische Methoden	77
4.8.1	Widerstandsmessungen	77
4.8.2	Potentialmessungen	79
4.9	Magnetische Methoden	79
4.9.1	Untersuchung durch Pachometer	79
4.10	Chemische Methoden	80
4.10.1	Karbonatisierungsmessung	80

4.10.2	Gehalt an Chlorionen	80
4.11	Röntgenaufnahmen	81
4.12	Thermografie	82
4.13	Radar	83
4.14	Luftdurchlässigkeit	85
4.15	Vergleich der Untersuchungsmethoden	86
4.16	Versuche in natürlicher Grösse an Bauwerken	87
4.16.1	Belastungsproben	87
4.16.2	Änderungen der geometrischen Merkmale	90
4.16.3	Reaktion auf Schwingungen	91
5.	TECHNIKEN ZUR VERBESSERUNG DER DAUERHAFTIGKEIT	97
5.1	Die Dauerhaftigkeit beim Entwurf und bei der Ausführung	97
5.1.1	Leitsätze für den Entwurf	97
5.1.2	Leitsätze für die Ausführung	99
5.1.3	Die Bewehrung	108
5.1.4	Rissbildung	110
5.1.5	Abdichtung und Entwässerung	111
5.1.6	Fugen und Lagerkörper	112
5.1.7	Qualitätskontrolle	113
5.1.8	Zusammenfassung	114
5.2	Instandsetzungstechniken	115
5.2.1	Allgemeines	115
5.2.2	Entfernung des geschädigten Betons	116
5.2.3	Einbringen des Reparaturmaterials und der Bewehrung	117
5.2.4	Rissinjektion	119

5.2.5	Verhütung der Korrosion der Bewehrungen	119
5.2.6	Kathodischer Schutz	120
5.2.7	Nachverpressen von Kabelhüllrohren	123
5.3	Verstärkungstechniken	123
5.3.1	Biegewiderstand	123
5.3.2	Schubwiderstand	124
6.	FORMULIERUNG DER GRUNDSÄTZE EINER POLITIK DER TECHNOLOGIE DER DAUERHAFTIGKEIT	129
6.1	Bestimmung der Tragfähigkeit	129
6.1.1	Notwendigkeit der Neubeurteilung der Tragfähigkeit	129
6.1.2	Probleme im Zusammenhang mit der Neubeurteilung der strukturellen Zuverläss- igkeit	130
6.1.3	Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus	131
6.2	Bestimmung des Schädigungsgrades	133
6.3	Vorhersage und Kontrolle der künftigen funktionellen Erfordernisse	133
6.4	Wirtschaftliche Ueberlegungen	134
6.5	Richtlinien für Entscheidungen zu einer technischen Handlung	135
7.	EMPFEHLUNGEN FÜR FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG	139
7.1	Allgemeine Zielsetzungen	139
7.2	Rahmen der Forschung und Entwicklung	141
7.2.1	Schadenmechanismen	141
7.2.2	Test und Diagnose	142
7.2.3	Abschätzung der Festigkeit	142
7.2.4	Verhütung der Schädigung	143
7.2.5	Technologie der Reparaturen	143
7.2.6	Wirtschaftlichkeit und Verwaltung	144

Kapitel I

1. EINLEITUNG

1.1 Phänomene der Dauerhaftigkeit

Die ersten Betonbrücken wurden vor über 100 Jahren bei der Einführung eines neuen Baustoffes, des "Eisenbetons", erstellt. Dieser hat sich im Brückenbau rasch durchgesetzt, und eine Vielzahl von Kunstbauten wurde beim Anlegen der ersten Generation von Strassennetzen, vor und nach dem 1. Weltkrieg, in Beton ausgeführt. Wie wir heute wissen, schwankt die Dauerhaftigkeit dieser Bauwerke sehr stark, weil die Betontechnologie noch nicht genügend beherrscht oder nicht so sorgfältig angewandt wurde, wie erforderlich gewesen wäre. Zudem werden die Konsequenzen unzureichender Qualität bei Bauten aus Beton erst nach mehreren Jahren des Betriebes offenbar. Die weitverbreitete Anwendung des Spannbetons im Brückenbau in den 50er Jahren hat dann dem Problem eine neue Dimension gegeben, da die hochbeanspruchten Bauwerke nicht immer mit genügend Rücksicht auf ihre Dauerhaftigkeit konzipiert und ausgeführt wurden.

Nach dem 2. Weltkrieg hat sich die Bautätigkeit im Sektor Kunstbauten intensiviert, insbesondere mit dem Schub im Autobahnbau. Im Lauf der nachfolgenden Jahre hat sich der Brückenbau dermassen beschleunigt, dass die technischen Kapazitäten und die praktische Sachkunde häufig überschritten wurden, wenn man den Stand der Technik des Baustoffes Beton zu dieser Zeit berücksichtigt. Die Forschung setzte ihre Kräfte in Richtung Fortschritt bei den Bauwerken ein, während der Beton als Baustoff von Natur aus als dauerhaft betrachtet wurde. Die Brückeningenieure wandten eine Betontechnologie an, die oft nicht angepasst oder weniger fortgeschritten war als die Konzepte der Bauwerke, die vom architektonischen und funktionellen Standpunkt aus gesehen viel ausgeklügelter waren. Die notwendige Anpassung der Betontechnologie an neue und fortschrittlichere Ausführungsmethoden und der Zugriff zu neuen Arten von Baumaterialien begannen erst, nachdem sich die Konsequenzen einer ungenügenden Dauerhaftigkeit offenbart hatten.

Man kann die allgemeine Situation in den OECD-Ländern so beschreiben, obwohl die Bedingungen von einem Land zum anderen verschieden sind. Dies unterstreicht auch die allgemeine Erfahrung, wonach die Qualität und Lebensdauer der Bauwerke eine Funktion der im Moment ihres Entwurfes und ihrer Ausführung zur Verfügung stehenden Technologie sowie, in einem gewissen Mass, des wirtschaftlichen Umfeldes und der verfügbaren Geldmittel ist.

Man findet viele Ursachen und Faktoren, welche die Dauerhaftigkeit und die Qualität des Brückenbestandes beeinflussen. Beim Entwurf und bei der Ausführung beispielsweise hatte man die Tendenz, eine hohe Betonfestigkeit zu erreichen, indem man mehr Zement als nötig verwendete. Auf der Baustelle wurde dann der Prozentsatz der Feianteile erhöht, um die Verarbeitbarkeit des Beton zu verbessern. Die höhere Leistungsfähigkeit der Ausführungsmethoden führte zur Forderung nach einer schnelleren Nachbehandlung des Betons, um die teuren Baugeräte schneller wiederverwenden zu können. In zahlreichen Ländern wurde diese Forderung durch Verwendung von schnellhärtendem Zement erfüllt. Die gesteckten Ziele wurden erreicht, jedoch um den Preis von Rissen in den neu erstellten Betonbauten.

Diese Risse beunruhigten niemanden, da die Berechnungen der Bauwerke gerissenen Beton voraussetzten, aber sie gaben später den Weg frei für das Eindringen von Wasser und chemischen Auftaumitteln, was zur Korrosion der Bewehrung, zu Schäden durch Frost/Auftauen und zu chemischen Angriffen führte. Im übrigen kann selbst ein gut verdichteter Beton durchlässig sein, so dass Korrosion (Eindringen von Chloriden) infolge des hohen Gehaltes an Zement, Sand und Wasser die Folge war, während die zwar normgemässe, aber doch minimale Ueberdeckung der Bewehrung nur ungenügenden Schutz gegen das Eindringen der Chloride und die Karbonatisierung boten.

Schliesslich muss man erwähnen, dass die Zunahme des Verkehrsvolumens und der Verkehrslasten in Verbindung mit dem intensiven Gebrauch chemischer Auftaumittel schwere Schäden an allen Strassenbrücken aus Beton verursacht hat, ausgenommen an den am besten konzipierten und ausgeführten.

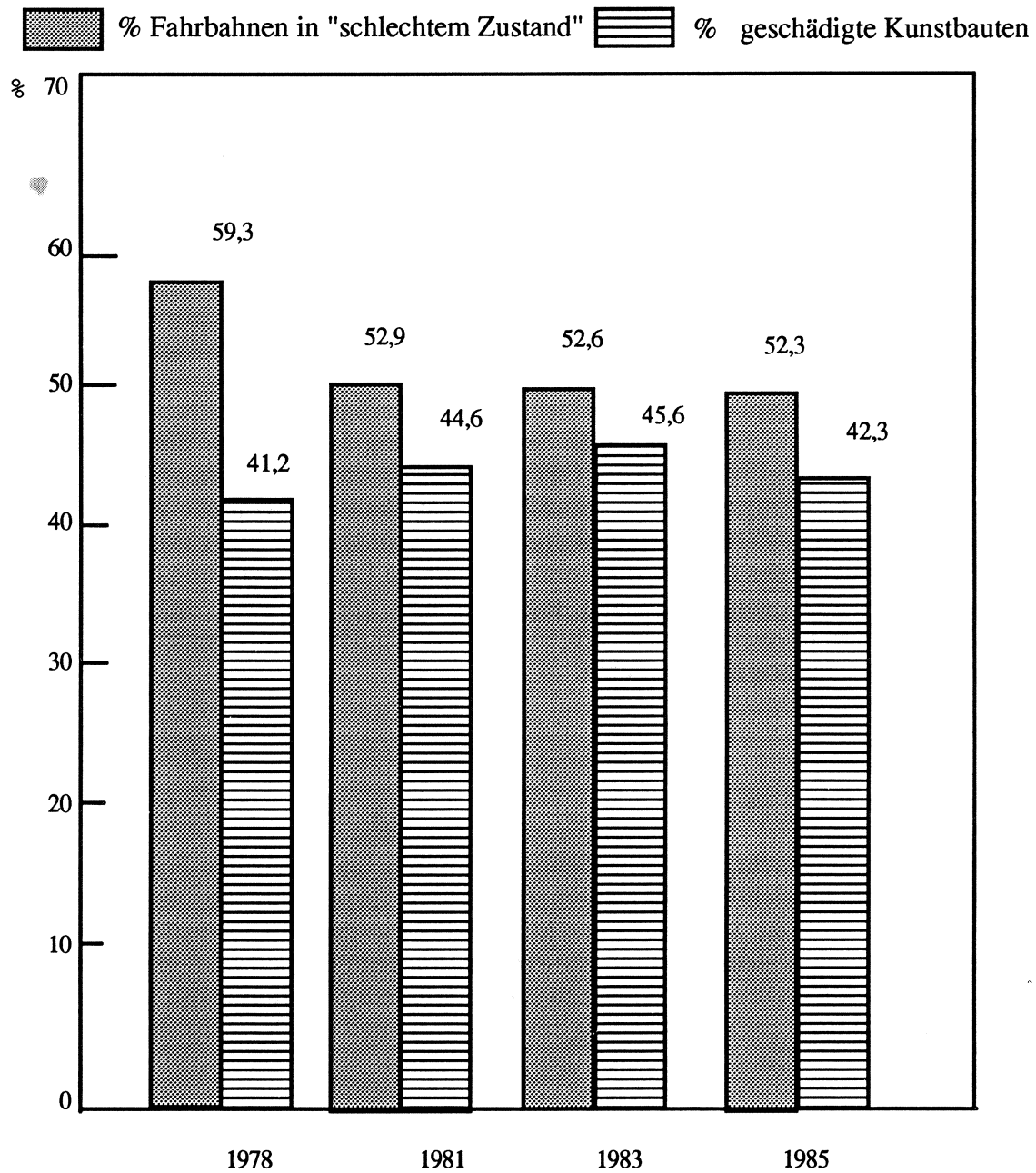
1.2 Wirtschaftliche Probleme

Die Dauerhaftigkeit von Betonbrücken ist für viele Amtsstellen, die für Strassen und Brücken verantwortlich sind, für Unternehmer, Ingenieurbüros, Forscher und Volkswirtschaftler des Strassenverkehrs Anlass zu grosser Besorgnis. Die Frage der Dauerhaftigkeit darf nicht als rein technisches, sondern muss als technisch-wirtschaftliches Problem betrachtet werden.

In den Ländern der OECD hat der Autobahnverkehr rasch zugenommen, ohne entsprechende Erhöhung der Geldmittel für die Strassen, insbesondere wenn man den Einfluss der Inflation in Rechnung stellt. In der Mehrheit der OECD-Länder bleibt der Zustand des Strassennetzes und seiner Kunstbauten stabil, mitunter verschlechtert er sich. Abbildung 1.1 stellt diese Situation für die USA dar, wo trotz einer starken Erhöhung der Bundesbudgets in den 80er Jahren das Strassennetz eher in einem stationären Zustand verbleibt als sich zu verbessern, und wo mehr als vier von zehn Brücken schadhaft sind und dies sogar bei einem jährlichen Programm für die Kunstbauten von 3 Mia. US\$ (1).

Abbildung 1.1

Schätzung des Prozentsatzes geschädigter Fahrbahnen und Kunstbauten in den USA



1.3 Aufgaben der Gruppe

Eine der fundamentalen Bedingungen für die Entwicklung einer langfristigen und sich auszahlenden Forschung über die Dauerhaftigkeit des Betons ist die, dass man über eine Dauerhaftigkeitstechnologie verfügt, welche neben den rein technischen Gesichtspunkten des Betons auch die Politik des Unterhaltes, die auf die erwartete Lebensdauer ausgerichteten Berechnungsannahmen, die allgemeine Konzeption des Bauwerkes und seine Ausführung abdeckt. Man muss also dieses komplexe Problem unter verschiedenen Gesichtspunkten angehen:

- Entwurf und Ausführung der Brücke
- Technologie der Baustoffe
- Erwartete Lebensdauer und Unterhaltsstrategie
- Tendenzen des Verkehrs und der Lasten
- Auswirkungen auf die Umwelt
- Befahrbarkeit, Sicherheit und Zuverlässigkeit
- Wirtschaftlichkeit.

Ausser den elementaren konzeptionellen Aspekten der Dauerhaftigkeit im weiteren Sinn besteht ein offenkundiges Bedürfnis am Austausch und an der Verbreitung der Resultate der von zahlreichen Versuchsanstalten in den Mitgliedländern der OECD durchgeführten technischen Forschungen über Teilbereiche wie die Rissbildung, die durch verschiedene physikalisch-chemische Wirkstoffe hervorgerufenen Zustandsverschlechterungen, die Alterung, die mechanischen Auswirkungen des rheologischen Langzeitverhaltens des Betons, die Fortdauer und die Langzeitwirkung der Vorspannung und der verschiedenen Vorspannsysteme und -techniken usw. Diese internationale Studie wird es ermöglichen, die neusten Erkenntnisse zu verbreiten und die laufenden nationalen Forschungsprogramme zu verstärken oder neu zu orientieren.

1.4 Zielsetzungen des Berichtes

In diesem Bericht wird versucht, die vorhandenen Kenntnisse und laufenden Forschungsarbeiten auf alle Gesichtspunkte hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Strassenbrücken aus Beton zu beurteilen und zuhanden der für die Strassen in den Mitgliedländern der OECD zuständigen Behörden eine Politik zu formulieren, welche den Eigentümern der Brücken erlauben wird, einen besseren Gebrauch der vorhandenen Brücken zu machen sowie eine grössere Dauerhaftigkeit und Lebensdauer für neue Brückenbauten zu erreichen, indem beim Entwurf und bei der Ausführung die fortgeschrittensten Techniken der Dauerhaftigkeit angewandt werden.

Dieser Bericht behandelt folgende Interessensgebiete:

Das Kapitel II gibt einen Ueberblick über die derzeitige Situation in den Mitgliedländern der OECD, indem es das aktuelle Niveau der Befahrbarkeit und der Sicherheit der Bauwerke und die derzeitigen Tendenzen des Verkehrs und der Belastungen auf den Brücken beschreibt. Es skizziert im weiteren die derzeitige Politik der Verwaltung des Unterhaltes.

Das Kapitel III enthält eine Analyse der Ursachen und Mechanismen der Schädigung der Strassenbrücken aus Beton. Es beschreibt die heutigen Kenntnisse bezüglich Verfallmechanismen des Brückenbetons, einschliesslich der Korrosionsprobleme der Bewehrung.

Das Kapitel IV stellt die heute bekannten Methoden der Diagnose und Beurteilung der Zustandsverschlechterung von Strassenbrücken aus Beton vor.

Im Kapitel V wird versucht, einen Gesamtüberblick der heute verfügbaren Techniken zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit anzubieten, hierzu werden die interessantesten Methoden der Instandstellung und Verstärkung beschrieben und Massnahmen angeregt, die beim Entwurf und beim Bau neuer Bauwerke ergriffen werden sollten, um künftig den Brücken einen hohen Grad an Dauerhaftigkeit zu sichern.

Das Kapitel VI macht Anregungen zu Prinzipien einer Politik, welche durch die verschiedenen, für die Kunstbauten verantwortlichen Verwaltungen zu ergreifen ist, um zu einer Technologie der Dauerhaftigkeit zu gelangen. Probleme wie die Bestimmung der Tragfähigkeiten und der Rhythmus der Schädigung werden untersucht, während bezüglich der Prinzipien der Wirtschaftlichkeit und Verwaltung Richtlinien angegeben werden.

Das Kapitel VII befasst sich mit Forschungs- und Entwicklungspolitik, die den für die Brücken zuständigen Behörden und den Forschungsinstituten, die durch die Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton betroffen sind, empfohlen werden können.

LITERATURVERZEICHNIS

1. LAMM, LP. Discours prononcé lors du Séminaire pour le 20ème Anniversaire du Programme de Recherche en matière de Routes et de Transports Routiers. Paris, mars 1988. (Vortrag am Seminar zum 20jährigen Bestehen des Forschungsprogramms in Sachen Strassen und Strassenverkehr. Paris, März 1988.)

Kapitel II

2. DERZEITIGE SITUATION IN DEN OECD-LÄNDERN

1986 wurde unter den Mitgliedsländern der OECD eine Umfrage veranstaltet, um eine Bilanz über die derzeitige Situation der Strassenbrücken aus Beton und deren wichtigsten Probleme, Bedürfnisse und Mängel, zu ziehen. Die nachfolgenden Angaben stammen aus 14 Ländern Nordamerikas und Europas, aus Japan und Australien. Diese Länder weisen eine Gesamtfläche von 18,5 Mio. km² und eine Bevölkerung von 692 Mio. Menschen auf.

2.1 Bestand an Kunstbauten

Die Tabelle 2.1 vereinigt die wichtigsten Informationen aus den fünf betrachteten geographischen Regionen:

- Nordamerika
USA, Kanada (Provinzen Ontario, Saskatchewan, Neu-Schottland, Neufundland)
- Japan
- Australien (Provinzen Queensland, Victoria, Westaustralien, Südaustralien)
- Europa A*)
Deutschland, Belgien, Dänemark, Finnland, Norwegen, Niederlande, Schweden, Schweiz
- Europa B
Spanien, Frankreich, Italien, Türkei

*) Nord- und Mitteleuropa

Tabelle 2.1

Allgemeine Statistiken über die Kunstbauten

	Europa " A "	Europa " B "	Japan	Australien	Nordamerika	Total oder Mittel
Anzahl der betroffenen Brücken *)	60'160	39'946	97'539	12'952	591'678	802'275
Prozentualer Anteil an Stahlbetonbrücken	48,5	35,0	25,2	16,3	39,3	32,8
Prozentualer Anteil an Spannbetonbrücken	36,5	20,0	29,1	71,6	11,0	16,5
Mittleres Alter im Jahr 1985 (Jahre)	21	26	18	24	29	26,8
Durchschnittlicher Preis im Jahr 1985 (US\$/m ² Brückenfläche)	874	508	900	511	582	637,8

*) Nicht alle Mitgliedsländer der OECD haben auf die Umfrage geantwortet, und bei jenen, die geantwortet haben, umfassen die gelieferten Angaben nicht immer alle Brücken des betreffenden Landes.

Die Umfrage betrifft rund 800'000 Brücken von mindestens 5 m Länge. Die "Durchschnittsbrücke" hatte 1985 ein Alter von 27 Jahren, einen Ersatzwert von US\$ 640.-- pro m² Brückenfläche und eine Fläche von 615 m². Rund 40 % haben einen Ueberbau aus Stahlbeton, ca. 15 % einen aus Spannbeton.

2.2 Strassennetz und Schwerverkehr

Die gesamte Länge des von der Umfrage erfassten Strassennetzes mit den 800'000 Brücken beträgt 7,1 Mio. km; daraus berechnet sich ein mittlerer Abstand zwischen den Kunstbauten von rund 9 km. Diese Distanz variiert natürlich erheblich von einem Land zum anderen oder zwischen einer ländlichen und einer städtischen Gegend.

Obwohl die gesetzliche Höchstlast von Land zu Land schwankt (siehe Tabelle 2.2), stellt man eine gewisse Tendenz zur Vereinheitlichung fest. Die Fortentwicklung der Lasten führt in vielen Ländern zu einer höheren Beanspruchung der Brücken. Ferner steigt die Dichte des Schwerverkehrs im Mittel um 3 % pro Jahr.

In Europa und Australien steigt das Gesamtgewicht der Fahrzeuge, obwohl sich die Achslast stabilisiert. Das bedeutet eine Erhöhung der Anzahl Achsen pro Fahrzeug und ihres Verbandes (Zwillings- und Drillingsachsen). Diese Entwicklung ist auch für die Brücken nachteilig, vor allem infolge der lokalen Belastung und der Ermüdung.

Tabelle 2.2

Gesetzliche Höchstlasten und Geschwindigkeit des Schwerverkehrs

	Gesamte Bandbreite	Werte pro Region und eventuelle Tendenzen				
		Europa	Japan	Australien	USA	Kanada
Fahrzeug (t)	20-63	40/50*)	34	42	36,4	50/63,5*)
Achse (t)	6-13	10/13	10	6/9	9	9/10
Zwillingsachse (t)	9-21	11/21	20	9/16,5	15,5	16/20
Drillingsachse (t)	19-27	27		20	19,1	27
Geschwindigkeit (km/h)	50-100					

*) im Steigen begriffen

2.3 Zuverlässigkeit der Betonbrücken

Gemäss den Angaben von 8 Ländern, die 92 % der durch die Umfrage erfassten Brücken verwalten, stellen die Sicherheit, die Zuverlässigkeit und die Funktionstüchtigkeit der Betonbrücken einen wichtigen Gesichtspunkt in der Verwaltung des Strassennetzes dar.

Die wichtigsten Elemente in abnehmender Rangordnung sind:

- Technische Probleme
- Finanzielle Probleme
- Störungen des Verkehrs
- Einflüsse politischer Art.

Andere Gesichtspunkte werden auch erwähnt, wie Ausbildung des Ausführungs- und Kontrollpersonals, rechtliche Gesichtspunkte (Verantwortlichkeit, Garantien), Motivation für die Verwaltung, Anliegen in Sachen Ökologie.

2.4 Die häufigsten Schädigungen und ihre Ursachen

Tabelle 2.3 informiert über die häufigsten Schädigungen und ihre Ursachen, mit Angabe der Häufigkeit des Auftretens und der Beziehungen Ursachen/Mängel.

Die Korrosion der Bewehrung von Stahlbeton stellt den häufigsten Mangel bei Betonbauten dar. Sie führt zu einer Querschnittsverminderung mit Spannungsvergrösserung, aber auch zu Abplatzungen des Betons und einer erneuten Verschlechterung des Schutzes (Foto 1).

Die gut mit Beton oder Mörtel umhüllten Bewehrungen sind auf natürliche Weise geschützt, dank der basischen Umgebung. Drei Hauptfaktoren können diesen günstigen Zustand beeinträchtigen:

- Die Karbonatisierung durch das CO₂ der Luft vermindert den pH-Wert des Betons und damit seine schützende Wirkung.
- Risse oder Verdichtungsmängel des schützenden Betons ermöglichen das Eindringen von aggressiven Stoffen wie Tausalzen und Sprühregen.
- Die ungenügende Dicke der Ueberdeckung.

Andere häufige Schäden sind die Risse (Foto 2), die in Betonzone auftreten, wo allzu grosse Zugspannungen herrschen; sie haben verschiedene Ursachen:

- Fehlende Bewehrung oder Vorspannung
- Ungünstiger Entwurf, ungeeignete Abmessungen
- Ueberbelastung des Bauwerkes
- Ausführungsmängel
- Schwinden
- Temperaturwirkungen
- Ungenügende Betonqualität.

Sind im Stahlbeton Risse mit geringer Oeffnungsweite harmlos und sogar unvermeidlich, beeinträchtigen weite Risse dagegen die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes.

Unter den physikalischen Erscheinungen, welche Einfluss auf die Brücken haben, müssen die Temperaturwirkungen und im speziellen die Frost/Auftau-Zyklen genannt werden. Obwohl der Beton relativ wenig frostempfindlich ist, kann man bei mittelmässiger Qualität und beim Kontakt mit Tausalzen Schädigungen feststellen.

Tabelle 2.3

Häufigste Schädigungen von Betonbrücken und deren Ursachen

Schädigungen		Bauwerke			Beton			Stahl		Stahl/Beton	Ausrüstung						
Häufigkeit **)	Wichtigkeit*)	Durchbiegung Ueberbau	Lagerbewegungen	Risse	Frost/Auftauen	Chloride/Sulfate	Oberflächenzustand	Korrosion Stahl	Korrosion Stahlbeton	Korrosion Stahl Spannbeton	Interaktive Schädigungen	Beläge	Abdichtungsschicht	Fahrbahnübergänge	Lager	Geländer Leitplanken	
		0	+	++	++	+	++	+++	+	+++	++	+	++	+	++	+	++
Ursachen																	
Entwurf	Unangepasst			2						x			x		x		
	Ungenügender Bewehrungsquerschnitt	5		1													
	Ungenügende Ueberdeckung																
	Ungenügender Betonquerschnitt																
	Ausführung/Baustoffe	3		4		3							x		x		
	Ausführung nicht nach Projekt																
	Ausführung nicht nach Normen																
	Ungenügende Betonqualität (Festigkeit/Verdichtung)	5	7			2	2	x	2		x	x					
	Schwinden		5														
	Ungenügende Ueberdeckung/Injektion	6															
Verkehr	Frostempfindlichkeit	10			1				3	x							
	Karbonatisierung																
	Alkali-Silika-Reaktionen	8		8					3	x							
	Überbelastung	7		3								3					x
Umwelt	Ermüdung	8												x	x		
	Unfälle/Zusammenstöße																
	- Regenwasser	6															
	- ungenügender Schutz	10															
	- ungenügender Abfluss	8				4			4	x	x						
	- Ueberschneemung/Unterspülung	9	2														
	- Erdbeben	9															
	- Wind																
	- Angriff	2															
	- Sprühregen/Meerwasser	1															
Unterhalt	- Tausalze	4		6	3	1				x	x			x			
	- Temperaturwirkungen																
		7						x				1			x		
Anderes	Abnutzung																
	Setzungen des Bodens	10	1									2		x		x	
Graffiti																	

*) Wichtigkeit der Ursachen: 1, 2, 3, in abnehmender Wichtigkeitsstufe in jeder Kolonne

**) Häufigkeit der Schädigungen: 0 = Nichts oder Ausnahmefälle; + = Häufige Fälle >10 % <50 %; ++ = Sehr häufige Fälle > 50 % der untersuchten Brücken
x = Nicht klassifizierte Ursache infolge fehlender Angaben



Foto 1

Korrosion der Bewehrung

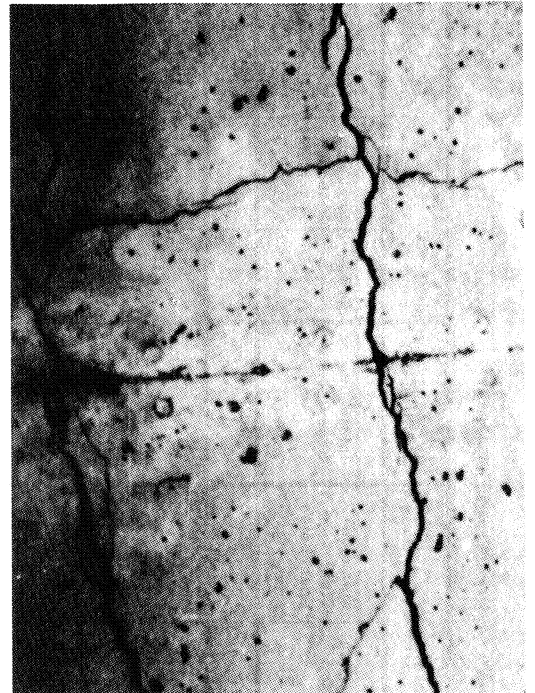


Foto 2

Risse

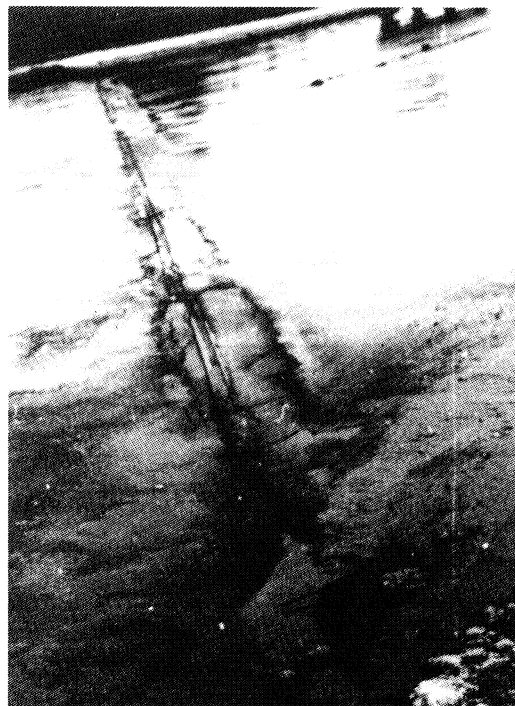


Foto 3

Schädigung der Fahrbahnübergänge

Den Ausrüstungsteilen wird nicht immer genügend Aufmerksamkeit geschenkt. Insbesondere lassen das Funktionieren, die Befestigung, die Eignung der Baustoffe und die Dichtigkeit der Fahrbahnübergänge zu wünschen übrig (Foto 3). Man muss wissen, dass diese Ausrüstungsteile, die sehr strengen Anforderungen genügen müssen (Festigkeit, Biegsamkeit, Dichtigkeit), Wirkungen und Angriffen ausgesetzt sind, deren Intensität und Kombination im Bauwesen nur selten auftreten (dynamische Wirkungen, Schläge, Ermüdung, Abnutzung, chemischer Angriff durch Wasser und Salze, physikalischer Angriff durch Schmutz und Splitt). Geländer und Leitplanken werden durch Rost und Stösse der Fahrzeuge bei Unfällen beschädigt (Foto 4).

Im weiteren werden die Betonoberflächen durch Verschmutzungen, Graffiti, Wasserstreifen, Moos und abgebröckelte Farbe beeinträchtigt (Fotos 5 und 6). Diese Verschmutzung durch die Umwelt ist übrigens nicht eine Eigentümlichkeit des Betons und beeinträchtigt das gute Verhalten der Bauwerke nicht.

Schliesslich sind noch einige andere Schädigungen, die von Zeit zu Zeit auftreten, aber wichtige Konsequenzen haben können, zu vermerken:

- Lagerbewegungen
- Chemischer Angriff auf der Oberfläche des Betons (Foto 7)
- Korrosion des Spannstahles (Foto 8)
- Schädigung der Abdichtung und der Lagerkörper (Foto 9).

Die wichtigsten Ursachen für Schädigungen der Betonbrücken können (in absteigender Rangordnung) wie folgt klassifiziert werden:

- Verseuchung durch Chloride (Tausalze, Sprühregen und Meerwasser)
- Angriff durch Sulfate
- Nicht projektgemässe Ausführung
- Temperaturwirkungen (Frost/Auftauen)
- Ungeeigneter Entwurf
- Ungenügende Abmessungen und Bewehrungen
- Ungenügende Betonqualität
- Ungenügende Ueberdeckung der Bewehrungen
- Ungenügender Schutz gegen Regenwasser
- Ueberbelastung
- Mangelhafter Unterhalt (Foto 10)
- Alkali-Silica-Reaktionen
- Ueberschwemmungen, Unterspülungen
- Ermüdung
- Erdbeben
- Ungenügende Entwässerung (Foto 11)

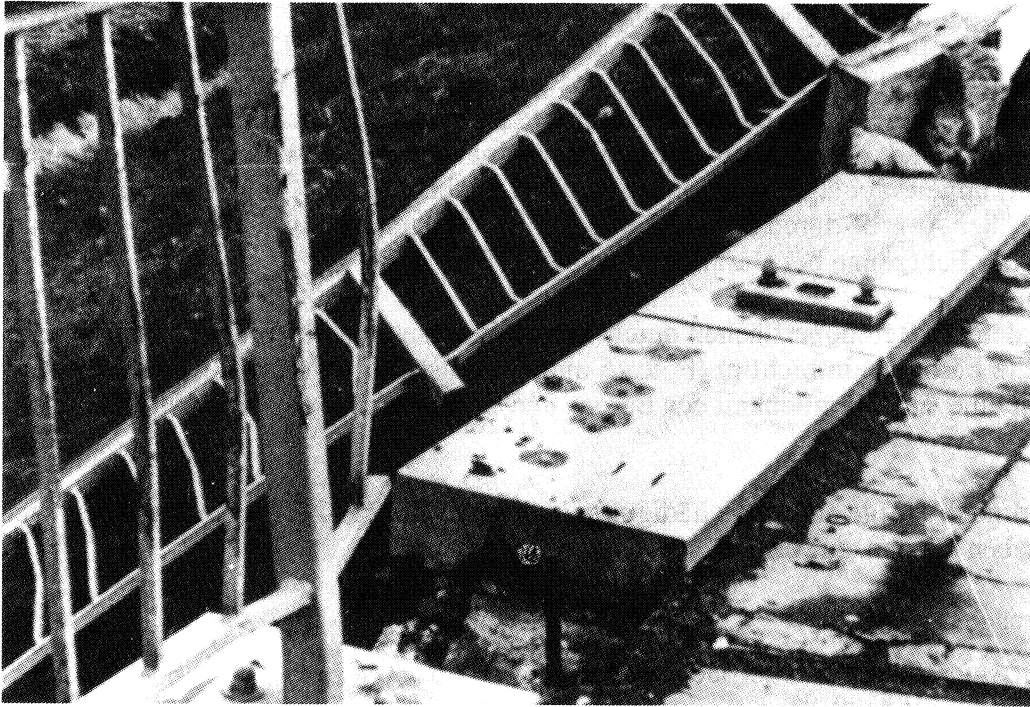


Foto 4

Beschädigung von Brückengeländern

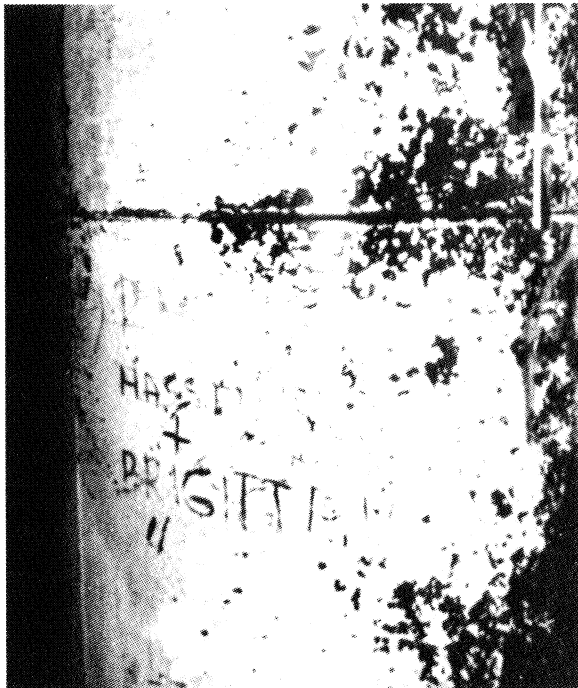


Foto 5

Beschädigung der Betonoberfläche

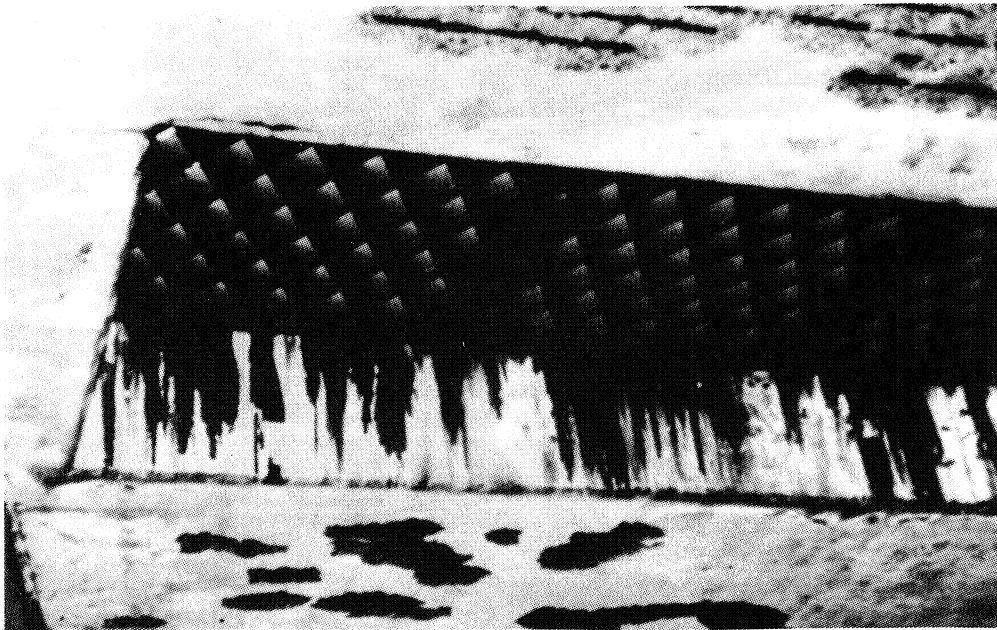


Foto 6

Beschädigung der Betonoberfläche

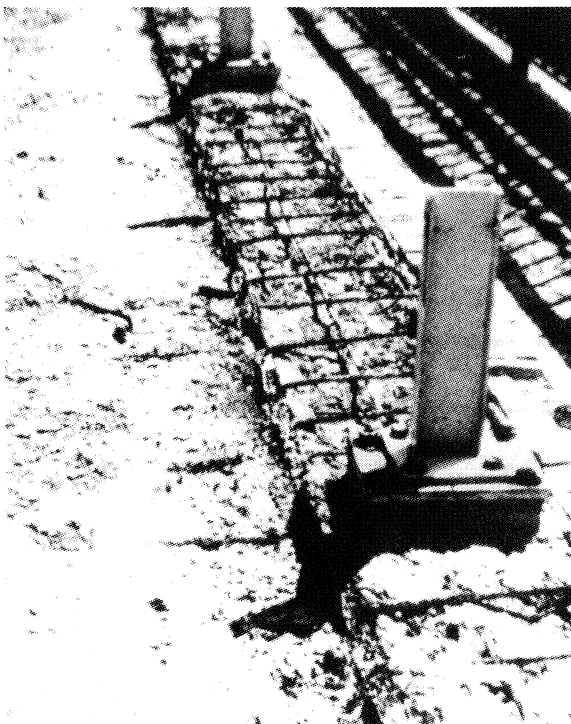


Foto 7

Chemischer Angriff auf die Betonoberfläche

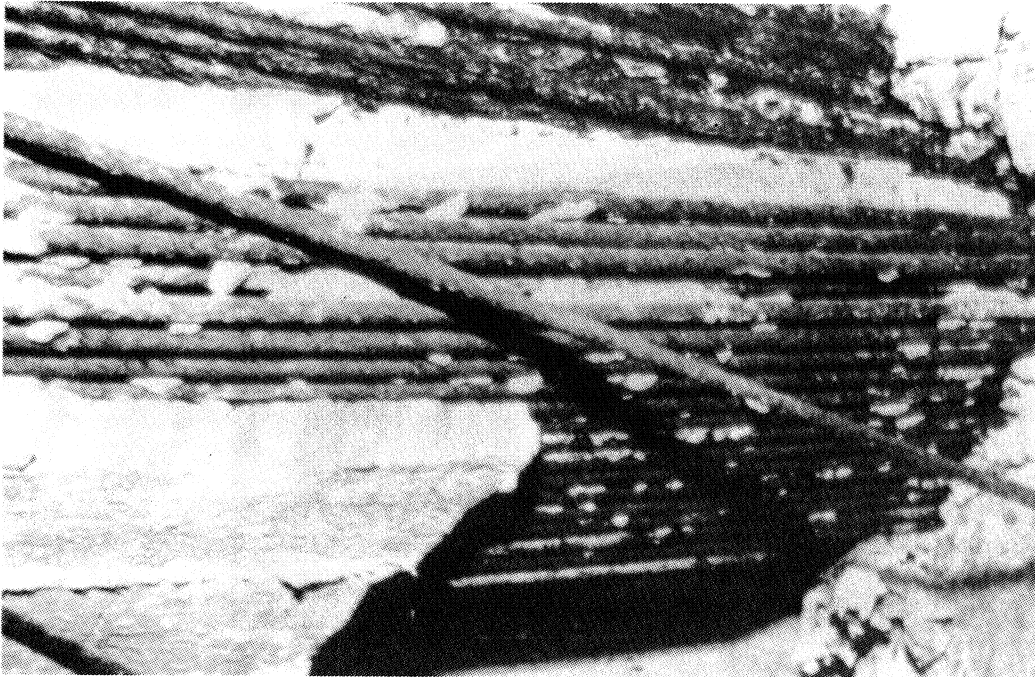


Foto 8

Korrosion des Spannstahles

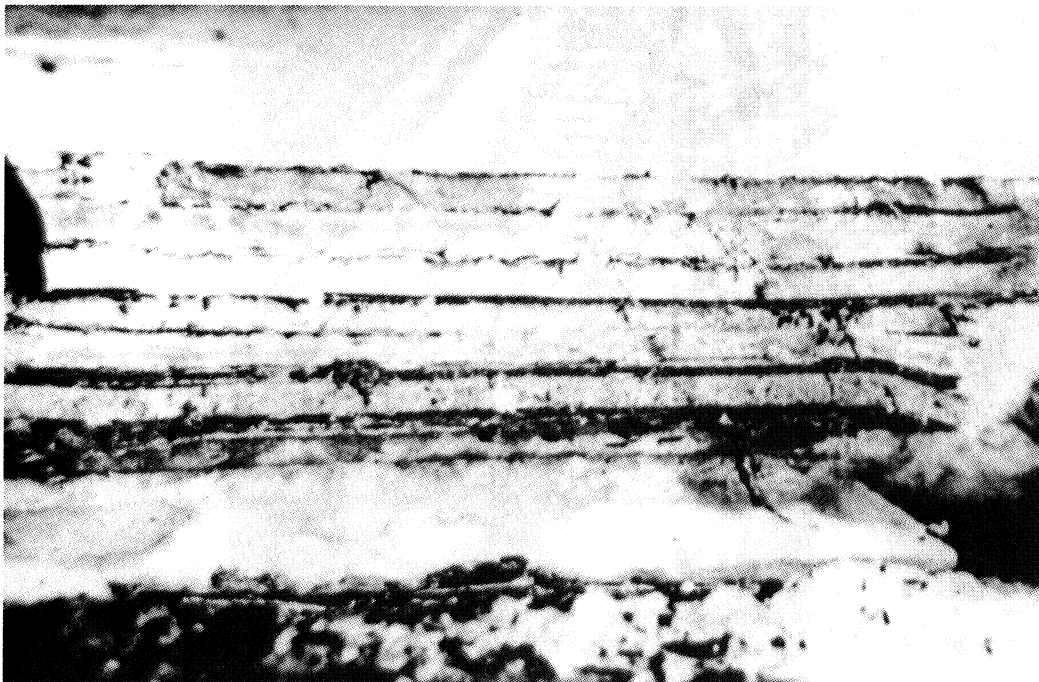


Foto 9

Beschädigung der Abdichtung und der Lagerkörper

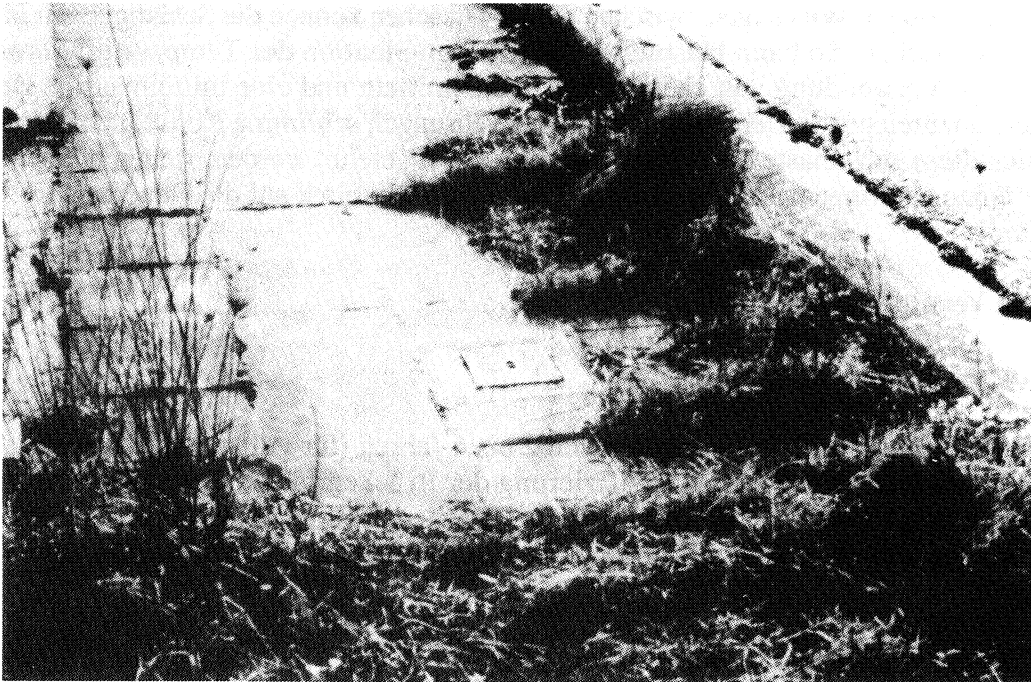


Foto 10

Mangelhafter Unterhalt

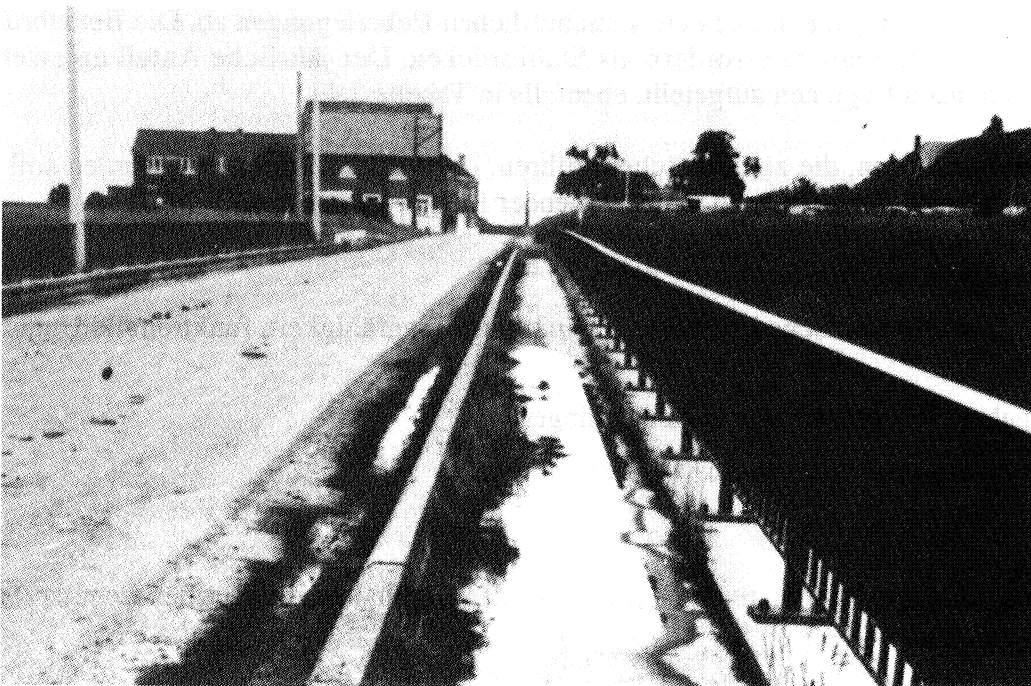


Foto 11

Ungenügende Entwässerung

Die vielfältigen gegenseitigen Wirkungen zwischen diesen Ursachen können die Schädigungen in sehr markanter Weise verstärken. So kann beispielsweise die Kombination der Temperaturwirkungen (Frost/Auftauen), die Verwendung von chemischen Auftaumitteln und eine mittelmässige Betonqualität sowie eine unzureichende Ueberdeckung der Bewehrungen schlimme Konsequenzen haben. Schliesslich stellen diese salzbelasteten Wässer, die schlecht abgeleitet werden, stehen bleiben oder in alle Zwischenräume eindringen, die aggressivste Substanz im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Betonbrücken dar.

2.5 Unterhalt und Verwaltungspolitik

2.5.1 Inspektionen

Die Brücken werden systematisch in Intervallen von 2 bis 6 Jahren (für vollständige Inspektionen) inspiziert. In gewissen Ländern ist eine Klassifizierung der Brücken für die Durchführung periodischer Inspektionen vorgesehen. Die berücksichtigten Kriterien sind die bei früheren Inspektionen festgestellten Schädigungen, das Verkehrsaufkommen, die Wichtigkeit des Bauwerkes sowie sein Typ und sein Alter.

2.5.2 Unterhalt, Reparaturen, Verstärkungen

2,1 % des aktualisierten Wertes des Bestandes werden im Mittel jährlich für Unterhalt, Reparatur und Verstärkung von Brücken aufgewendet. Dieser Wert wird stark durch den besonderen Fall USA beeinflusst, welche 83 % der betroffenen Brücken verwalten. Tabelle 2.4 gibt die Aufgliederung dieses Budgets nach Regionen wieder.

Die zur Bewahrung oder Wiederherstellung des Gebrauchsniveaus des Bestandes notwendigen Kredite hängen in starkem Masse von den besonderen Bedingungen in jedem Lande ab; sie hängen ebenfalls von den politischen Prioritäten und den wirtschaftlichen Ueberlegungen ab. Die Betonbrücken scheinen nicht mehr Unterhalt zu erfordern als Stahlbrücken. Der jährliche Anteil an ersetzten Brücken findet sich, nach Regionen aufgeteilt, ebenfalls in Tabelle 2.4.

Die bestimmenden Faktoren, die zum Entscheid führen, ob ein Bauwerk ersetzt werden soll statt es zu reparieren oder zu verstärken, sind in abnehmender Rangordnung:

- Kostenvergleich (Reparatur/Neubau > 50 bis 75 %)
- Strukturelle oder geometrische Probleme, verminderte Tragfähigkeit, funktionelle Unzulänglichkeiten
- Verkehrszunahme (Frequenz, Lasten, Abmessungen)
- Unsicherheit über den wirklichen Zustand des Bauwerkes
- Alter.

Obwohl schwierig zu quantifizieren, müssen soziale Kosten (Behinderungen für den Benützer) auch in Rechnung gestellt werden.

Allerdings existieren, nach der Erkenntnis der Gruppe, keine Programme zur Entscheidungshilfe, welche diese Elemente miteinander kombinieren.

Tabelle 2.4

Globale Statistiken über die Verwaltung von Brücken

	Europa "A"	Europa "B"	Japan	Australien	Nord-amerika
<u>Jährliche Ausgaben für Unterhalt, Reparatur, Verstärkung</u>					
Total (% des Kapitals für Ersatz)	0,6	1,5	1,8	0,25	2,5
Vorgesehen für 1990	1,0	-	-	-	2,5
<u>Jährlicher Anteil an Brücken-ersetzungen</u>					
in % der Brücken	0,3	0,5	-	1,1	1,2
Vorgesehen für 1990	0,4	-	-	1,1	1,1

Brücken sind fein gestaltete Bauwerke, die, zusätzlich zu den Gebrauchslasten, der Abnutzung und der Ermüdung, vielfältigen Angriffen ausgesetzt sind. Ihre Lebensdauer ist begrenzt, und sie bedürfen eines regelmässigen Unterhalts und eventueller Reparaturen. Die Erfahrung zeigt, dass die beobachteten Mängel im allgemeinen nicht einer einzigen Ursache zugeschrieben werden können, sondern das Resultat einer Kombination mehrerer ungünstiger Umstände sind.

Die Verwaltung stellt in Tat und Wahrheit ein grosses technisch-wirtschaftliches Problem dar, das noch oft auf empirische Weise gelöst wird. Was muss repariert werden, wann muss man reparieren, auf welche Budgetkosten muss man sich in den kommenden Jahren gefasst machen? Diese Fragen betreffen gleichzeitig die Wirtschaft, die Technik und die Statistiken. Sie rechtfertigen eine multidisziplinäre Studie, welche uns ein wirksames Mittel zur Entscheidungshilfe in die Hand geben sollte.

Kapitel III

3. ANALYSE DER ZERSTÖRUNGSURSACHEN UND -MECHANISMEN

3.1 Zerstörung der Baustoffe Beton und Stahl

3.1.1 Allgemeines

Praktisch alle Baumaterialien erleiden früher oder später unter dem Einfluss der Umwelt oder infolge Abnutzung, Belastung usw. Qualitätseinbussen (1, 2). Dies gilt auch für Beton und Bewehrungsstahl; Tragwerke aus Beton haben also stets eine beschränkte Gebrauchsdauer, d.h. einen Zeitabschnitt, in dessen Verlauf das Bauwerk seine Tragfunktion in befriedigender Weise erfüllt. Die Gebrauchsdauer kann in Funktion der Planung, Baustoffqualität, Ausführung, Schutzbehandlungen, Umwelteinflüsse und Lasten (3, 4) sowie der Qualität der Ueberwachung und des Unterhalts schwanken.

3.1.2 Hauptursachen der Schädigungen

Die Analyse der Schädigungen der Baustoffe, aus welchen Kunstbauten (Beton und Stahl) bestehen, lässt drei wesentliche Faktoren sichtbar werden:

- Die Qualität der Baustoffe selbst
- Die Aggressivität des Umweltmilieus
- Das Vorhandensein von Wasser oder Feuchtigkeit im Beton.

Daraus folgt als Konsequenz:

- Schädigungen inneren Ursprungs
- Schädigungen äusseren Ursprungs
- Schädigungen infolge Kombination dieser beiden Ursprünge.

Die Mehrzahl der Schädigungsmechanismen sind an das Vorhandensein einer hohen Feuchtigkeit im Beton gebunden. Aus diesem Grund muss jede Analyse der Ursachen der Schädigungen über die Kenntnis der Durchlässigkeit des Betons und die Wirksamkeit der unter dem Gesichtspunkt Dichtigkeit und Entwässerung des Bauwerkes getroffenen Massnahmen gehen.

Faktoren, welche die Dichte und Durchlässigkeit von Beton beeinflussen

Die Dichte des Betons ist umgekehrt proportional zum Prozentsatz an Poren und der Menge freien (ungebundenen) Wassers, die im Beton vorhanden sind. Sie leitet sich aber auch von der Körnung der Zuschlagsstoffe, der Zement- und Feinanteil ($< 0,8 \text{ mm}$)-Dosierung und von der Qualität des Mischvorganges, des Einbaus, der Verdichtung und der Nachbehandlung ab.

Die Durchlässigkeit und die kapillare Wasseraufnahme hängen von der Verteilung der Poren, den Möglichkeiten der Kommunikation unter diesen und dem ausgebildeten Kapillarennetz ab.

Bei jeder Analyse der Schädigungen ist daher eine Abschätzung der Durchlässigkeit des Betons wichtig. Eine Annäherung an dieses Merkmal kann über die Kenntnis der Zementdosierung, des Wasser/Zement-Faktors und der Qualität der Verdichtung und Nachbehandlung erfolgen.

Wassergehalt des Betons

Je weniger Wasser oder Poren in einem Beton, desto besser seine Dichtigkeit. Zu hohe Wassergehalte führen, nach Verdunstung des chemisch ungebundenen Wassers bei den Reaktionen der Zementhydratation, zu Poren, welche bevorzugte Wege für das Eindringen von aggressiven Ionen des Umgebungsmilieus sein werden und die Zirkulation bzw. Sättigung mit Wasser im Innern des Betons begünstigen werden, mit allen damit verbundenen Risiken (Frost, usw.).

Der Wasser/Zement-Faktor hängt von der Art des Zementes und von dessen Reaktivität, Blaine-Feinheit und Verarbeitbarkeit ab. Ebenso hängt er von der Porosität der Zuschlagstoffe und der Art der zugegebenen mineralischen Feinanteile (Flugasche, Schlacke, Puzzolane, Filler usw.) ab.

Verwendung von Zusätzen

Die Verflüssiger-Wasserreduzierer, die Verflüssiger (Hochleistungsverflüssiger) und die Luftporenbildner ermöglichen eine Verminderung des W/Z-Faktors, unter gleichzeitiger Beibehaltung der wegen der Geometrie und Dichte der Bewehrung der Elemente des Bauwerkes erforderlichen Verarbeitbarkeit.

Diese Produkte können zu einer mittleren Verminderung des Wassergehaltes in der Grössenordnung von 8 % führen. Gewisse Hochleistungsverflüssiger ermöglichen es, einen Wassergehalt von 35 % oder weniger, mit Ausbreitmassen von 22 cm oder mehr, zu erreichen. Sie können deswegen für die Erforschung der Dauerhaftigkeit des Betons sehr nützlich sein. Ihr Gebrauch bedingt allerdings gewisse Vorsichtsmassnahmen, eine vorgängige Untersuchung mit den Baustoffen der Baustelle und eine sorgfältige Kontrolle. Man hat nämlich Schadenfolgen feststellen können, die auf einen unsachgemässen Gebrauch von Zusätzen zurückzuführen sind.

Ungewollte Ueberdosierungen von Wasserreduzierern, die den Nebeneffekt eines verzögerten Abbindens aufweisen, haben zu Abbinde- und Erhärtungsverzögerungen gewisser Betonchargen geführt, die beim Spannen der Spannkabel ungenügende Festigkeiten aufwiesen, was schwere Unfälle zur Folge hatte. Andere auf der Baustelle überdosierte Zusätze führen zu grosse oder unerwünschte Mengen eingeschlossener Luft ein, mit der Konsequenz einer Verminderung der Festigkeiten und der Dichtigkeit, wodurch der Weg für Angriffe von aussen und durch Wasser geöffnet wird. Eine Verminderung der Dichtigkeit kann auch unerwarteterweise infolge Schwierigkeiten beim Einbau, die durch gegenseitige Wirkungen zwischen dem Zement und dem Zusatz entstanden sind, auftreten.

Trotz ihrer grossen Wirksamkeit vom Gesichtspunkt der Verarbeitbarkeit her können die Hochleistungsverflüssiger zu einer schlechten Verarbeitung des Betons führen, sei es infolge der mit der Zeit nachlassenden Verarbeitbarkeit des Betons (also während er verflüssigt ist), sei es infolge der Unverträglichkeit zwischen Dosierung des Zusatzes und dem Wassergehalt des Betons (eines gegenüber dem anderen zu hoch), was zu einer hohen Entmischung beim Einbringen des Betons in die Schalungen führt (5).

Ebenso kann es zu einer Reaktion zwischen zwei gleichzeitig verwendeten Zusätzen oder dem Zusatzmittel und den Feinanteilen oder mineralischen Zusätzen kommen, die in der Beton- oder Zementrezeptur vorhanden sind. Dadurch entfällt die angestrebte Wirkung. Dies tritt zum Beispiel bei gewissen Luftporenbildnern ein, deren Wirksamkeit in Gegenwart bestimmter Verflüssiger (Hochleistungsverflüssiger) oder von freiem Kohlenstoff, der in gewissen Feinanteilen wie Flugaschen und Microsilica (6) enthalten ist, zurückgeht. Der eingebrachte Beton weist nicht mehr die eingeschlossene Luft auf, die für seinen Frostwiderstand nötig ist, wodurch später Schädigungen entstehen.

Es ist also von grösstem Interesse, dass man bei der Analyse der Ursachen der Schädigung eines Betons die Störungen, die im Zeitpunkt seiner Herstellung und seines Einbaus haben auftreten können, und die Eigenschaften der verschiedenen verwendeten Zusätze und/oder Zusatzmittel kennt.

Zusätze oder Feinanteile

Die Zugabe von Feinanteilen hydraulischer oder puzzolanischer Aktivität zu den Bestandteilen des Betons geschieht meistens im Betonwerk. Sie entspricht entweder einer einfachen Zugabe in der Kornzusammensetzung des Betons oder einem Ersatz eines Teils des Portlandzementes durch eine gleiche Menge dieser aktiven Feinanteile. Im letzteren Fall wird die Dauerhaftigkeit des Betons eher selten verbessert. In Wirklichkeit hat diese Methode einen Nachteil, der in zahlreichen Ländern hin und wieder zu einer Schädigung des Betons führte, verbunden mit einer grösseren Verletzbarkeit desselben durch aggressive äussere Substanzen, einschliesslich Wasser. Dieser Nachteil besteht darin, dass das so zusammengesetzte hydraulische Bindemittel nichts mit dem gleichwertigen zusammengesetzten Zement, der im Zementwerk hergestellt wird, gemeinsam hat. Im letzteren Fall wird die Dosierung an Klinker und seine Mahlfeinheit in Funktion der Reaktivität, Granulometrie und der Qualität des, oder der gewählten sekundären Bestandteile bestimmt; letztere Parameter sind von Studien und vorgängigen Kontrollen im Werk her bekannt.

In jenen Ländern, wo diese Zemente üblicherweise verwendet werden, sind Schädigungen im Zusammenhang mit Flugaschen, Schlacken oder Puzzolanen selten.

Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass die hydraulische oder puzzolanische Aktivität dieser Zusätze ihre maximale Wirkung nicht von den ersten Tagen an, sondern erst nach einer gewissen Zeit (zwischen 14 und 90 Tagen, je nach Zusatzmittel) erreicht und sich daher im jungen Alter eine grössere mikrostrukturelle Porosität der Bindemittelpaste ergibt, mit der Gefahr einer stärkeren Austrocknung als im Fall des reinen Portlandzementes, verbunden mit der Bildung von Wegen, die das eindringende Wasser und die aggressiven Ionen bevorzugen. Daher ist es wichtig, in diesen Fällen alle geeigneten Massnahmen zu ergreifen, um ein Maximum an Dichtigkeit zu erzielen und dank einer sorgfältigen und verlängerten Nachbehandlung jede vorzeitige Austrocknung des Betons zu vermeiden, wodurch es möglich werden sollte, einen besseren Widerstand gegen das Eindringen von aggressiven Ionen zu erreichen.

3.1.3 Schädigungen inneren Ursprungs

Sie hängen eng von der Art und der chemischen Zusammensetzung der verschiedenen Bestandteile des Betons (Zement, Zuschlagstoffe, Zusatzmittel, Stahl) und den chemischen Reaktionen und mechanischen Einwirkungen ab, denen sie im Laufe der Lebensdauer eines Bauwerkes unterworfen sind.

Die hervorgerufenen Störungen treten immer in Gegenwart von Wasser oder Bewegungen des Wassers (Verdunstung, Aufsaugen) auf, das in der Betonmasse vorhanden ist. Die Störungen offenbaren sich im allgemeinen durch Rissbildung, die den Einsturz des Bauwerkes zur Folge haben kann. Diese von der Belastung unabhängige Rissbildung ist entweder an ein Schwind- oder Quellphänomen gebunden, hervorgerufen durch die inneren chemischen Reaktionen (Hydratation, Stahlkorrosion, usw.).

Die Risse können sehr verschiedenen Ursprungs und sehr verschiedener Natur sein. Im frisch eingebrachten Beton findet man gleichzeitig Risse aus sogenanntem plastischem Schwinden und solche thermischen Ursprungs (2). Die Bildung dieser Risse hängt vor allem von den Bedingungen ab, unter denen die Nachbehandlung des Betons abläuft. Uebrigens scheinen die Menge und die Verteilung der Bewehrung ohne grossen Einfluss auf die Breite und Verteilung dieser Risse zu sein. Risse infolge plastischen Schwindens können dank Aufrechterhaltung einer ausreichenden Feuchte während des Abbindens vermieden werden, so dass während der ersten kritischen Stunden nach dem Einbau das Austrocknen der Betonoberfläche verhindert wird.

Risse thermischen Ursprungs können in massigen Bauwerken auftreten, falls die Wahl des Zementes ungeeignet war (zu hohe Hydratationswärme) oder falls keine Vorkehrungen für die Kühlung des Betons oder die Isolierung der Schalung getroffen wurden, um übermässige Temperaturgradienten zu vermeiden.

Eine ständig auftretende Art von Rissen, die nach dem Erhärten des Betons zum Vorschein kommt, sind normale Risse infolge hydraulischen Schwindens bei der Nachbehandlung des Betons. In einer trockenen Umgebung kann der Endwert des hydraulischen Schwindens bis 0,5 oder 1 % erreichen, in feuchter Atmosphäre wird es jedoch weniger sein. Falls aber die Verformungen behindert sind, wird der Beton reissen, wenn die durch das behinderte Schwinden erzeugten Spannungen grösser als seine eigene Festigkeit sind. Die Breite der Risse hängt einerseits vom Ausmass des Schwindens und andererseits von der Menge der Bewehrung ab.

Bei Bauwerken unter Betrieb können ebenfalls von der Belastung unabhängige Risse auftreten, wenn, so wie es in massigen Bauwerken der Fall ist, sich Temperaturunterschiede kundtun, welche Zugspannungen zur Folge haben. Eine Temperaturdifferenz von 10-20 °C zwischen den verschiedenen Teilen eines Querschnittes eines Betonbauwerkes kann beispielsweise Risse auslösen. Eine Differenz dieser Grössenordnung kann sehr wohl in einem Bauwerk auftreten, dessen Oberfläche am Tag durch die Sonne erwärmt und in der Nacht durch Abstrahlung abgekühlt wird.

Nachstehend werden die von jedem Betonbestandteil - Zement, Zuschlagstoffe, Wasser und Zusatzmittel - abhängigen Schädigungen analysiert.

Zement

Die allein dem Zement zuzuschreibenden Rissbildungen können durch folgende Faktoren bedingt sein:

- a) Hoher Prozentsatz von Cl^- oder anderen expansiven Bestandteilen des Zementes.

Die Gehalte an Cl^- der Portland- und der zusammengesetzten Zemente sind im allgemeinen begrenzt. In gewissen Ländern (z.B. Frankreich), ist es im Fall von Zementen, die zwischen 40 und 80 % oder mehr Puzzolanschlacke oder Mischungen von Schlacke und Flugaschen enthalten, möglich, in der Zementfabrik bis zu 1 % CaCl_2 zuzugeben, um den Härungsprozess zu beschleunigen. Der Qualitätsbeweis dieser Zemente ist erbracht, aber Störungen können

auftreten, wenn man bei ihrer Verwendung (sie werden oft für aggressive Umgebungen empfohlen) den Gehalt an Cl^- nicht vorsichtigerweise beschränken liesse oder prüfte, ob dieser Wert den geltenden Vorschriften bezüglich Stahl- und Spannbeton entspricht (7, 8).

Störungen wurden in Bauwerken infolge zu hoher Gehalte an MgO und freiem Kalk festgestellt, die zu übermässigem Quellen mit Rissen im Beton führten. Das gleiche gilt hinsichtlich SO_3 , das einen Ueberschuss an quellendem Ettringit bilden kann. Allerdings sind solche Zwischenfälle heutzutage in jenen Ländern selten, wo die Zemente sehr strengen Normen unterworfen sind. Im übrigen rührt jeder Ueberschuss dieser Bestandteile im allgemeinen nur von Herstellungsfehlern her, die üblicherweise bei den Eigenkontrollen im Werk aufgedeckt werden. Angesichts der Wichtigkeit der Baustellen von Strassenbrücken werden die Bauherren rasch benachrichtigt und, wie es 1981 in Frankreich der Fall war, jene Teile der in Ausführung befindlichen Bauwerke, die mit einem Zement hergestellt wurden, der infolge einer Panne einen hohen Gehalt an freiem Kalk aufwies, abgebrochen.

b) Zu hohe Hydrationswärme

Zahlreiche Rissbildungen im Beton von vorgespannten Bauwerken konnten der Tatsache zugeschrieben werden, dass der verwendete Zement eine sehr hohe Hydrationswärme entwickelte. Dies ist besonders bei Zementen mit hoher Frühfestigkeit und Betonen mit hohem Zementgehalt der Fall. Diese Risse treten trotz Nachbehandlung des Betons rasch auf.

Die Tendenz geht deshalb dahin, die Hydrationswärme von Zementen, die für Brücken und verwandte Anwendungen im Spannbeton bestimmt sind, zu begrenzen.

c) Starke Austrocknung des Betons im jungen Alter

Eine starke Austrocknung im jungen Alter durch fehlende oder ungenügende Nachbehandlung des Betons führt zu Rissen und/oder übermässiger Porosität. Dieser letzte Punkt ist besonders wichtig im Fall zusammengesetzter Zemente.

Zuschlagstoffe

Die Art der Zuschlagstoffe kann bei den in den Bauwerken festgestellten Störungen unabhängig vom umgebenden Milieu Einfluss haben. Sie spielen eine sehr wichtige Rolle bei den Schädigungen inneren Ursprungs. Ungewaschene Zuschlagstoffe aus dem Meer bringen Cl^- -Ionen mit und führen zu einer mangelhaften Verbindung zwischen Zementpaste und Zuschlagstoff, was sich in einer starken Durchlässigkeit äussert; diese mangelhafte Verklebung ist dem Salzfilm auf der Oberfläche der Zuschlagstoffe zuzuschreiben.

Aber die schlimmste Schädigung zeigt sich bei der Alkali-Reaktion oder der Reaktion Alkali-Zuschlagstoffe (8, 11). Es können sich drei Formen von Reaktionen ergeben: Alkali-Kieselsäure, die gängigste Form, Alkali-Silikat und Alkali-Karbonat. Diese Reaktion kann in warmen und feuchten Ländern ab einem Bauwerksalter von 3-4 Jahren auftreten. Sie kann nach 20 oder 30 Jahren ausgelöst werden, wie dies in zahlreichen Ländern Westeuropas der Fall war.

Sie zeigt sich entweder durch Veränderungen der Oberfläche oder Ausblühungen, die Risse hervorrufen, welche zur Zerstörung des Bauwerkes führen können.

Die Reaktion Alkali-Zuschlagstoff steht in Beziehung zu:

- dem Gehalt des Zementes an Alkalisalzen und eventuell dem Eindringen von Salz.

- der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe (schlecht kristallisierte Kieselsäure, schiefrige Opale, Gneis, Quarzite, verwitterte Granite), die reagierende Bestandteile enthalten. Der kritische Gehalt an solchen Bestandteilen liegt zwischen 3 und 5 %.
- der relativen Feuchtigkeit. Die Reaktionen laufen bei einer relativen Feuchtigkeit > 85 % ab.
- den Wechseln zwischen Anfeuchtung und Austrocknung, wie dies beim Frost/Auftau-Vorgang in den Wechselzonen oder im Lauf jahreszeitlicher Veränderungen der Fall sein kann.

Heutzutage kann dank zahlreicher Forschungsarbeiten, die in spezialisierten Versuchsanstalten ausgeführt wurden, eine Warnung über die Risiken ausgesprochen werden, welche bei der Verwendung gewisser Zuschlagstoffe für Beton auftreten, und eine genaue Diagnose über die mit der Reaktion Alkali-Zuschlagstoffe verbundenen Schädigungen gemacht werden. Des weiteren wurden in zahlreichen Ländern Bestimmungen und technische Weisungen ausgearbeitet (12, 13, 14). So sollten also die neuen Bauwerke von der Erfahrung und den erworbenen Kenntnissen profitieren können und somit weniger Risiken ausgesetzt sein.

Wasser und Zusatzmittel

Zahlreiche Korrosionsschäden an Stahlbeton und manchmal sogar an Spannbeton wurden durch aggressive oder mit dem Zement und dem Stahl unverträgliche Stoffe, die im Anmachwasser oder in den Zusatzmitteln vorhanden waren (Cl^- , SO_4^- -Ionen zum Beispiel), hervorgerufen. Die Vorschriften sind allerdings auf diesem Gebiet immer strenger geworden, und Begrenzungen von aggressiven Ionen sind heutzutage in fast allen Ländern festgelegt.

3.1.4 Schädigungen äusseren Ursprungs

Das Studium der Faktoren, welche bei diesen Schädigungen einen Einfluss haben, schliesst ein, dass man das Bauteil und seine Beschaffenheit (Ueberbau, Stützen, Fundamente, Stahlbeton, Spannbeton) und ebenso die Umwelt, in der sich das Teil befindet (Luft, Sprühregen, Gezeitenbereich usw.), in Betracht zieht.

Die natürlichen Umgebungen des Betons sind:

- Die Atmosphäre (Gas, Verschmutzung, klimatische Bedingungen)
- Die Böden (oder umgebende Feststoffe)
- Die Wässer (oder umgebende Flüssigkeiten).

Die Aggressivität der Atmosphäre ist zu berücksichtigen, wenn ihre Feuchtigkeit höher als 60 % (Monatsmittel) ist oder wenn ihr Gehalt an aggressiven Gasen oder Dämpfen die Verschmutzungsgrenzen überschreitet, welche durch die in Kraft stehenden Vorschriften festgelegt sind.

Die Aggressivität der Böden oder anderer Festkörper (Lagerungsprodukte usw.) wirkt vor allem durch Extraktion oder Auflösen, meistens durch das Wasser, der schädlichen Substanzen.

Wie vorher gesagt wurde, kann jeder äussere Angriff nur in Gegenwart von Wasser oder einer relativen Feuchtigkeit von mehr als 50 % einwirken.

Die Aggressivität des umgebenden Milieus macht sich bemerkbar infolge Wirkung

- des Wassers
- der Luft
- des Klimas
- der Zufuhr chemischer Produkte.

Diese Wirkungen sind voneinander abhängig und treten oft gleichzeitig auf.

Die Dicke der Ueberdeckung der Bewehrung ist ein wichtiger Faktor beim Eindringen und dem Kontakt aggressiver Ionen mit dem Stahl, da die Konzentration der aggressiven Körper aus dem umgebenden Milieu, die in den Beton eindringen, mit zunehmender Tiefe abnimmt. Eine der häufigsten Ursachen für die Korrosion von Stahl im Beton ist eine zu geringe Dicke der Ueberdeckung der Stähle.

Einwirkung des Wassers

Ausser seiner Beteiligung an den chemischen Reaktionen inneren Ursprungs zeigt sich die Wirkung des Wassers durch die aggressiven Ionen, die es enthält oder die es im Innern des Betons befördert und die von der Auflösung aggressiver Bestandteile des umgebenden Milieus (Böden, Gas, gelagerte Produkte usw.) stammen. Man unterscheidet hauptsächlich:

- Reine Wässer
- Meerwasser, manchmal als Wasser mit mittlerem Sulfatgehalt klassiert
- Wasser mit grossem Sulfatgehalt.

Der Angriff auf die Stähle durch die Chloride erfolgt durch Infiltration von Cl^- -Ionen in den Beton. Diese Infiltration hängt selbstverständlich von der Porosität des Betons ab. Der durch eine dünne Betonschicht geschützte Stahl ist am meisten gefährdet, wenn die Korrosion begonnen hat; die Bildung von quellendem Eisenoxyd reisst den Beton rasch auf und zerstört ihn an der Oberfläche, was die Korrosion der anderen Stähle ermöglicht oder beschleunigt. Ebenso begünstigt die Existenz von Rissen oder Mikrorissen das Eindringen von Chloriden, welche umso schneller wirken, wenn die Ränder des Risses allgemein karbonatisiert sind und der pH-Wert des mit den Eisen in Kontakt stehenden Betons nicht mehr passivierend ist.

Man muss darauf hinweisen, dass Flugaschen oder Schlacken, die in der Betonzusammensetzung vorhanden sind, dann einen beträchtlichen Einfluss gegen das Eindringen von Chlorionen in den Beton haben, wenn die hydraulischen oder puzzolanischen Reaktionen stattgefunden haben.

Der Angriff auf den Zement durch die Sulfate betrifft, zusammen mit dem Tricalciumaluminat C_3A des Zementes ($\text{C}_3\text{A} = 3 \text{ CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3$, wobei C für CaO und A für Al_2O_3 steht), die Bildung eines expansiven Sulfoaluminates, Ettringit genannt, dessen chemische Formel $3\text{SO}_4\text{Ca}, 3\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3, 31\text{H}_2\text{O}$ lautet. Dieser Angriff kann also nur in Gegenwart von überschüssigem Tricalciumaluminat und von Sulfaten stattfinden.

Ob er in Gegenwart von Meerwasser oder Wasser mit grossem Sulfatgehalt ($\text{SO}_4^- > 2000 \text{ mg/l}$) stattfindet, der Prozess ist derselbe. Das Meerwasser hat allerdings mittlere Gehalte an SO_4 , und die Gegenwart von Chloriden vermindert, durch die Bildung von Chloraluminaten, die Wirkungen des Ettringites.

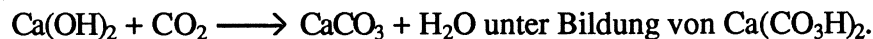
Wirkung der Luft

Die Störungen infolge der Wirkung der Luft sind die Folge der atmosphärischen Verschmutzung (Lösung von korrosiven Ionen durch die Luftfeuchtigkeit und das Wasser), der Windwirkung, des vorzeitigen Austrocknens des frischen oder jungen Betons mit Rissbildung, schliesslich der Karbonatisierung.

Die Karbonatisierung des Betons kommt schematisch von folgenden Ursachen her:

- der Luft, die Kohlensäuregas CO_2 enthält. Der Normalgehalt beträgt rund 0,6 mg/l, in Industriezonen kann er aber beträchtlich höher liegen.
- dem Zement, der Kalk $\text{Ca}(\text{OH})_2$ enthält
- dem Beton, der Wasser enthält.

Wenn nun also im Beton ein Prozentsatz an freiem Wasser von 0,5 bis 1 % und eine relative Feuchtigkeit von 50 bis 60 % vorhanden ist, gibt es folgende Karbonatisierungsreaktion:



Der pH-Wert des Betons fällt von 12,6 auf rund 10, wenn nur Kalziumkarbonat (CaCO_3) vorhanden ist, und kann unter 10 sinken, wenn $\text{Ca}(\text{CO}_3) + \text{Ca}(\text{CO}_3\text{H})_2$ vorhanden ist.

Die Eindringtiefe der Karbonatisierung in den Beton ist eine Funktion seiner Dichte oder seiner Durchlässigkeit; je höher sie ist, desto tiefer ist die Karbonatisierung. Es ist wesentlich, einen möglichst kleinen W/Z-Faktor zu haben, wie die Bilder 3.1 und 3.2 zeigen.

Bild 3.1 Einfluss des Wasser/Zement-Faktors auf die Druckfestigkeit und des Zementgehaltes auf die Karbonatisierungstiefe nach 10 Jahren auf der wettergeschützten Aussenseite

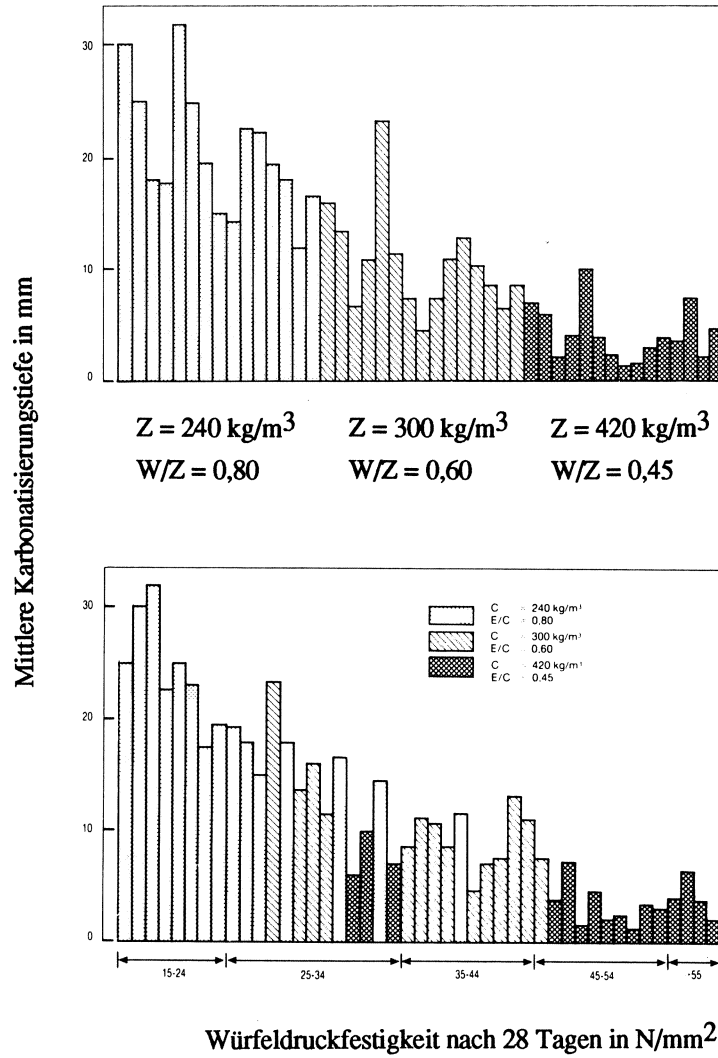
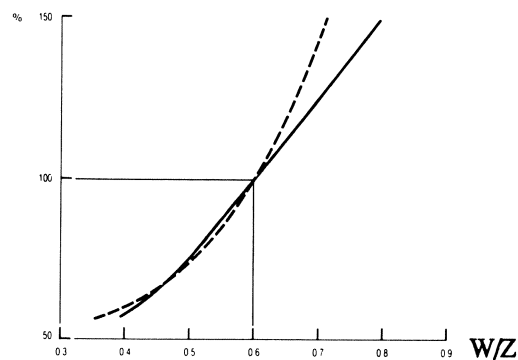


Bild 3.2 Durchlässigkeitsgrad (---) und Karbonisierungsgrad (—) in Funktion des W/Z-Faktors (W/Z = 0,6 entspricht 100 %)



Die oberflächliche Karbonatisierung ist bei Fehlen von Rissen nicht unbedingt schädlich, da sie bisweilen eine Verminderung der Porosität des Betons bewirkt. Sie kann Störungen verursachen, wenn sie den Beton in der Nähe der Bewehrungen erreicht. Diese sind dann nicht mehr mit einer passivierenden Umgebung mit $\text{pH} > 12$ in Kontakt (Fall des gerissenen Betons beispielsweise), woraus sich folglich nicht vernachlässigbare Korrosionsrisiken ergeben.

Gewisse zusammengesetzte Zemente, oder solche mit Zusätzen oder Zusatzmitteln, können das Vordringen der Karbonatisierung (15,16) sowie die Frost/Auftau-Wechsel, welchen ein karbonatisierter Beton oberflächlich ausgesetzt ist, begünstigen (17).

Klimaeinfluss und Wirkung chemischer Einflüsse

Der wichtigste Einfluss klimatischer Art, der auf der Ebene der Schädigung des Baustoffes Beton auftritt, ist die Frost/Auftau-Wirkung. Die Strassenbrücken in den nordischen Ländern oder im Gebirge sind dieser Wirkung systematisch ausgesetzt. Die nach den Frost/Auftau-Perioden festgestellten Störungen sind hauptsächlich an die Menge des freien Wassers im Beton geknüpft, d.h. an dessen hohe Porosität, an die Frostempfindlichkeit der Zuschlagstoffe, an das Fehlen eines Luftporenbildners, an die Chloride, aus welchen die Tausalze bestehen.

Das freie Wasser im Bauwerk führt beim Gefrieren zu Rissen. Ist die Menge der im Beton eingeschlossenen Luft, die dank dem Zusatzmittel vorhanden ist, genügend gross (4-6 %), spielen die Luftblasen die Rolle von Expansionsgefässen, wenn das in den Poren und Kapillaren vorhandene Wasser gefriert. Dieses Phänomen verhindert die Bildung von Rissen.

Das Fehlen einer Abdichtung oder ein Mangel in derselben und in den Entwässerungssystemen verschlimmern die Frostempfindlichkeit des Bauwerkes.

Die an den Strassenbrücken festgestellten, durch Tausalze verursachten Schädigungen sind zahlreich und bedeutend, je nach Land und Lage des Bauwerkes (18, 19).

Die Auflösungserscheinungen an der Oberfläche von Strassenbetonen, die sich als Folge der Verwendung solcher chemischer Produkte ergeben, können vor allem herkommen:

- Entweder von einer rein chemischen Ursache als Folge der möglichen Wirkung:
 - von den in mehr oder weniger grossen Mengen in den Tausalzen vorhandenen Sulfaten auf das Tricalciumaluminat, was zur Bildung von expansivem Ettringit führen kann, welches die Zerstörung der Oberflächenschichten bewirkt;
 - von Chloriden, speziell Magnesium- und Kalziumchloriden, auf das Kalziumhydroxyd des Betons, was die Porosität erhöht oder hydratisierte Chlorhydroxyde bildet, die im allgemeinen quellend sind;
 - des Eindringens von Chloriden in den Beton, mit nachfolgender Korrosion der Bewehrung;
- Oder von einer rein physikalischen Ursache als Folge des thermischen Schocks, der durch den ziemlich beachtlichen Temperatursturz hervorgerufen wird, der sich auf der Oberfläche des Belages beim Kontakt mit den Tausalzen ergibt.
- Oder auch von der gemeinsamen Wirkung der beiden vorher genannten Erscheinungen.

Die Gegenwart eingeschlossener Luft im Beton ermöglicht es, die durch den thermischen Schock hervorgerufenen Störungen zu mildern, aber der Angriff auf Zement und Bewehrung kann, wie vorher erwähnt, nur mit einer optimalen Verdichtung des Betons, einer perfekten Abdichtung, die eine zusätzliche Abdichtung zur üblicherweise vorgesehenen erheischt, und einer zufriedenstellenden Entwässerung des Bauwerkes vermieden werden.

3.1.5 Stahlkorrosion

Korrosionsmechanismen

Die Korrosion des Stahls im Beton ist ein elektrochemischer Vorgang. Sie umfasst zwei oder drei Grundreaktionen. Die erste Reaktion ist die Auflösung (Oxydation) des Metalls an gewissen Punkten; diese ist nur möglich, wenn sich an anderen Berührungsstellen zwischen dem Stahl und dem Beton eine andere Reaktion (Reduktion) abspielt. Wenn das Porenwasser des Betons genügend Sauerstoff enthält, entspricht diese zweite Reaktion, die man auch kathodische Reaktion nennt, einer Alkalisierung der Umgebung (Bildung von OH^- -Ionen). Wenn das mit dem Stahl in Kontakt stehende Wasser nicht genügend Sauerstoff enthält, kann die kathodische Reaktion in der Bildung von Wasserstoff bestehen (von H^- -Ionen der wässrigen Lösung aus). Dieser Wasserstoff kann in die Stähle eindringen, und, wenn es sich um Stähle hoher mechanischer Festigkeit und gespannte Stähle (Vorspannstähle) handelt, kann sich eine Wasserstoffversprödung ergeben und ein Reißen des Stahls durch einen Prozess von Spannungskorrosion zur Folge haben.

Im Fall, wo der Sauerstoff leicht in den Beton eindringen kann und die Reaktionen der Auflösung und Bildung von OH^- -Ionen an sehr nahe beieinanderliegenden Punkten lokalisiert sind, reagieren Fe^{++} -Ionen (gelöstes Eisen) und OH^- -Ionen miteinander und bilden auf der metallischen Bewehrung einen Niederschlag. Diese dritte Reaktion des Korrosionsvorganges wird Passivierung genannt. Wenn das gebildete Produkt dicht ist, verlangsamt es die beiden anderen Korrosionsreaktionen oder es bringt sie zum Stillstand. Dies ist der übliche Fall beim Beton, der die Stähle durch Passivierung schützt.

Wenn dagegen Substanzen wie Chloride in genügender Menge im Beton mit Bewehrungsstählen in Kontakt stehen, ist die durch Passivierung entstandene Schicht nicht mehr dicht. Diese Stähle korrodieren nun, unter einer erheblichen Auflösung.

Heutzutage wird es als erwiesen erachtet (20, 21), dass die Stähle unter Rosten korrodieren, wenn der Gehalt $[\text{Cl}^-]$ an Chloriden einen kritischen Wert überschreitet. Die am häufigsten angenommene Regel ist jene von Hausmann (22), die besagt, dass Korrosion stattfindet, wenn $[\text{Cl}^-] > 0,6 [\text{OH}^-]$, wobei $[\text{OH}^-]$ die Konzentration an Hydroxyl-Ionen im Portlandzement ist. Kürzlich durchgeführte Studien (23) zeigen, dass diese Regel auf der Tatsache beruht, dass die Korrosionsprodukte auf den Stählen nicht mehr schützend wirken, wenn $[\text{Cl}^-] > [\text{OH}^-]$.

Korrosion infolge chlorhaltiger Zuschlagstoffe und Zusatzmittel oder infolge des Anmachwassers

Der Gehalt an Chloriden im Beton kann den kritischen Wert überschreiten und die Korrosion der Bewehrung bewirken, falls das Anmachwasser, die Zuschlagstoffe oder gewisse Zusatzmittel lösliche Chloride enthalten. Es handelt sich beispielsweise um Meerwasser, nicht gewaschene Zuschlagstoffe aus dem Meer oder chlorhaltige Zusatzmittel wie CaCl_2 .

Die Korrosion der Bewehrungsstähle ist umso eher möglich oder wahrscheinlich, als der Fall von Betonen mit geringem Gehalt an reinem Portland (Klinker) vorliegt, wie dies bei gewissen Zementen mit einem Gehalt an Schlacke zwischen 60 und 90 % (der pH-Wert stabilisiert sich für diese Zemente um 11 herum) oder bei der Substitution von Portland durch aktive Feinanteile zutrifft.

Es ist also angebracht, den Gesamtgehalt an Cl^- des Betons zu begrenzen.

Durch die Umgebung bedingte Rostentwicklung

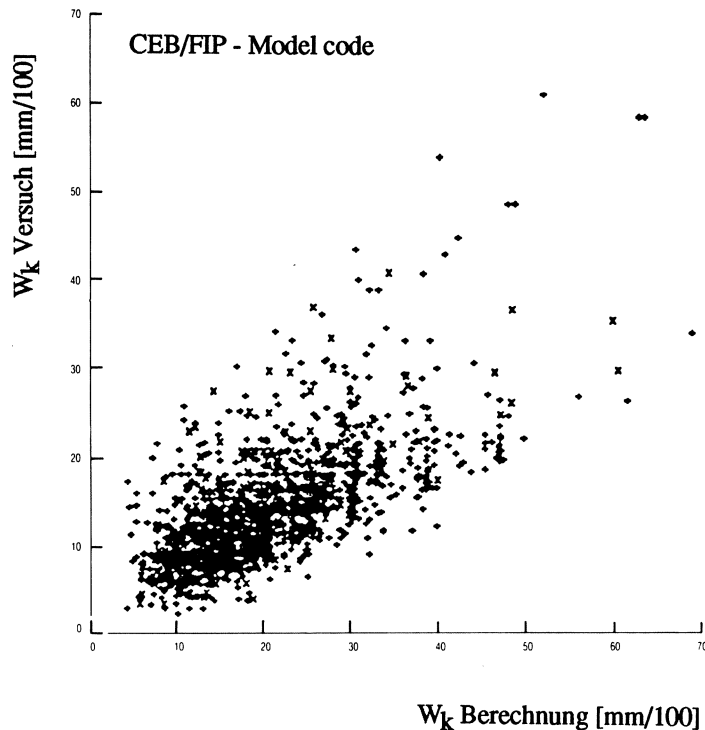
Aggressive Ionen wie die Chloride oder Sulfide können von einem äusseren Umfeld stammen, den Beton durchdringen und die Stähle korrodieren (24). Die aggressiven Stoffe, welche das Rosten der Bewehrungen hervorrufen, sind oft die Tausalze.

Von einer gewissen Breite an werden die Risse allgemein dafür verantwortlich gemacht, das Risiko der Korrosion der Bewehrung zu vergrössern, teilweise weil der Beton dadurch sehr viel schneller bis zur Bewehrung karbonatisiert, teilweise weil die Chloride und andere aggressive Substanzen sehr viel schneller den Beton durchdringen können. Aus diesem Grund geben die verschiedenen nationalen Normen im allgemeinen einen maximal zulässigen rechnerischen Wert für die Risse an.

Dagegen muss man sehr wohl gestehen, dass bei weitem noch nicht geklärt ist, in welchem Masse die Rissbreite für die Korrosion des Bewehrungsstahls von Bedeutung ist. Schiessl (26), der über die Resultate von Langzeitversuchen berichtet, welche die Deutschen an Betonträgern im Freien durchgeführt haben, macht dies ganz deutlich. Allerdings sollte man vielleicht davon nicht ableiten, dass die Rissbreite ohne Bedeutung sei, aber ihr möglicher Einfluss scheint schwerlich von jenem anderer Faktoren zu trennen zu sein. Ausser der Tatsache, dass die Auswirkung der Grösse der Rissbreite nicht eindeutig ist, ist diese Breite nicht immer berechenbar. In diesem Rahmen kann man vorerst eine Unterscheidung zwischen Rissen, die lastabhängig und solchen, die unabhängig sind, machen.

Im Fall der lastabhängigen Risse kann man meistens nur die Breite der Risse berechnen, die den Biegemomenten mit und ohne Normalkraft entsprechen, d.h. weitgehend rechtwinklig zur Bewehrung verlaufende Risse. Die vorhandenen Berechnungsmethoden sind nichtsdestoweniger mit starken Unsicherheiten behaftet, wie Bild 3.3 deutlich zeigt. Dieses gibt das Verhältnis zwischen berechneten und gemessenen Rissbreiten wieder, wobei die Resultate von 1'600 Versuchen verarbeitet wurden. Die Berechnung erfolgt gemäss CEB-FIP-Reglement. Für andere lastabhängige Risse, wie Schub- oder Torsionsrisse, existiert ohnehin keine Berechnungsmethode.

Bild 3.3 Verhältnis zwischen berechneter und gemessener Rissbreite - Schiessl



Wenn die aggressiven Ionen eindringen, kann in gewissen Fällen eine elektrochemische Methode der Extraktion der Chloride anwendbar sein, vor allem bei ebenen horizontalen Oberflächen, aber sie erfordert strenge Vorsichtsmassnahmen bei der Anwendung und ist sehr aufwendig.

Man muss besonders vermerken, dass die Vorsichtsmassnahmen, auf die hiervoor hingewiesen wurde, und die im wesentlichen auf Brückenüberbauten anwendbar sind, nicht genügen könnten, wenn der Bauwerksbeton porös ist. Wie in Frankreich und in anderen Ländern festgestellt wurde, kann das von den auf einer Brücke zirkulierenden Fahrzeugen weggespritzte Salzwasser die Stützen unter dem Ueberbau erreichen und Schädigungsprozesse auslösen, welche bis zu den Vorspannkabeln vordringen können.

Spannungsrissskorrosion

Der Mechanismus der Spannungsrissskorrosion ist elektrochemischer Art, wie jener im allgemeinen Fall. Der Unterschied zwischen dieser Form der Korrosion und dem Rosten kommt daher, dass Stähle mit hoher Festigkeit empfindlich auf Wasserstoffversprödung reagieren, wenn sie gespannt sind (25). Dieser Wasserstoff kommt als Folge der kathodischen Reaktion aus dem wässrigen Milieu, das die Spannglieder umgibt.

Die Spannungsrissskorrosion wird durch das Fehlen von Sauerstoff oder die Gegenwart von Ionen wie Sulfide im Kontaktmilieu der gespannten Bewehrung begünstigt.

Angesichts der Korrosion von Bewehrungen, die man an Bauwerken (Bild 3.4) oder anlässlich von röntgenologischen Untersuchungen bei verschiedenen Bauten (Bild 3.5) festgestellt hat, zeigte es sich, dass in den Hüllrohren oft Leerräume vorhanden sind. Dies bedeutet eine ständige Möglichkeit der Korrosion der Bewehrung.

Bild 3.4

Kabel-, Hüllrohr- und Betonstücke aus einem infolge Korrosion der Vorspannbewehrung geborstenen Träger

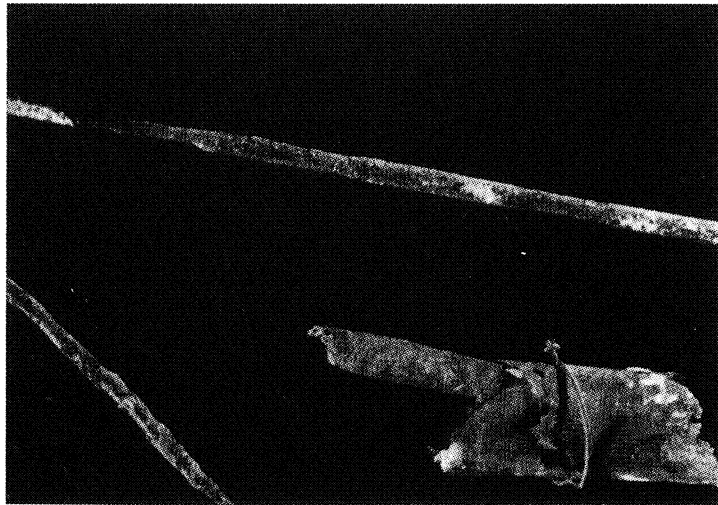
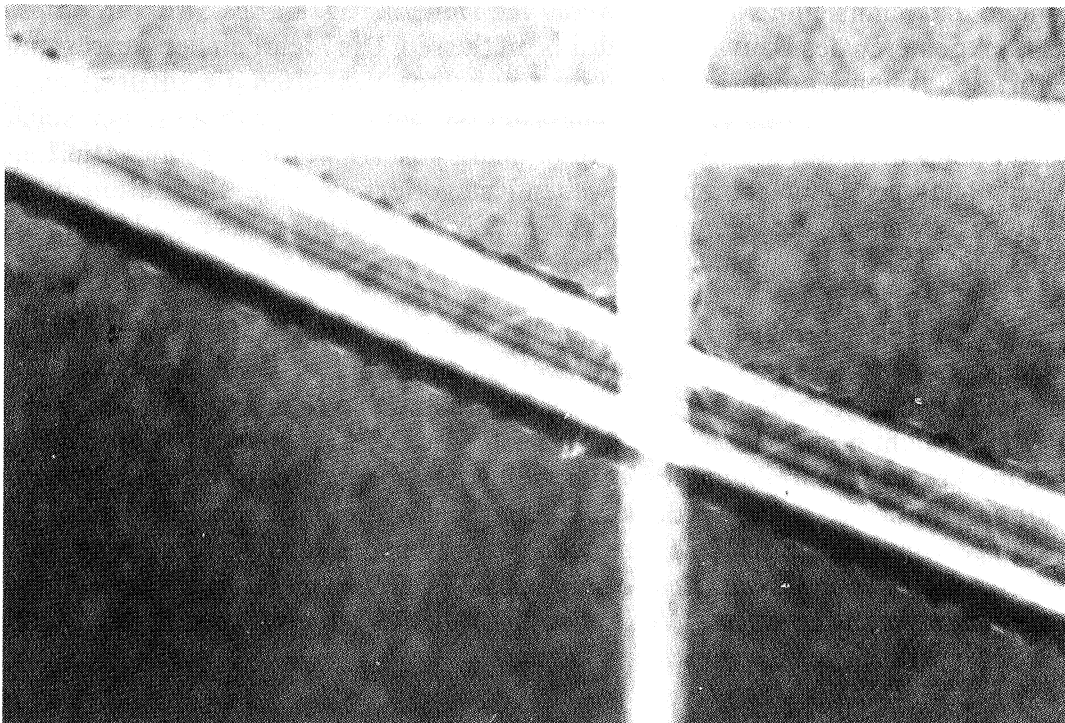


Bild 3.5

Röntgenaufnahme eines Hüllrohres mit fehlendem Verpressgut



Auch im Fall von im Freivorbauverfahren erstellten Bauwerken ergeben sich beim Verpressen der Vorspannkabel schwierige Probleme infolge der grossen Länge der Kabel, des komplexen Kabelverlaufes und vor allem durch die vielen Fugen, welche verunreinigende Leckagen begünstigen; im Zusammenhang mit Verunreinigungen und Verstopfungen haben sich bei solchen Bauwerken Zwischenfälle beim Verpressen ereignet.

Es gibt ebensoviele Ursachen, welche das Eindringen aggressiver Ionen begünstigen, die zur Korrosion der Bewehrung führen. Man kann sagen, dass die Korrosion der Vorspannbewehrung hauptsächlich die Folge der schlechten Injektion mit Verpressgut, der schlechten Qualität desselben und/oder der schlechten Verfüllung der Hüllrohre ist.

Im übrigen können Zusatzmittel übermässiges Schwinden verursachen, was systematisch Risse in der Masse um die Bewehrung herum hervorrufen kann, Risse, welche einen bevorzugten Weg für aggressive Ionen bilden könnten.

Gewisse expansive Zusatzmittel (Aluminiumpulver z.B.) ermöglichen es, die vom ausgetriebenen Wasser zurückgelassenen Hohlräume durch Ausdehnung der Injektionsmasse zu kompensieren. Diese Zusatzmittel erfordern vielerlei Vorsichtsmassnahmen bei der Anwendung. Ausserordentliche Risskorrosionen durch freiwerdenden Wasserstoff wurden bei einem Bauwerk in Frankreich festgestellt. Da die Reaktion dieser Zusatzmittel mit dem Kalk des Zementes sofort eintritt, kann das Freiwerden von Wasserstoff schon vor der Injektion eintreten und die Expansion in den Hüllrohren kaum mehr festgestellt werden. Alle diese Zusatzmittel führen im allgemeinen zu einem stärkeren Schwinden und einer verminderten Festigkeit des Verpressgutes.

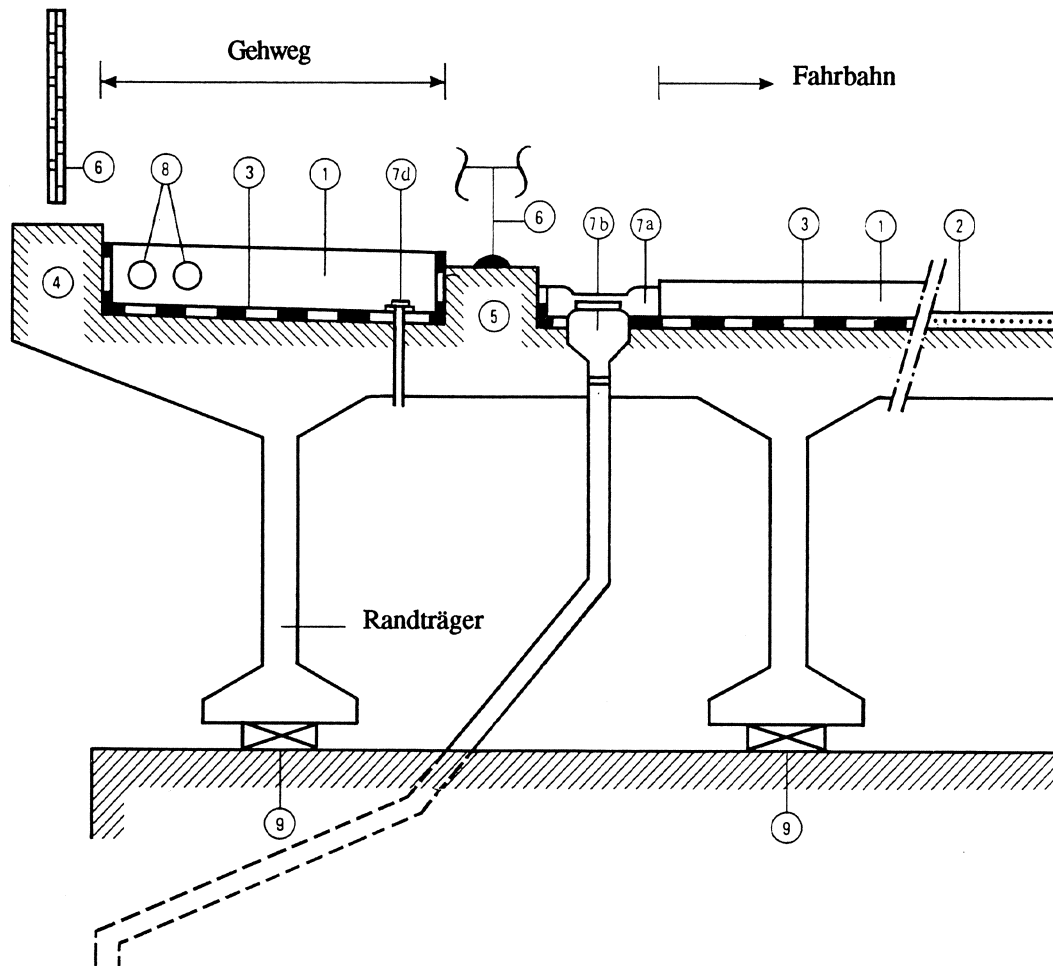
3.2 Schädigung der Ausrüstungsteile der Brücken

Die Ausrüstungsteile einer Brücke, d.h. die Dilatationsfugen, die Lager und nicht-strukturelle Teile wie der Belag, die Deckschichten, Abdichtungsschichten, Gesimse, Sockel, Sicherheitsvorrichtungen, Abläufe und Rinnsteine können entweder die Dauerhaftigkeit des Strukturbetons der Brücke oder das Funktionieren des Bauwerkes selbst beeinflussen. Die Mehrheit der Ausrüstungsteile (Bild 3.6) gehört zur ersten Kategorie, indem ihr schlechtes Verhalten die Infiltration von Wasser ermöglicht, das eventuell mit Tausalzen belastet ist, wodurch der Prozess der Schädigung des Betons und der Korrosion der Bewehrung in Gang gesetzt werden könnte. Die Lager und zuweilen die Dilatationsfugen gehören zur zweiten Kategorie, indem die Blockierung dieser Elemente zu einer Ueberschreitung der Spannungen auf der Ebene des Unterbaus oder Ueberbaus und damit zur Rissbildung in diesen Elementen führen könnte.

Wir werden hiernach jedes Ausrüstungsteil näher betrachten und hauptsächlich die Mechanismen und Ursachen der Schädigungen darlegen, welche die Dauerhaftigkeit der Brücke beeinflussen könnten. (Wir haben jene Schädigungen der Ausrüstungsteile weggelassen, deren Folgen die Dauerhaftigkeit nicht beeinflussen können.) In mehreren Fällen schien es uns unumgänglich, dieser Analyse eine kurze Beschreibung des Teiles selbst sowie eine der Schädigung, ihrer möglichen Entwicklung und der zu ihrer Aufdeckung benutzten Mittel (anderer als visueller Art) voranzustellen. In gewissen Fällen schien es uns auch interessant, der Analyse eine Zusammenstellung der Abhilfemassnahmen (ohne Ersatz des Ausrüstungsteils) folgen zu lassen, welche die Entwicklung der Schädigungen bremsen sollen. Wo immer dies möglich ist, erwähnen wir die durch den einen oder anderen spezifischen Fall betroffenen Länder.

Bild 3.6

Wichtigste Ausrüstungsteile der Brücken



- 1. Belag
- 2. Deckschicht
- 3. Abdichtungsschicht
- 4. Gesims
- 5. Sockel
- 6. Sicherheitsvorrichtung
- 7. Sammeln und Abführen des Wassers:

- a) Rinnstein
- b) Ablauf
- c) Abflussrohr
- d) Sammeleinrichtung für Drainagewasser

- 8. Kanalisation
- 9. Lagerkörper

3.2.1 Allgemeines

Es ist sehr schwierig festzustellen, wie gross der Anteil an Brückenausrüstungen mit Schädigungen ist, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes beeinflussen könnten. In den meisten Ländern fehlen statistische Angaben hierzu. Tabelle 3.1 gibt einige Schätzungen aus Ländern wieder, wo diese Angaben verfügbar sind. Das am häufigsten genannte Ausrüstungsteil ist die Dilatationsfuge, die in allen Ländern Probleme aufgibt.

Es wäre allerdings gewagt, eine Klassifizierung der Wichtigkeit der Schädigungen in Funktion der Häufigkeit ihres Auftretens anzustreben, da die am häufigsten geschädigten Teile nicht notwendigerweise jene sind, deren Schädigungen am unheilvollsten in bezug auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes sind. Hier spielt die Bedeutung der Schädigung und vor allem die Lage des geschädigten Ausrüstungsteils bezüglich der strukturellen Elemente der Brücke (z.B. Vorspannung) hinein. In dieser Hinsicht kann man sagen, dass die Mehrzahl der an den Aussenseiten der Brücken konzentrierten Ausrüstungsteile (Gesimse, gewisse Sicherheitsvorrichtungen, Leitungen) kaum je in einem neuralgischen Teil des Bauwerkes liegen. Hingegen besteht die Gefahr, dass Schädigungen im Bereich der Dilatationsfugen, des Entwässerungssystems und der Abdichtungsschicht unter der Fahrbahn durch die Stärke der Wassereindringungen oder durch ihre Lage die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes sehr stark beeinträchtigen.

Die Aufdeckung der Schädigungen an Ausrüstungsteilen von Brücken sowie die Diagnose erfolgen in der Mehrzahl der Fälle nur auf visuelle Art. Die Schädigungen sind relativ schnell festgestellt, wenn das Teil selbst sichtbar ist. Ist es verdeckt (z.B. Abdichtungsschicht), kann dies viel länger dauern, z.B. bis zum Entfernen von Nachbarschichten oder bis zum Auftreten von Anzeichen (Schäden oder Feuchtigkeitsspuren) auf den sichtbaren Flächen der benachbarten Elemente.

3.2.2 Fahrbahnbeläge - bituminöser Beton oder vom Bauwerk unabhängiger Zementbeton

Wenn bituminöse Betone als Brückenbeläge verwendet werden, ohne dass eine spezielle Abdichtungsschicht vorhanden ist (Japan), können sie - sofern sie richtig rezeptiert sind - eine Barriere gegen das Eindringen von Oberflächenwasser bilden. Das Auftreten (manchmal nach weniger als einem Jahr) von Mängeln und vor allem von Rissen oder offenen Fugen in dieser Schicht kompromittiert also diese Rolle auf Schwerste und erlaubt es dem Wasser, auf die Ebene des Strukturbetons einzudringen und dort den klassischen Schädigungsprozess auszulösen. Man wird daher den Belag so rasch als möglich durch geeignete lokale Behandlung und speziell durch die Injektion der Risse wiederherstellen. Im allgemeinen ist eine Erneuerung dieser Beläge nach fünf bis zehn Jahren notwendig.

Andere Länder (USA) sind der Ansicht, dass unabhängig von der Rezeptur die direkt auf die Brückenplatte aufgetragenen bituminösen Beläge - bei Fehlen einer Abdichtungsschicht - das mit Tausalzen belastete Wasser nicht daran hindern können, bis zur Kontaktfläche Belag/Beton vorzudringen, wo dieses dann wie gefangen liegenbleibt und dem Beton gegenüber sein zerstörerisches Werk ausübt. Sie meinen also, dass die Verwendung eines bituminösen Belages beim Fehlen einer spezifischen Abdichtungsschicht nicht etwa eine positive, sondern eine negative Wirkung auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes hat.

Tabelle 3.1

Häufigkeit der Schädigungen, welche die Dauerhaftigkeit einer Brücke beeinflussen könnten

Ausrüstungsteil	Belgien	Spanien	Frankreich	Italien	Japan	Norwegen	Niederlande	Schweden
Fahrbahnbelag aus Bitumenbeton			(x)		100 %			
Deckschichten - aus Zementbeton - aus Kunstharzbeton						5-15 % 50 %		
Spezifische Abdichtungsschicht	x		x	++(3)		x		x
Beläge und Abdichtungen von Zonen "außerhalb der Fahrbahn"	x	70 %	(x)	x		x		
Gesimse und Sockel	++		x	x (2)		++	x	++
Sicherheitsvorrichtungen - Verankerung der Metallteile - aus Beton	x				++	x	x	0-100%
Entwässerung	5-15 %		x	++			x	x
Leitungen	x		x	x				x
Dilatationsfugen	40 %	70 %	x	60% (1)	10-50%	++	x	5-25% (4)
Schutz der seitlichen Flächen anderer Betonelemente	10-25 %			x				x
Lagerkörper	10-25 %	70 %	++	20 %	60 %			x

x = unbekannte Häufigkeit

++ = hohe Häufigkeit

1) in Abnahme

2) lokal

3) in Zunahme

4) 100 % für den Verlust der Dichtigkeit gewisser Fugen (siehe Tabelle 3.2)

Das Problem ist ein anderes, wenn diese bituminösen Beläge auf einer spezifischen Abdichtungsschicht verwendet werden (Belgien, Dänemark, USA, Finnland, Frankreich, Norwegen, Schweden, Schweiz).

Welcher Art auch immer die Schädigung dieser Schicht sein mag (Risse, Spurrinnenbildung, Abnutzung), die Schädigung wird keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Brücke haben, solange sie nicht Rückwirkungen auf die Ebene der Abdichtungsschicht hat. Nur im Fall der Abnutzung ist dieses Risiko der Rückwirkung wirklich vorhanden. In der Tat bilden Abdichtung und Belag eine Einheit, an welcher im allgemeinen alle Schichten haften. Es kommt also mitunter (oder sogar oft) vor, dass sich die Schädigungen des Belages (vor allem die Risse) auf die Ebene der Abdichtung verlagern. Um dies nachzuprüfen, ist häufig die Entnahme von Proben notwendig.

Wo die Abdichtung beschädigt ist, ist die Situation ähnlich der im vorangegangenen Abschnitt (fehlende Abdichtung) beschrieben: die Gegenwart des bituminösen Belages kann eine negative Wirkung auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes haben. Die Literaturhinweise 26 und 27 behandeln das Problem der Schädigungen von bituminösen Brückenbelägen im Detail.

Umgekehrt können gewisse, im Belag sichtbare Schädigungen ein Anzeichen von Störungen im Bereich der Abdichtungsschicht, ja des Bauwerkes selbst sein. Beispielsweise können Spurrinnen, Mulden, Wülste, Wellungen, Risse, Netzzrisse, Schlaglöcher und Bindemittelanreicherungen ihre Ursache in der Abdichtungsschicht oder im Reprofilierbeton haben.

Dort, wo der Belag aus einer 20 cm starken Schicht aus durchgehendem Stahlbeton besteht, die den Tausalzen widersteht (Belgien) und die unabhängig (z.B. auf einer Gleitschicht oder einer Schicht aus bituminösem Beton) auf der Abdichtungsschicht aufliegt, ist die Sachlage entschieden günstiger, einerseits wegen der beträchtlichen Steifigkeit des durchgehenden Stahlbetons, andererseits wegen des Fehlens grösserer Risse (dank der Bewehrung), was die Beanspruchungen der Abdichtungsschicht sehr stark vermindert. Dennoch muss verhindert werden, dass Zementbetonschichten direkt im Kontakt mit Abdichtungsschichten verlegt werden; die thermischen Bewegungen dieser Schichten können nämlich die Abnutzung der Abdichtung hervorrufen (Dänemark).

Schliesslich darf das schlechte Allgemeinverhalten der Schutzschichten aus Zementmörtel oder -beton (30 bis 80 mm dick), die zwischen Abdichtung und Bitumenbelag eingezwängt sind, nicht unerwähnt bleiben. Ihr Zerfall stellt ein gewisses Risiko für die Lebensdauer der Abdichtung dar (Belgien, Dänemark, Finnland).

3.2.3 Deckschichten

Zwei Arten von Deckschichten (Overlay) werden verwendet: jene aus Zementbeton (40 bis 70 mm) und dünne Deckbeläge auf Harzbasis.

Deckschicht aus Zementbeton

Jene aus latexmodifiziertem Beton [Stärke 40 mm, 390 kg/m³ Zement, 122 kg/m³ Latex (48 % Feststoffe), W/Z = 0,35] und jene aus Beton mit geringer Ausbreitung (Stärke 50 mm, 475 kg/m³ Zement, W/Z = 0,32) werden in den USA und Kanada sehr häufig verwendet. Praktisch alle diese Deckschichten nehmen Schaden durch:

- Schwindrisse, die kurz nach der Erstellung auftreten;
- Risse unter Gebrauch;
- Abblätterung; diese beginnt etwa drei Jahre nach der Erstellung.

Diese Schäden sind zurückzuführen auf:

- den Einbau während einer Periode starker Verdunstung;
- die Alterung und Einwirkung des Verkehrs;
- den laufenden Korrosionsprozess in der Platte des Brückenträgers.

Die Abblätterung kann durch akustische Methoden und Messung des elektrochemischen Potentials aufgedeckt werden. Wenn die Abblätterung nur kleine Flächen betrifft, führt man eine Nachbearbeitung durch. Ist die Erscheinung zu stark ausgedehnt, ersetzt man die Deckschicht oder man baut einen kathodischen Schutz ein.

Deckschichten aus Zementbeton (50 bis 70 mm stark) werden ebenfalls, aber auf weniger als 2 % der Brücken in Norwegen verwendet.

Das Verhalten dieser Schichten ist gut; nur 5 bis 15 % zeigen nach 5 bis 10 Jahren Schädigungen in Form von kleinen konzentrierten Rissen. Diese Erscheinung ist einer mangelhaften Bindung zwischen der Schicht und dem Beton des Bauwerkes zuzuschreiben. Um jegliches Eindringen von Wasser zu vermeiden, werden lokale Reparaturen und Versiegelungen der Risse ausgeführt.

Dünne Deckbeläge auf Harzbasis

Harzhaltige Mörtel (von 10 bis 20 mm Stärke) (Epoxy, Epoxyteer und Polyester) werden als Deckbeläge in den USA und auf weniger als 2 % der Brücken in Norwegen verwendet. Die relativ kurze Lebensdauer dieser Schichten (einige Jahre) wird u.a. Problemen der Blasenbildung, Abnutzung, Brüchigkeit bei niedrigen Temperaturen, Unterschiedlichkeit der thermischen Ausdehnungskoeffizienten im Vergleich zum Untergrund und Schwindrissen (USA) (28) sowie Haftungsmängeln zugeschrieben, die durch Unterschiede in der Baustoffqualität entstanden sind (Norwegen).

Kürzlich in den USA durchgeführte Versuche mit mehrschichtigen Deckbelägen (3 Schichten, ca. 3,5 kg/m² insgesamt) auf der Basis von weichem Polyesterharz haben eine Lebenserwartung von schätzungsweise 10 Jahren ergeben (29).

3.2.4 Spezifische Abdichtungsschichten

Ausser den mehrschichtigen Systemen aus an Ort und Stelle mit Bitumen imprägnierten Folien (altes System, das in Schweden voll befriedigte) werden hauptsächlich drei Typen von Baumaterialien für die Ausführung von Abdichtungsschichten verwendet: der Asphaltmastix, vorfabrizierte Folien, vor allem in bewehrtem Polymerbitumen, sowie Harze. Diese Baustoffe sind kurz im Kapitel 5.2.1 und detaillierter in den Literaturhinweisen 30 und 31 beschrieben.

Die hauptsächlich angetroffenen Schädigungen sind:

Asphaltmastix

- Risse; diese sind hauptsächlich thermischen Ursprungs (sehr harte Winter) (Belgien, Dänemark, Norwegen, Schweden).
- Kriechen in Richtung des resultierenden Gefälles der Brücke (fehlerhafte Rezeptur) (Belgien)
- Spurrinnenbildung (fehlerhafte Rezeptur in Verbindung mit starkem Lastwagenverkehr) (Belgien)
- Die Abnützung im Spezialfall, wo die Abdichtungsschicht der direkten Wirkung des Verkehrs ausgesetzt ist (als Folge des Verschwindens des Belages durch die Einwirkung der Spikesreifen) (Norwegen).
- Das Einsickern von Wasser in die Zwischenschicht Abdichtung-Beton im Fall des Versagens einer schwimmenden Schicht.
- Die Schwächungen an Aufbordungen, Rändern und Verbindungen zu Durchdringungen als Folge insbesondere der Nichtbeachtung der Regeln der Baukunst.
- Die Alterung, welche den Gussasphalt brüchig machen kann.
- Die Blasenbildung in den anhaftenden Abdichtungen; die Blasenbildung wird durch eine Volumenvergrößerung der unter der Abdichtung (Haftungsmängel der Abdichtung an der Unterlage oder Porosität des Betons) eingeschlossenen Luftblasen (oder Dampfblasen) infolge Temperaturschwankung hervorgerufen. Letztere kann von täglichen Temperaturschwankungen der Luft stammen oder beim Verlegen einer Schicht Bitumenbetons entstehen. Im letzteren Fall kann eine Durchlöcherung oder ein Zerreißen der Abdichtung beim Verdichten dieser Belagschicht resultieren.

In Finnland und Schweden wird das Problem der Blasenbildung teilweise durch das Verlegen einer Gittermatte aus Glasfasern auf den Beton gelöst. Dies ermöglicht es, die Luft und den Dampf aus dem Beton durch Röhrchen, welche durch die Platte gehen, entweichen zu lassen. In diesem Fall wird allerdings die Haftung des Gussasphalts am Beton vermindert (um rund 30 %).

Vorfabrizierte Folien

- Blasenbildung (Belgien); siehe Asphaltmastix hiervoor.
- Die Durchlöcherung der Folie (Belgien) durch die Steine, welche in der Belagsschicht über der Folie enthalten sind (nicht genügend widerstandsfähige Folie oder Fehler beim Einbau des Belages) .
- Die Zerstörung der Folie durch Veränderung des Bindemittels (Schweden): Auswaschung nach 12 bis 15 Jahren oder Auflösung des Bindemittels durch Kontakt mit den angrenzenden Schichten.

- Die Schwächungen an Aufbordungen, Rändern und Verbindungen zu Durchdringungen (siehe Asphaltmastix).

Harze

- Die Alterung, welche die Harze brüchig werden lässt.
- Das Unvermögen, die Risse der Unterlage überbrücken zu können.
- Die Ablösung des Harzes vom Beton oder die Veränderung der Betonhaut infolge fehlender Wasserdampfdurchlässigkeit und Frost.

Alle diese Schäden haben als Auswirkung die Minderung der Stärke oder das lokale Verschwinden der Abdichtung, welche fortan die Rolle, die ihr zugedacht ist, nicht mehr spielen kann, das Wasser - das möglicherweise mit Tausalzen belastet ist - daran zu hindern, in den Bauwerksbeton einzudringen.

Die Schädigungen der Abdichtung werden im allgemeinen entweder dann festgestellt, wenn gewisse Schäden an der Oberfläche des Belages sichtbar sind oder Feuchtigkeitsspuren an der Unterseite des Brückenträgers erscheinen oder bei der Erneuerung des Belages. Mit Ausnahme dieses letzten Falles ist es im allgemeinen unerlässlich, zur Bestätigung der Existenz einer Schädigung auf der Ebene der Abdichtung zusätzliche Untersuchungen zerstörender Art wie Kernbohrungen oder Entnahme von Proben durchzuführen. Gewisse Länder (Schweden) sind der Auffassung, dass eine Erneuerung der Abdichtung in regelmässigen Intervallen zu empfehlen ist.

Wenn die Schäden der Abdichtung lokal begrenzt sind, können im Prinzip punktuelle Reparaturen gemacht werden. Um eine solche Reparatur mit Erfolg auszuführen - es sei denn, man begnügt sich damit, die Risse zu versiegeln - ist es im allgemeinen notwendig, die Ränder vollkommen von der vorhandenen Abdichtung zu befreien und dann mit der neuen Abdichtung zu überdecken (Belgien, Dänemark). Dieses Entfernen, das wegen der Haftung zwischen der Abdichtungsschicht und dem Rest des Belages sehr schwierig auszuführen ist, macht die Instandsetzung oft sehr heikel.

Mehr Informationen über diese Schädigungen finden sich in den Literaturhinweisen 30 und 32.

3.2.5 *Beläge und Abdichtung von Zonen ausserhalb der Fahrbahn (Gehweg und Mittelstreifen)*

Diese Elemente werden hier nur wiederholt, wenn sie sich von jenen unterscheiden, welche unter der Fahrbahn verwendet werden.

Im allgemeinen treten zwei Fälle auf:

- a) der Bauwerksbeton ist mit einem dicken Belag überzogen.
- b) der Bauwerksbeton ist mit einem dünnen Film versehen.

Dicker Belag (Belgien, Frankreich)

Wo dieses System verwendet wird, unterscheidet sich der ausserhalb der Fahrbahn verwendete Komplex Abdichtung-Belag im allgemeinen von dem für die Fahrbahn verwendeten durch die Art

des Belages (Zementbeton als Ortsbeton oder als vorgefertigte Platten, Bitumenbeton), wobei die Abdichtung dieselbe bleibt. Der Belag ist oft durchlässiger und schlecht entwässert. Daraus resultieren Wasserstagnationen, welche unter der wiederholten Wirkung von Frost und Auftauen die Abdichtungsschicht schneller beschädigen könnten.

Dünnere Folie (einige Fälle in Norwegen)

In diesem Fall wird der Schutz mittels eines Mörtelüberzuges auf Teerepoxy-Basis (5 bis 10 mm) erreicht. Die Probleme, welche sich stellen, sind analog jenen, die bei Deckbelägen aus Harzmörtel auftreten.

3.2.6 Schutz der Flächen anderer Betonelemente

Gewisse Länder (Schweiz) haben enttäuschende Erfahrungen mit spezifischen Betonschutzsystemen gemacht, egal ob vom Typ Überzug oder Anstrich, und sie sind daher der Auffassung, dass der Beton sich grundsätzlich selbst schützen sollte, dank seiner inneren Qualität. Spezielle Schutzmassnahmen werden nur in Einzelfällen ergriffen, z.B. bei tragenden Teilen, die oberhalb der Fahrbahn liegen, und solchen, die dem Salz und dem Frost/Auftau-Zyklus unterworfen sind.

In anderen Ländern profitieren gewisse Teile - andere als der obere Teil des Überbaus - manchmal von einem spezifischen Schutz gegen die Aggressivität der Umgebung (in erster Linie Schutz gegen Salzwasser oder angespritzten Strassenschmutz mit Tausalzen); es handelt sich um die Pfeiler und vor allem die Gesimse sowie gewisse Teile der Widerlager. Die verschiedenen verwendeten Schutzsysteme sind:

Imprägnierung

In Schweden erfolgt die Imprägnierung mit Hilfe von Silanen und Siloxanen (siehe Kap. 5.1.2). Die Lebensdauer dieser Imprägnierungen ist allerdings beschränkt. Laboruntersuchungen zeigen, dass die Imprägnierungsprodukte in Tat und Wahrheit altern. Daher muss regelmässig (alle vier bis sechs Jahre) eine neue Imprägnierung aufgetragen werden.

In Dänemark sind es vor allem die beschädigten Brücken oder solche, die Alkali-Silica-Reaktionen unterworfen sind, die behandelt werden. Die Resultate dieser Erfahrungen sind allerdings nicht eindeutig.

Versiegelung und Überzug

Obwohl in erster Linie aus ästhetischen Gründen verwendet, kann man die Anstriche mit Versiegelungsprodukten vergleichen, indem diese Produkte ebenfalls eine schützende Rolle für den Beton ausüben (Belgien). Die Überzüge sind in der Regel vom Typ Epoxidharze (Dänemark).

Über die mit diesen Behandlungen erzielten Resultate sind die Meinungen zumindest geteilt. Obwohl diese Materialien z.B. Polyester, Thermoplastik, Polyurethan und Epoxidharze im allgemeinen einen sehr guten Frostwiderstand und eine gute Resistenz gegen das Eindringen von Chlorionen und Kohlendioxyd aufweisen, haben sie doch folgende Nachteile:

- Sie können die Risse im Beton nur schwerlich überbrücken.
- Sie hindern den Beton am Atmen, was das Ablösen der Versiegelung oder des Ueberzuges hervorrufen oder, im Fall ungenügenden Frostwiderstandes, sogar Schäden im Beton erzeugen kann.
- Es ist schwierig, optimale Haftungsbedingungen zu schaffen, vor allem wenn der Beton feucht ist (33).

3.2.7 *Gesimse und Sockel*

Die Gesimse stellen die äussersten Teile des Querprofils des Brückenträgers dar. Aus diesem Grund dienen sie oft zur Befestigung des Randes der Abdichtungsschicht und zur Verankerung von Sicherheitsvorrichtungen des Bauwerkes (Geländer, Leitplanke). Die Gesimse üben im allgemeinen die Funktion einer Traufe aus, d.h. sie weisen das rieselnde Wasser gegen das Innere der Brücke ab. Gewisse Länder (Belgien) verwenden allerdings auch Gesimse, die Sickerwasser gegen das Aeussere der Brücke ableiten. Dies ist indessen in Zonen, wo Verkehr unter der Brücke durchgeht, nicht zu empfehlen.

Die Gesimse werden in der Regel aus Ortsbeton (Stahlbeton) oder vorfabriziertem Beton hergestellt, können aber, wie neuere Beispiele zeigen, auch aus Glasfibermörtel, Stahl oder Aluminium (Frankreich) bestehen.

Sockel sind Unterbrechungen des Ueberbaus, die nicht an seinen Aussenseiten liegen, aber über die Oberfläche des angrenzenden Belages hinausstehen. Gewisse ihrer Funktionen sind im allgemeinen identisch mit jenen der Gesimse.

Diese Gesimse und Sockel können, wie in gewissen Ländern (Belgien, Dänemark, Frankreich) festgestellt wurde, Ausgangspunkt zahlreicher und/oder bedeutender Schädigungen auf der Ebene des Betons (Risse, Zerfall, Abbröckelung) sein. Die Qualität dieses in zweiter Phase ausgeführten Betons ist oft mittelmässig:

- ungenügende Verdichtung
- zu geringe Ueberdeckung der Bewehrung
- fehlerhafte Bedampfung.

Im weiteren fehlt der Schutz dieses Betons oft oder er ist mangelhaft, sei es, dass ganz einfach eine Abdichtungsschicht fehlt, sei es, dass diese durch die Verankerungen der Geländer durchlöchert ist.

Wenn ein Schutz vorgesehen ist, handelt es sich entweder um vorfabrizierte Folien oder einen oberflächlichen Ueberzug, der mit Epoxyteer (Belgien, Schweden) ausgeführt wurde, oder um ein Epoxydharz, das mit 1 l/m² (Norwegen) aufgebracht wurde. Risse und Abschuppungen der Ueberzüge sind allerdings häufig. In Norwegen hat die Erfahrung gezeigt, dass ungefähr 50 % dieser Ueberzüge nach 5 bis 10 Jahren zerbröckeln und 2 bis 5 Jahre nach Auftreten der ersten Schäden ersetzt werden müssen. Die Ursachen dieser Schäden können vielfältiger Art sein; zu den im Abschnitt 3.2.6 aufgeführten kommen hinzu: schlechte Vorbereitung der Oberfläche (Vorhandensein von Zementmilch), schlechte Vorbereitung oder Anwendung des Harzgemisches, schlechte Rezeptur des Harzes (z.B. Unverträglichkeit der Koeffizienten der thermischen Ausdehnung oder ungenügen-

de Widerstandsfähigkeit gegen UV-Strahlen). Man wird u.a. versuchen, diese Ueberzüge durch Schutzstoffe mit geringerem Diffusionswiderstand zu ersetzen (Norwegen).

Das Eindringen von Wasser in diese Gesimse, als Folge des Fehlens, der Unterbrechung oder des Bruches des Schutzsystems, ist umso gefährlicher, als das Risiko besteht, dass Wasser unter die eigentliche Abdichtung einsickert, insbesondere wenn diese von nichtverklebter Art (Asphaltmastix) ist. Die etwaigen Aufbordungen dieser Abdichtung sind übrigens in dieser Hinsicht besonders heikle Punkte.

Schädigungen können ebenfalls an der Nahtstelle Gesims/Bauwerk auftreten (Frankreich). Sie sind vor allem auf Konzeptmängel (ungenügende Verankerung) zurückzuführen. Auch wenn diese Schadensart die Lebensdauer des Bauwerks nur wenig beeinflusst, stellt sie doch für den Benützer einer unter dem Bauwerk verlaufenden Strasse eine gewisse Gefahr dar.

3.2.8 Sicherheitsvorrichtungen

Wir unterscheiden zwischen Sicherheitsvorrichtungen, die ausschliesslich aus metallischen Teilen zusammengesetzt sind und solchen aus massivem Beton, die einen integrierenden Bestandteil des Ueberbaus bilden oder in diesem verankert sind.

Sicherheitsvorrichtungen metallischer Art

An dieser Stelle gehen wir nicht auf das Problem der Korrosion der Pfosten ein, soweit dieses ohne Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes selbst bleibt.

Dort, wo die Sicherheitsvorrichtungen in vom Brückentragwerk unabhängigen Sockeln verankert sind, beeinflusst ihr Verhalten die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes nicht. Diese Sockel werden nämlich im allgemeinen auf die Abdichtungsschicht versetzt, die somit nicht durchlöchert wird. Diese Systeme verhalten sich insgesamt zufriedenstellend (Schweiz).

In der Mehrzahl der Fälle werden die Sicherheitsvorrichtungen allerdings direkt in den Bauwerksbeton verankert. Genau diese Verankerung verursacht Probleme. Welches Verankerungssystem auch immer verwendet wird (Pfosten im Beton eingespannt oder Verankerung mittels Schrauben), es durchdringt stets das Abdichtungssystem. Daraus ergeben sich oft Wasserinfiltrationen, welche in Begleitung der Frostwirkung den Prozess der Schädigung des Bauwerksbetons in Gang bringen. In gewissen Ländern (Norwegen) hat man festgestellt, dass diese Art von Mangel bei gewissen Brücken nach 5 bis 10 Jahren auftritt. Um den Schädigungsprozess zu hemmen, versiegelt man die Uebergangsstelle zwischen dem Beton und den Metallteilen, die ihn durchdringen.

Sicherheitsvorrichtungen aus massivem Beton, die Teil des Ueberbaus oder in diesem verankert sind

Diese Vorrichtungen können in Ortsbeton ausgeführt werden. Dann treten aber häufig Risse auf (nach ca. 5 Jahren) und mitunter zerbröckeln sie (nach 10 bis 15 Jahren) (Japan). Die Zerbröckelung resultiert im allgemeinen aus der Ausdehnung, welche durch Korrosion hervorgerufen wird, die ihrerseits einer unzureichenden Ueberdeckung der Bewehrung zuzuschreiben ist.

Ausser den klassischen Gründen, welche die Rissbildung dünner Stahlbetonschalen bewirken können (schlechte Rezeptur oder Verarbeitung des Betons und/oder der Bewehrung und ungenügender Schutz), muss die Möglichkeit der strukturellen Rissbildung erwähnt werden, insofern diese, mit

dem Bauwerksbeton verbundenen Elemente in gewissen Teilen des Bauwerkes (z.B. den Lagern von statisch unbestimmten Brücken) Zugkräften ausgesetzt sein können.

Die Sicherheitsvorrichtungen können auch aus vorgefabriziertem Beton bestehen. Dann sind sie mit Dübeln an der Platte befestigt, Dübeln aus Stahl mit kontrollierter Duktilität, die der Festigkeit der Platte proportional ist (Italien).

3.2.9 Entwässerungssysteme

Schäden am Entwässerungssystem und/oder am umgebenden Beton können ihren Ursprung in der chemischen Unverträglichkeit zwischen den verwendeten Materialien und dem Beton haben.

Einläufe

- Der schlechte Einbau, die ungenügende Anzahl oder der ungenügende Unterhalt der Einläufe führen zu Wasserstauungen, die, in Verbindung mit der Frostwirkung, den Zerstörungsprozess am Belag und an den Abdichtungsschichten beschleunigen können.
- Die Betonqualität rund um den Einlauf lässt oft zu wünschen übrig: Ueberzähne, die das satte Anliegen schwierig machen; Beton zweiter Phase, der in kleinen Mengen eingebracht und schlecht verdichtet wurde.
- Die Verbindung der Abdichtung (falls eine vorhanden ist) mit dem Einlauf ist heikel in der Ausführung (qualifiziertes und motiviertes Personal). Diese Verbindung erfordert üblicherweise die Ausstattung des Einlaufes mit einem Flansch mit Klemmbride. Im Fall des Versagens dieses Anschlusses besteht die Gefahr, dass die Wassereinsickerungen, die an dieser Stelle speziell reichlich vorkommen, der Dauerhaftigkeit des Betons sehr abträglich sind.

Vorrichtung zur Entwässerung des Sickerwassers

Das System zur Ableitung dieser Sickerwässer muss, wie die Einläufe, den Beton der Brückenplatte und die evtl. vorhandene Abdichtungsschicht durchqueren. Die Verbindung zu diesen Elementen ist daher unter den gleichen Gesichtspunkten zu sehen wie jene an die Einläufe (siehe oben).

Entwässerungsrohre

Schäden am Bauwerk werden häufig angetroffen, wenn das Wasser aus den Sammelvorrichtungen unter der Platte ins Freie tropft (fehlende Verbindung mit dem allgemeinen Entwässerungssystem) und sich ein Brückenteil in der Fallinie des Wassers befindet. Es gilt zu beachten, dass diese Fallinie unter der Einwirkung des Windes verschoben werden kann. Es verhält sich auch prinzipiell gleich mit den Trägerflanschen und den Pfeilern grosser Höhe, die durch den Fall dieser mit Tausalzen belasteten Wässer angegriffen werden können.

Die Anschlussrohre der Sammelvorrichtungen an das allgemeine Entwässerungssystem können ebenfalls Ursprung verschiedener Schädigungen des Bauwerkes sein. Diese ergeben sich häufig aus einem fehlerhaften Konzept dieses Entwässerungssystems: ungenügende Durchmesser oder ungenügendes Gefälle, was rasch zu Verstopfungen führt, keine Reinigungsmöglichkeit im Falle einer Verstopfung (unzugänglich) oder Material, das vor allem bei den Entstopfungsarbeiten nicht genügend widerstandsfähig ist (z.B. PVC-Rohre). Die gefährlichsten Situationen treten auf, wenn

das Entwässerungssystem nicht sichtbar ist, und somit den laufenden visuellen Inspektionen entgeht. Zwei Beispiele:

- Kastenträger (oder ähnliches Bauwerk) voll Wasser infolge Bruchs einer Kanalisationsleitung (oder infolge Wassereinsickerung) im Fall des Fehlens oder der Verstopfung der Entwässerungsvorrichtung des Kastens.
- Erhebliche Risse in einem Pfeiler, in den ein Abflussrohr einbetoniert worden war (Verstopfung und Frost) (Niederlande).

3.2.10 Verschiedene vom Bauwerk gestützte Leitungen

Diese Leitungen sind im allgemeinen entweder im Gehsteig untergebracht oder an der Fahrbahnplatte aufgehängt. Das Hauptproblem der im Gehsteig verlegten Leitungen kommt von ihrem Verlauf von einer Spannweite zur anderen oder vom Widerlager zur Brücke hin: Unvermögen, die differentiellen Bewegungen der benachbarten Spannweiten aufzunehmen und Notwendigkeit, die Abdichtung zu durchqueren, mit allen Verbindungsproblemen, die sich dabei ergeben. Man muss hierzu noch das Problem der Dichtigkeit der Verbindungen zwischen den verschiedenen Teilen dieser Rohre anführen. Alle diese Schwächen insgesamt haben oft zur Folge, dass diese Rohre mit Wasser gefüllt sind und durch die Frostwirkung weitere Brüche auftreten, mit der Konsequenz von Infiltrationen, welche den Schädigungsprozess der Abdichtungsschichten beschleunigen.

Was die an der Fahrbahnplatte aufgehängten Rohre betrifft, können an der Durchgangsstelle durch die hintere Widerlagermauer Brüche auftreten. Das dort eindringende Wasser kann sich nach weiteren Brüchen zu verschiedenen, für das Bauwerk gefährlichen Stellen hin ausbreiten, z.B. im Innern von Kastenträgern, entlang von Trägern oder bei den Lagern.

Im Fall der aufgehängten Rohre ist es im weiteren angezeigt, Sorgfalt beim Einbau und Unterhalt der Befestigungen dieser Rohre walten zu lassen. In der Tat können schlecht eingebaute Rohre den Schutz entblößen oder die Spannkabel verletzen. Andererseits können schlecht gewartete Befestigungen korrodieren und Schäden am Bauwerksbeton hervorrufen.

Wenn diese Rohre im Bauwerk selbst einbetoniert sind (Dänemark), ist es notwendig, ihnen ein Gefälle zur Brückenaussenseite hin zu geben, so dass sich die Rohre selbst entwässern.

3.2.11 Lagerkörper

Verschiedene Störungen des Bauwerkes können ihre Ursache in den Lagern haben. Sie rühren vor allem von Blockierungen von Lagern, von Verschiebungen oder vom Nichtfunktionieren der Führungsvorrichtungen, Anschläge oder Verankerungen sowie von der Schädigung der Lager aus bewehrtem Kautschuk her.

Mehr Einzelheiten zu diesem Thema finden sich im Kapitel "Lager" (31 und 32).

Blockierung der Lager

Diese rührt im allgemeinen von der Korrosion metallischer Lager und dem Nichtfunktionieren von Gleitlagern her.

Die Korrosion ist die häufigste Art der Schädigung metallischer Lager. Sie hängt u.a. vom Feuchtigkeitsgrad der umgebenden Atmosphäre (z.B. undichte Dilatationsfuge) und von der Regelmässigkeit des Unterhaltes ab. Dieser Unterhalt (Entrostung und Anstrich) wird als wesentlich (Japan) erachtet; wo er fehlt, taucht nach einigen Jahren Korrosion auf und der Ersatz des Lagers wird nach 5 bis 10 Jahren als unumgänglich beurteilt.

Eine Lagerblockierung kann auch im Fall von Lagern mit Gleitplatten aus Teflon auftreten. Die Blockierung ergibt sich in der Regel aus einer Verschmutzung (ungenügender Schutz während der Handhabung beim Versetzen, oder, bei normalem Funktionieren, ein zur Unzeit angebrachter Anstrich der Gleitplatten). Sie kann auch von der Verformung des Teflons (z.B. als Folge zu grosser Belastung oder Drehung) oder von der Verformung der Gleitplatte (Verformung als Folge eines schlechten Unterlagsbetons) oder vom Ueberschreiten des Gleitweges (übermässige Verschiebung des Ueberbaus) herrühren.

Die Topflager können ebenfalls beim Drehen blockieren, wenn der Gummi z.B. als Folge eines Defektes der Abdichtung zwischen Kolben und Topf ausgetrieben wird.

Die Blockierung von Lagern erzeugt beträchtliche Kräfte im Ueber- und Unterbau, welche, falls sie die in der Berechnung vorgesehenen Grenzen überschreiten, in diesen Elementen die Bildung von Rissen bewirken.

Verschiebung von Lagern oder Lagerteilen

Rollenlager können eine nicht mehr rückgängig zu machende Verschiebung erleiden. Unter den möglichen Ursachen nennen wir die Verschmutzung und die Uebertragung horizontaler Kräfte bei gleichzeitig schwachen vertikalen Reaktionen, ja sogar negativen Reaktionen. Die Lager aus bewehrtem Neopren, welche gleichartigen Reaktionen unterworfen sind, können ebenfalls ein Kriechen erleiden, wenn eine Verankerungsvorrichtung des Lagers fehlt, sei es im Unter- oder Oberbau.

Greift man nicht rechtzeitig ein, kann der Mechanismus zum Abstossen des Lagers von seinem Sockel führen (Belgien), was schwere Störungen im Ueberbau zur Folge haben kann.

Nichtfunktionieren der Führungsvorrichtungen, Anschläge, Verankerungen

Schiefe oder gekrümmte Brücken erleiden gelegentlich Querverschiebungen. Wo Führungsvorrichtungen oder Anschläge fehlen, können übermässige Verschiebungen den Kontakt zwischen dem Ueberbau und gewissen Elementen des Unterbaus (seitliche Widerlagermauern) zur Folge haben und so deren Schädigung hervorrufen.

Die Resultate sind dieselben, wenn die Führungsvorrichtungen oder Anschläge im Hinblick auf die tatsächliche Orientierung der Verschiebungen des Ueberbaus nicht richtig versetzt wurden; die Bewegungen der Brücke werden diese Vorrichtungen sowie ihre Verankerungen im Bauwerk rasch zerstört haben.

Weitere Schäden ergeben sich durch zu viele feste Lager oder dadurch, dass diese festen Lager die Rotationen des Bauwerkes nicht aufnehmen können.

Schäden an den Lagern aus bewehrtem Elastomer

Diese Lager können unter normalen Gebrauchsbedingungen reissen, ja die Schichten können sich voneinander lösen, wenn eine Veränderung des Elastomeres oder der Kontaktfläche zwischen Metallplatte und Elastomer eintritt (Belgien, Frankreich). Dies kann insbesondere dann der Fall sein, wenn die Lager aus verklebten Teilen zusammengesetzt sind.

Zusammenfassung: Herkunft und Auswirkungen der Schädigungen

Die Mehrzahl dieser Schädigungen werden durch die eine oder andere der folgenden Ursachen hervorgerufen:

- Fehlerhaftes Konzept des Lagerungssystems (vor allem Einbau und Orientierung)
- Unterbemessung der Lager oder Unterschätzung der Bewegungen des Ueberbaus
- Eigentliche Mängel der Lagerkörper
- Mangelnde Sorgfalt beim Einbau (Montage, Verbeulung)
- Mangelnder Unterhalt der Lagerkörper.

Ausser den Reparaturen an den Bauwerken selbst machen alle diese Schädigungen im allgemeinen den Ersatz der betreffenden Lager und/oder die Ausbesserung der Unebenheiten nötig, was in der Regel nur durch ein Anheben der Brücke erfolgen kann.

3.2.12 Dilatationsfugen

In der Tabelle 3.2 findet sich die Liste der Schäden an den Fugen, die in den verschiedenen Ländern am häufigsten gefunden wurden.

Für mehr Einzelheiten in dieser Beziehung verweisen wir auf das Kapitel "Dilatationsfugen" (31, 32).

Hiernach werden die Hauptursachen und -konsequenzen der Schäden unter die Lupe genommen.

Die Verluste an Dichtigkeit

Zahlreiche Fugentypen sind von ihrem Aufbau her nicht dicht. Bei den anderen kommt der Verlust der Dichtigkeit vom Ausquetschen, Zerreißen, der Veränderung oder Durchlöcherung der Abdichtungsprofile oder Abweisbleche oder auch von der Verbindung zwischen diesen Teilen der Brückenabdichtung.

Die Verluste an Dichtigkeit haben schwerwiegende Konsequenzen, da sich die Dilatationsfugen in der Regel unmittelbar im Bereich gewisser neuralgischer Punkte des Bauwerkes (Verankerungen von Vorspannkabeln, Lager) befinden.

Um diese Risiken der Schädigung auszuschliessen, bringt man in gewissen Ländern unter der Dilatationsfuge eine Rinne an, um die Wässer zu sammeln, bevor sie die lebenswichtigen Teile des Bauwerkes erreichen.

In Weg und Richtung übermässige Bewegungen

Diese Bewegungen ergeben sich im allgemeinen aus einer Unterbemessung der Fuge, einer Unterschätzung der Bewegungen des Ueberbaus oder einer schlechten Beurteilung ihrer Richtung.

Unter den möglichen Folgen aus diesen übermässigen Bewegungen möchten wir anführen:

- Die Zunahme der dynamischen Einwirkungen auf das Bauwerk als Folge der übermässigen Oeffnung der Fuge.
- Das Risiko, dass Abdichtungsprofile herausgedrückt werden.
- Die Blockierung der Brücke mit dem Risiko einer schweren Beschädigung der Fuge und/oder der Brücke.

Die Verschmutzung der Fugen

Die Verschmutzung der Fuge oder der Rost an gewissen gleitenden Teilen kann in der Blockierung der Fuge enden, was zu Rissen in gewissen Elementen des Bauwerkes führen kann, wenn die zulässigen Spannungen überschritten werden.

Sie kann auch zur Abnützung des Abdichtungsprofils beitragen.

Tabelle 3.2

Arten von Schäden bei den Dilatationsfugen

Fugentyp	Dichtheitsverlust	Herausreißen oder Bruch von Elementen	Korrosion	Ermüdung der Verankerungen	Schäden durch Schneepflug	Schädigung des Betons	Schädigung des Belages	Schädigung des Elastomers	Blockierung der Fuge
Gleitplatte	S,N,B	S,N,B	S						N
"Rollende Platten"	S,N,B	B	S	S					B
Kamm	B,S,J,N,I	B	S		S		J		B
Zwischen Metallprofilen befestigtes Neopren	I		I	I	S,I S,I				
- ein Element									
- mehrere Elemente									
Bewehrtes Neopren	(N)	(N)		I	S,I,B	J (50%), I	J (50%)	J (50%), B	
Verstärkte Nase	I,B	I				B,J (50%), I	J (50%)	J (50%), B	
Alle Kategorien					N		N,B		

B = Belgien / I = Italien / J = Japan / N = Norwegen / S = Schweden

Ausreissen oder Bruch der Fugenteile

Diese Ausrisse oder Brüche sind entweder die Folge der Einwirkung der Blätter der Schneepflüge oder allgemeiner der Einwirkung der Lasten aus dem Verkehr. Der Höhenunterschied zwischen der Fuge und dem Belag erzeugt nämlich unter der Einwirkung des Verkehrs erhebliche dynamische Beanspruchungen, die dazu führen können, dass die Fuge oder sogar die benachbarten tragenden Elemente beschädigt werden. Diese Höhenunterschiede können von Spurrinnen, der Abnützung oder auch der schlechten Ausführung des Belages am Rande der Fuge (Schwierigkeit der korrekten Verdichtung) herrühren. Wir möchten in diesem Zusammenhang darauf hinweisen, dass es empfehlenswert ist, den Belag am Rand der Fuge in geeigneter Weise zu entwässern, um den Prozess der Ablösung des Belages, der an dieser Stelle besonders oft auftritt, zu bremsen. Die Auswirkungen dieser Einflüsse des Verkehrs werden auf der Höhe der Fuge umso spürbarer sein, je mangelhafter die Qualität ihrer Verankerung im Bauwerk ist.

Die Folgen dieser Schäden haben eine lawinenartige Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes. Das Ausreissen oder Lösen gewisser Teile der Fuge vergrössert nämlich die Oeffnung zwischen den verbleibenden Teilen des Belages, was zu einer sehr starken Erhöhung der vom Verkehr erzeugten dynamischen Kräfte führen kann, und als Folge davon die Beschädigung gewisser Brückenteile beschleunigt.

Inspektions- und Unterhaltspolitik

Gewisse Länder (Schweden) praktizieren eine Politik regelmässiger und gründlicher Inspektion für bestimmte Fugendetails. Diese können teilweise demontiert werden, um die Inspektion zu ermöglichen.

Der laufende Unterhalt betrifft vor allem die Ränder der Fugen (Belag und benachbarter Beton) sowie den Ersatz gewisser defekter Elemente (insbesondere die Abdichtung). Gewisse Länder - Norwegen und Schweden - ersetzen die undichten Fugen systematisch durch dichte Konstruktionen.

LITERATURVERZEICHNIS

1. INGVARSSON, H. und WESTERBERG, B. Operation and maintenance of bridges and other bearing structures. Swedish Transport Research Board. Publ. No. 42, Stockholm, 1985.
2. ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES. Le béton hydraulique, connaissance et pratique. Paris, 1982.
3. DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE. Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art. Paris, 1980.
4. DEPARTEMENT OF TRANSPORT. SCOTTISH DEVELOPMENT DEPARTMENT OFFICE. Bridge Inspection Guide. Department of the Environment for Northern Ireland. 1983.
5. PAILLERE, AM. Mythe et réalités des fluidifiants (superplastifiants). Journée d'étude sur les adjuvants du béton. Paris, juin 1982. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 424. Mai 1984.

6. PIGEON, M., SAUCIER, F. und PLANTE, P. Production et stabilité des bulles d'air entraîné dans le béton. Département de Génie Civil, Université de Laval. 1987.
7. MINISTERE DE L'URBANISME, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS. Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 65, Bulletin Officiel. Paris, 3. April 1985.
8. VEJDIREKTORATET. The concrete of the Faro Bridges. The making, placing and curing of 41,800 m³ concrete for the construction of the substructures for the two Faro Bridges, March 1981 to June 1984, Kopenhagen.
9. COLLEGE INTERNATIONAL DES SCIENCES DE LA CONSTRUCTION. Durabilité des bétons et des pierres. Saint Rémy-lès-Chevreuses, 1981.
10. REGOURD, M. La résistance du béton aux altérations physiques et chimiques. Le béton hydraulique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 1982.
11. DELOYE, F., LEROUX, A. et al. Aspects pathologiques de l'interface pâte-granulats. Bulletin de Liaison, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n° 128. Paris, 1983.
12. JAPAN MINISTRY FOR CONSTRUCTION. Tentative countermeasures for controlling alkali-aggregate reactions (Civil Work Structures). Investigation Section Issue n° 287-288.
13. CHATTERJI, S. und PHIL, D. Evaluation of portland fly ash cement as a preventive against alkali-silica reaction. Technological Institute. Dänemark.
14. ASSOCIATION FRANCAISE DE NORMALISATION. Classification des environnements agressifs. Fascicule de documentation AFNOR P 18-011. Frankreich, 1985.
15. SHI EYO, SHI NAGATAKI et al. Effect of curing conditions on the carbonation of concrete with fly ash and the corrosion of reinforcement in long term tests. Proceedings Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Madrid, 1986.
16. ACI. Fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Proceedings Second International Conference. Madrid, Spanien, 1986.
17. PAILLERE, AM., RAVERDY, M. und GRIMALDI, G. Carbonation of concrete with low calcium fly ash and granulated blast furnace slag: influence of air entraining agents and freezing and thawing cycles. Proceedings Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Madrid, 1986.
18. SLATTER, JE., LANKARD, DR. et al. Bridge decks: corrosion cathodic protection and pavement seals. Transportation Research Board TRR 604, S. 6-15, Washington, DC, 1976.
19. BROWNE, RD. Design prediction of the life of reinforced concrete in marine and other chloride environments. Durability of building materials. 1981.
20. VERBECK, CJ. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. American Concrete Institute. Special Publication, n° 49, S. 21-38, 1975.

21. SCHIESSL, P. Corrosion of reinforcement. CEB RILEM. International Workshop on durability of concrete structures. Copenhagen-Lyngby, 1983.
22. HAUSMANN, D. Steel corrosion in concrete. Materials Protection, November 1967.
23. RAHARINAIVO, A. und GENIN, JMR. Corrosion des armatures de béton en présence de chlorures. Bulletin de Liaison, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n° 136. Paris, 1986.
24. MIDGLEY, HG. The penetration of chlorides into cement pastes. Cement and Concrete Research. Vol. 14, S. 546-558. 1984.
25. BRACHET, M. und RAHARINAIVO, A. Stress corrosion cracking of reinforcing bars. Proc. stress corrosion cracking and hydrogen embrittlement of ions-base alloys. NACE International Conference. Publication NACE-5, S. 766-785. Unieux. Firminy, 1973.
26. MINISTERE DES TRANSPORTS - DIRECTION DES ROUTES. Guide de visite des équipements des ponts. Paris, Februar 1983.
27. DE BACKER, C. Catalogue des dégradations des revêtements hydrocarbonés d'ouvrages d'art. Classification, causes et remèdes. Compte rendu de recherche CR 8/78. Centre de Recherches Routières. Brüssel, 1978.
28. NCHRP. Durability of concrete bridge decks. National Co-operative Highway Research Programme Synthesis of Highway Practice 57. TRB. Washington, DC, 1979.
29. SPRINKEL, MM. Polymer concrete overlay on the Big Swan Creek Bridge - Condition of overlay after two years in service. Virginia Highway and Transportation Research Council. 1986.
30. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Etanchéité des tabliers de pont en béton. OCDE. Paris, 1972.
31. AIPCR. Comité technique des ponts routiers. XVIIe Congrès mondial de la route. Sydney, 1983.
32. AIPCR. Comité technique des ponts routiers. XVIIIe Congrès mondial de la route. Brüssel, 1987.
33. RILEM. Comité Technique 52. Compte rendu du Symposium ISAP 86 sur l'adhérence entre polymères et béton, Aix-en-Provence, 16-18 septembre 1986. Chapman et Hall. London. New York.

Kapitel IV

4. METHODEN DER DIAGNOSE DER SCHÄDIGUNGEN

Dieses Kapitel beschreibt die Methoden zur Diagnostizierung und Beurteilung der Schädigungen von Brücken aus Stahl- oder Spannbeton. Es berücksichtigt vollumfänglich die früheren Berichte der OECD (1-4); das Hauptaugenmerk wird auf die Bedürfnisse des praktischen Ingenieurs und die Techniken auf Gebieten, die in den früheren Berichten nicht beschrieben worden sind, gelegt. Das Kapitel enthält eine Betrachtung über die Ziele, Tragweite, Zuverlässigkeit und Interpretation der Untersuchungsmethoden, welche erfolgreich angewandt worden sind. Ueberwachungsmethoden, die während des Baus das Versetzen von Instrumenten in den Brücken nötig machen, werden jedoch nicht behandelt.

4.1 Grundsätze

Das Ziel der Beurteilung muss klar festgelegt sein, um die erforderlichen Informationen sowie den notwendigen Grad der Detaillierung festzulegen. Man kann drei Untersuchungsstufen ausmachen:

- Eine visuelle Untersuchung, welche genügen kann, wenn man die Unversehrtheit eines Bauwerkes als Ganzes beurteilen will.
- Eine Gesamtstudie, welche eine beschränkte Anzahl physikalischer Versuche einschliesst, um die Prioritäten festzulegen oder eine detailliertere Untersuchung und eine eventuelle Instandstellung der Brücke vorzubereiten.
- Eine detaillierte Untersuchung, um das Ausmass und die genaue Lage der Schädigung zu bestimmen, mit dem Zweck, die Tragfähigkeit eines Bauwerkes zu beurteilen oder notwendige Vertragsdokumente für Instandstellungsarbeiten vorzubereiten.

In gewissen Fällen hängen die zu beschaffenden Informationen von gesetzlichen Anforderungen ab.

Eine sorgfältige Studie bedingt, dass die benötigten Informationen sowie die personellen und technischen Mittel, die zu ihrer Beschaffung notwendig sind, erkannt werden. Dies schliesst die Kontaktnahme mit allen betroffenen Parteien und die Wahl der anzuwendenden Versuchsverfahren sowie die Festlegung der Abfolge und der ungefähren Zahl der durchzuführenden Messungen ein. Welches auch immer das betroffene Bauwerk sein mag, die Untersuchung sollte unter der Aufsicht eines qualifizierten Ingenieurs erfolgen, der in der Lage ist, die Verfahren nach Massgabe des Fortschrittes des Unterfangens zu ändern. Dies gilt insbesondere für Spannbetonbrücken, da allgemein verbindliche Verfahren fehlen und qualifiziertes Personal benötigt wird, das die Bedeutung der Versuchsergebnisse auslegen kann.

Im Stadium der Planung muss die Strategie und Tragweite der Untersuchung genügend detailliert bestimmt werden, einschliesslich der Anforderungen in bezug auf den Strassenverkehr und die für den Zugang nötigen Ausrüstungen, damit die erforderlichen Hilfsmittel und das notwendige Budget festgelegt werden kann.

4.2 Visuelle Inspektion

Der erste Schritt bei der Untersuchung einer Kunstbaute besteht in der Feststellung der Art und des Umfanges der Schädigung mittels einer sorgfältigen visuellen Inspektion, wodurch die häufigsten Formen von Schädigungen entdeckt werden können. Weiter müssen Anzeichen von Schäden gesucht werden, welche durch Zusammenstösse, übergrosse Verformungen, Durchbiegungen, Schräglagen oder Schwingungen verursacht wurden. Wo die Betonoberfläche verborgen ist, z.B. durch Bitumenbeton, wird im allgemeinen eine selektive Entfernung des Belages notwendig sein.

4.3 Messung der Rissentwicklung

Es gibt verschiedene Methoden, die Entwicklung von Rissen zu messen (1, 5), obwohl es oft schwierig ist, die Auswirkungen der Temperatur und der Belastung vom fortschreitenden Wachstum der Risse zu trennen (6, 7). Einfache Aufnahmen der Rissbreite ohne Korrektur der Temperaturwirkungen können Resultate erzeugen, die täuschen. Eine ständige Ueberwachung der Rissbewegungen während mindestens 24 Stunden wird die Trennung der Temperaturwirkungen von den Lasteinwirkungen erleichtern.

Die Entwicklung der Risse kann mit mehreren Arten von Siegeln, mit Dehnungsmessern oder, in speziellen Fällen, mit Lehren erfasst werden. Man kann auch direkt auf der Betonoberfläche Rissanzeiger befestigen, die eine direkte Ablesung der Verschiebung und Verdrehung der Risse ermöglichen.

4.4 Inspektion des Innern von Hohlräumen

Ein kleines Loch mit einem Durchmesser von weniger als 25 mm ermöglicht die Untersuchung des Innern von Hohlräumen, indem man ein röhrenförmiges Instrument anwendet, das in Nordamerika unter dem Namen "borescope" und in Europa als Endoskop bekannt ist. Das Licht wird über ein Bündel optischer Fasern übertragen, um die Zonen zu erhellen, für welche man sich interessiert, und ein Linsensystem wirft das Bild zum Auge zurück. Befestigt man eine Kamera, kann man auch Fotos machen. Der wesentliche Nachteil des Endoskopes ist der, dass der Blickwinkel und das Blickfeld oberflächlich sind und die Sicht somit beschränkt ist.

In der Praxis werden die inneren Flächen der Hohlräume während des Baus gekennzeichnet, um spätere Inspektionen zu erleichtern.

4.5 Abschätzung der Betoneigenschaften

Die Methoden der Einzahnung, des Rückpralls und der Durchdringung werden angewendet, um die Betoneigenschaften abzuschätzen, um Zonen festzustellen, wo die Verdichtung schlecht ist, oder um die Betonfestigkeit vorauszusagen.

Es gibt mehrere Methoden, um die Betonhärte zu messen (8); der Rückprallhammer Schmidt ist die bekannteste. Das Instrument ist nicht teuer, robust und einfach zu handhaben, aber es weist ernsthafte Einschränkungen auf. Die Resultate werden durch zahlreiche Faktoren beeinflusst, u.a. durch den Versuchswinkel, die Ebenheit der Oberfläche, die Verhältnisse in der Betonmischung, die Art der grobkörnigen Zuschlagstoffe, den Feuchtigkeitsgehalt des Betons und die Karbonatisierung der Oberfläche (9). Der Rückprallhammer müsste für jede Stellung, in der er auf das Bauwerk angesetzt werden soll, geeicht werden. Die Genauigkeit, mit der ein gut geeichter Hammer die

Betonfestigkeit in einem bestehenden Bauwerk voraussagen kann, liegt sicher nicht über $\pm 25 \%$ (8).

Die Windsor-Sonde ist eine Vorrichtung, die bis in eine Tiefe von 50 mm in den Beton eindringt, wobei man eine gut dosierte Pulverladung verwendet. Die Resultate werden weniger durch die Feuchtigkeit der Oberfläche, das Gefüge und die Karbonatisierung beeinflusst als jene, die man mit dem Rückprallhammer erhält, aber sie werden durch die Art der grossen Zuschlagstoffe beeinflusst. Die Genauigkeit der beiden Methoden ist vergleichbar, der Schmidt-Hammer wird aber häufiger angewandt.

Die Ausziehversuche zur Abschätzung der Betoneigenschaften sind ebenfalls weit verbreitet. Diese Versuche, die eine indirekte Messung der Betonzugfestigkeit liefern, sind nützlich, um einen Hinweis über die Ausdehnung der Schädigungsmechanismen zu geben, die im Beton innere Risse hervorrufen, vor allem im Fall von Frost/Auftauen und einer möglichen Reaktion Alkali/Granulat.

Hier muss angemerkt werden, dass die Abschätzung der Festigkeit des Betons sehr nützlich ist, um das Ausmass seiner Schädigung zu erfassen. Für die Abschätzung der Festigkeit des Bauwerkes ist sie weniger hilfreich, da die Tragfähigkeit der meisten Betonbauwerke relativ unempfindlich auf die Betonfestigkeit ist.

4.6 Abklopfmethoden

Es wurden mehrere Werkzeuge und Instrumente entwickelt und auf den Markt gebracht, um Abplatzungen durch Klopfen auf die Betonoberfläche und Abhören des Widerhalls festzustellen. Wenn Abplatzungen vorhanden sind, hat der Widerhall einen charakteristischen dumpfen Ton. Die ersten Abklopfinstrumente, die verwendet wurden, waren Hämmer und Eisenstangen; später hat man Ketten eingeführt. In jüngerer Zeit wurde ein Apparat entwickelt, der ein mechanisches Schlaginstrument und einen elektronischen Empfänger in sich vereinigt.

Der Gebrauch eines Hammers ist mühsam, da man nur einen kleinen Teil der Betonoberfläche auf einmal untersuchen kann. Im Fall horizontaler Flächen erhöht eine Kette sowohl den Komfort für den Anwender als auch die Schnelligkeit der Untersuchung, für vertikale Flächen jedoch besteht derzeit kein praktischer und geeigneter Ersatz für den Hammer.

Die Ermüdung des Anwenders beeinträchtigt die Genauigkeit der Untersuchung; trotz dieser Einschränkungen sind die Abklopftechniken nicht nur wirtschaftlich, sondern auch zuverlässig (10).

Ein tragbarer elektronischer Apparat mit Namen "Delamtect" wurde in den USA speziell für Brückenüberbauten entwickelt, um von der Subjektivität der Beurteilung durch den Anwender wegzukommen und eine direkte Aufnahme der Ablösezone machen zu können (11). Das Instrument ist praktisch in der Anwendung, aber von geringerer Genauigkeit als die manuellen Methoden.

4.7 Ultraschall-Methoden

Die hauptsächlichsten Anwendungen dieser Methoden, die darin bestehen, die Durchgangszeit eines Ultraschallimpulses durch das Versuchselement zu messen, sind die Feststellung der Gleichmässigkeit des Betons, die Voraussage der Betonfestigkeit und die Entdeckung von Hohlräumen und Rissen, vorausgesetzt der Riss ist in etwa senkrecht zur Ausbreitung des Impulses.

Es gibt drei Methoden, die Geschwindigkeit der Impulse im Beton zu messen (Bild 4.1):

- Die direkte Methode wird vorgezogen, wenn der Zugang zu den gegenüberliegenden Seiten des Elementes möglich ist.
- Die halbdirekte Methode wird verwendet, wenn der Zugang zu anderen, aber nicht gegenüberliegenden Seiten des Elementes möglich ist.
- Die Oberflächenmethode ist die am wenigsten befriedigende und sollte nur angewandt werden, wenn nur der Zugang zu einer einzigen Seite möglich ist. Diese Methode gibt bloss die Qualität des Beton an der Oberfläche an und wird von der Gegenwart von zur Oberfläche parallelen Eisen beeinflusst.

Wohl sind die hohen Frequenzen empfindlicher für die Entdeckung der Hohlräume und können für viel kleinere Probekörper verwendet werden, aber sie schwächen sich auch viel stärker ab. Apparate, die mit einer Frequenz unter 50 Hz arbeiten, sind für Querschnitte mit Dicken unter 150 mm nicht zu empfehlen, und Apparate mit 20 Hz sollten nur für Querschnitte über 300 mm Dicke verwendet werden (9).

Bild 4.1

Methoden der Messung der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit durch den Beton

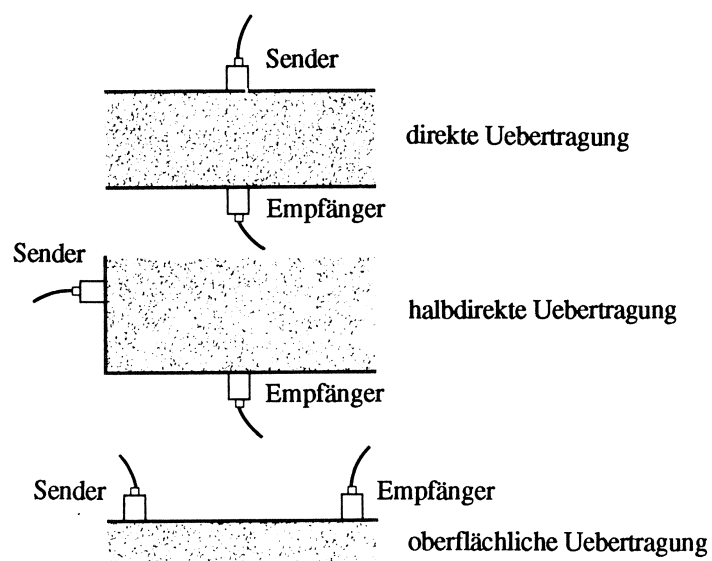


Tabelle 4.1

Bezeichnung des Betons in Funktion der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit (10)

Fortpflanzungsgeschwindigkeit				
	nach Malhotra (8)		nach Leslie und Chesman (13)	
Qualität	ft/sec	km/s	ft/sec	km/s
ausgezeichnet	> 15'000	> 4,6		
gut	12'000-15'000	3,7-4,6	>16'000	> 5,0
recht gut	10'000-12'000	3,0-3,7	13'000-16'000	4,0-5,0
schlecht	7'000-10'000	2,1-3,0	10'000-12'000	3,0-4,0
sehr schlecht	< 7'000	< 2,1		

Eine gewisse Anzahl Qualitätsstufen, welche die Messungen der Fortpflanzungsgeschwindigkeit mit der Betonqualität in Verbindung bringen, sind veröffentlicht worden. Beispiele finden sich in Tabelle 4.1. Obwohl man sich darüber einig ist, dass die hohen Geschwindigkeiten mit einem Beton guter Qualität einhergehen und die geringen mit einer schlechten, so gibt es doch keine klare Grenze zwischen den verschiedenen Kategorien. Dennoch können die Angaben von Tabelle 4.1 als Richtschnur für die Interpretation der Resultate dienen.

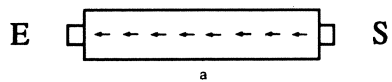
Die Messungen der Fortpflanzungsgeschwindigkeit im Beton werden durch die Ebenheit der Betonoberfläche, seine Temperatur, seinen Wassergehalt, die Verhältnisse in der Mischung, das Alter des Betons und die Gegenwart von Bewehrungsstahl beeinflusst. Im Intervall 5-30° C beeinflussen die Temperaturen die Messungen der Fortpflanzungsgeschwindigkeit nur unwesentlich.

Die Gegenwart von Bewehrungsstahl beeinflusst die Messungen der Fortpflanzungsgeschwindigkeit beträchtlich, da diese im Stahl 1,2- bis 1,9 mal grösser ist als im normalen Beton. Im allgemeinen ist es wünschenswert, Weglängen zu wählen, die es erlauben, dem Einfluss des Bewehrungsstahls zu entgehen. Sollte dies nicht möglich sein, müssen die erhaltenen Werte korrigiert werden. Die Betriebshandbücher enthalten im allgemeinen Verfahren zur Berechnung von Korrekturfaktoren; in den Literaturhinweisen 8, 12 und 14 findet man einfache Verfahren. In den Hinweisen 15 und 16 werden theoretische Ueberlegungen und umfassendere Annäherungen diskutiert.

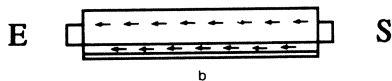
Zwischen der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit und der Druckfestigkeit besteht eine relativ gute Wechselbeziehung, die es erlaubt, die Betonfestigkeit auf $\pm 20\%$ vorauszusagen, vorausgesetzt, für den betrachteten Beton wurde eine Eichkurve aufgestellt. Eine Zusammenfassung der Bedingungen, welche die Uebertragung von Schallwellen in den Beton beeinflussen, findet sich in Bild 4.2.

Bild 4.2

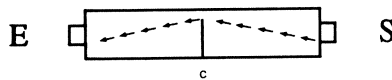
Faktoren, welche die Uebertragung von Schallwellen durch den Beton hindurch beeinflussen



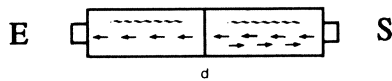
- a) **Gesunder Beton**
Die Schallwellen folgen dem kürzesten Weg zwischen S und E



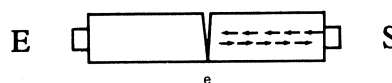
- b) **Bewehrungsstahl**
Die Schallwellen, die sich im Stahl fortbewegen, kommen schneller an als jene, die durch den Beton gehen.



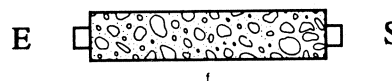
- c) **Oberflächlicher Riss**
Die Schallwellen umgehen den Riss. Die Durchquerungszeit wird verlängert.



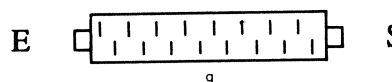
- d) **Feiner Riss**
Die Schallwellen werden teilweise reflektiert und teilweise unter erheblichem Verlust an Amplitude, aber nur geringer Erhöhung der Durchgangszeit, übertragen.



- e) **Weiter Riss**
Die Wellen werden völlig reflektiert. Es wird kein Signal empfangen.



- f und g) **Hohlräume und Mikrorisse**
Die Schallwellen können sie umgehen oder durchdringen (wenn sie Wasser enthalten), wobei die Durchdringungszeit verlängert wird.



S = Sender

E = Empfänger

Auch wenn die Ultraschall-Techniken den Vorteil aufweisen, gleichzeitig schnell und nichtzerstörend zu sein, ist ihre Anwendung in der Praxis ernsten Einschränkungen unterworfen. Die starke Bewehrung der Strassenbauwerke kann die Interpretation der Resultate erschweren. Auch ist es schwierig, die Uebertragungsvorrichtungen korrekt auszurichten und die Länge des Weges in der direkt ausgeführten Uebertragung genau zu messen. Dennoch können die Ultraschallmethoden mit Vorteil zur Feststellung von Schädigungen in Betonbrücken dienen; Entwicklungen sind im Gang (18).

4.8 Elektrische Methoden

Die elektrischen Methoden werden verwendet, um die in einer Brücke oder einem ihrer Teile möglicherweise vorhandene Korrosion zu ermitteln. Derzeit sind sie auf Widerstands- und Potentialdifferenzmethoden beschränkt. Studien über Polarisierung (19, 20, 21) zur Anwendung an Ort und Stelle sind in Entwicklung begriffen.

4.8.1 Widerstandsmessungen

Alle Messungen des Betonwiderstandes können mit Hilfe eines Generators ausgeführt werden, der eine Wechselstromwelle erzeugt, um die Auswirkungen der Polarisierung zu beseitigen.

Eine der ersten Anwendungen der elektronischen Widerstandsmessung war die Messung der Durchlässigkeit der Versiegelungsschichten der Brückenüberbauten (22). Das Verfahren besteht darin, den Widerstand zwischen der Bewehrung und der Betonoberfläche zu messen. Die Methode ergibt nur dann gültige Resultate, wenn ein nichtleitendes Material zur Versiegelung der Betonoberfläche verwendet wird, und sie geht davon aus, dass deren elektrischer Widerstand ein Mass für ihre Undurchlässigkeit darstellt.

In neuerer Zeit ist das Interesse an der Bestimmung des spezifischen Leitungswiderstandes des Betons gewachsen, da dieser einen der Faktoren darstellt, die das Mass der Korrosion des Stahles im Beton kontrollieren.

Der Leitungswiderstand wird normalerweise mit der Methode der vier Elektroden gemessen (29), die bei geophysikalischen Versuchen geläufig ist. Vier Kontaktpunkte werden in regelmässigen Abständen in den Beton eingesetzt, wie Bild 4.3 zeigt.

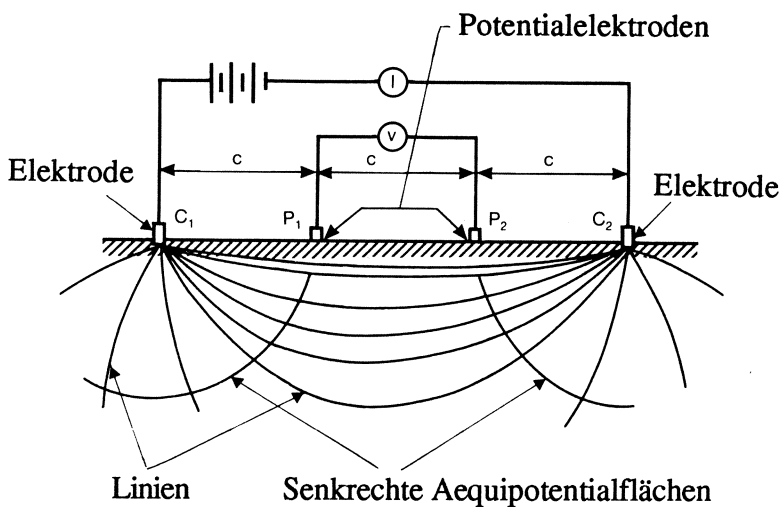
Wenn der Abstand zwischen den Elektroden klein ist, fliesst fast aller Strom durch die oberflächlichen Schichten. Sind die Elektroden tiefer eingesetzt oder nimmt der Abstand erheblich zu, wird der Einfluss der Bewehrungen erheblich. Der Hauptnachteil der Methode ist, dass der Wert des Leitungswiderstandes, den man misst, durch den Widerstand des Betons nahe der Oberfläche dominiert wird, während es die Widerstandsfähigkeit des Betons auf der Ebene der Bewehrung ist, für die man sich in erster Linie interessiert.

Arbeiten in Grossbritannien haben gezeigt, dass (19):

- wenn der Leitungswiderstand 12'000 ohm·cm übersteigt, Korrosion unwahrscheinlich ist.
- wenn sich der Leitungswiderstand im Intervall 5'000 bis 12'000 ohm·cm befindet, Korrosion wahrscheinlich ist.
- wenn der Leitungswiderstand unter 5'000 ohm·cm liegt, Korrosion fast sicher ist.

Bild 4.3

Messung des Leitungswiderstandes mit der Methode der vier Elektroden



$$P = \frac{2 c E}{I}$$

wobei

P = Leitungswiderstand in den gleichen Einheiten wie c

c = Abstand zwischen Elektroden

E = Potentialdifferenz zwischen P₁ und P₂

I = Linien zwischen C₁ und C₂

Diese Werte setzen voraus, dass der Beton genügend Chlorionen enthält, damit Korrosionsreaktionen angeregt werden. Ergänzende Arbeiten sind nötig, bevor die Messungen des Leitungswiderstandes als verlässliche Anzeiger der Existenz oder Nichtexistenz von Korrosionsbedingungen in einer Brücke verwendet werden können, aber die Methode liefert nützliche Informationen, um die Potentialmessungen zu vervollständigen.

4.8.2 Potentialmessungen

Wenn ein Stahl im Beton korrodiert, besteht eine Potentialdifferenz zwischen den Zonen, die auf dem Stahl die anodischen und kathodischen Halbelemente bilden. Das Potential der Korrosions-Halbelemente kann durch Vergleich mit einer genormten Referenzbatterie, die einen bekannten konstanten Wert an Potentialdifferenz aufweist, gemessen werden. Für die Feldversuche verwendet man normalerweise eine Batterie aus Kupfer/Kupfersulfat (CSE), da sie robust, billig und zuverlässig ist. Die Potentialdifferenz zwischen der Bewehrung und der Referenzbatterie erhält man, indem man die beiden durch ein Voltmeter hoher Impedanz verbindet.

Die Interpretation der Potentialmessung ist folgende:

- Wert über -0,20 V (CSE), Wahrscheinlichkeit für Fehlen von Korrosion grösser als 90 %.
- Wert zwischen -0,20 und -0,35 V (CSE), unsicherer Bereich.
- Wert unter -0,35 V (CSE), Wahrscheinlichkeit für Auftreten von Korrosion höher als 90 %.

Die Messungen, im Feld ebenso wie im Labor, zeigen, dass die Korrosion bei einem höheren Potential als oben angegeben in Erscheinung treten kann. Eine weitere mögliche Annäherung an die Interpretation der Kennwerte ist die Untersuchung der Potentialgradienten an einem Bauwerk. Die Messungen mit den Halbelementen geben das Korrosionspotential im Moment der Messung an, sagen aber nichts über den Rhythmus dieser Korrosion.

Die Nachteile der Potentialmessungen werden durch die Tatsache wettgemacht, dass der Versuch rasch, billig und relativ einfach auszuführen ist. Wenn er in Verbindung mit Messwerten interpretiert wird, die bei anderen Untersuchungen wie Leitungswiderstand und Chloridgehalt festgestellt wurden, kann er äusserst nützlich für die Abschätzung des Verhaltens eines Bauwerkes hinsichtlich der Korrosion sein.

4.9 Magnetische Methoden

Die Bestimmung der Lage der Bewehrung stellt die Hauptanwendung magnetischer Methoden bei der Untersuchung von Betonbauwerken dar. Die Tatsache, dass eine ungenügende Ueberdeckung oft mit einer durch die Korrosion hervorgerufenen Schädigung in Verbindung gebracht wird, bedeutet, dass die Lokalisierung der Bewehrungseisen eine wichtige Aufgabe der Untersuchungskampagne bedeuten kann.

4.9.1 Untersuchung durch Pachometer

Die für die Bestimmung der Lage der Bewehrung und Messung der Dicke der Ueberdeckung entwickelten Geräte sind unter dem Namen "Pachometer" bekannt. Ihr Funktionsprinzip ist folgendes: eine Batterie erzeugt ein Magnetfeld, das gestört wird, wenn sich in der Nähe Stahl

befindet. Der Umfang der Störung ist eine Funktion der Masse an Stahl und seiner Distanz zur Sonde.

Die Pachometer können Dicken von Deckschichten bis zu 6 mm im Intervall zwischen 0 und 75 mm messen. Diese Instrumente geben befriedigende Resultate in den leicht bewehrten Elementen, in bewehrten jedoch kann der Einfluss der weiter entfernten Bewehrung nicht beseitigt werden. Die parallelen Bewehrungen und Kabel beeinflussen die Ablesung am Apparat ebenfalls, wenn ihr Abstand kleiner als 2-3 mal die Dicke der Ueberdeckung ist (8). Eine zusätzliche Komplikation tritt auf, wenn gewisse Bestandteile des Betons magnetisch sind, weil dies die Messung der Ueberdeckung vermindert. Gewisse Puzzolane, vor allem die Flugaschen, enthalten magnetische Partikel, während zahlreiche für Beton verwendete Sande Magnetitpartikel enthalten. In diesem Fall müssen Eichkurven erstellt werden, wobei die Bewehrung an gewissen Stellen freigelegt und die gemessenen mit den tatsächlichen Werten der Betonüberdeckung verglichen werden.

4.10 Chemische Methoden

Die wichtigsten chemischen Versuchsmethoden, die man bei den Betonstrassenbrücken anwenden kann, sind jene zur Bestimmung der Karbonatisierung und des Chloridgehaltes. Diese beiden Methoden werden angewandt, um festzustellen, ob die Passivität der Bewehrung möglicherweise verschwunden ist.

4.10.1 Karbonatisierungsmessung

Die Karbonatisierungstiefe kann dadurch bestimmt werden, dass eine frische Betonoberfläche einer Lösung von Phenolphthalein in Ethanol (19) ausgesetzt wird. Das Phenolphthalein ist ein pH-Indikator mit einem pH-Wert um 10. Violette Zonen bezeichnen einen Beton ohne und die farblosen Zonen einen mit Karbonatisierung. Die Messungen müssen auf einer frischen Betonoberfläche ausgeführt werden.

4.10.2 Gehalt an Chlorionen

Der Gehalt an Chlorionen im Beton wird üblicherweise im Labor gemessen, wobei eine chemische Analysemethode im Nassverfahren angewandt wird, jedoch hat man in den USA auch versucht, den Chloridgehalt des Betons am Bauwerk zu messen (26).

Zwei chemische Analysemethoden im Nassverfahren werden im Labor durch Auflösung im Wasser oder in Säure angewandt. Der Gehalt an in Säure löslichen Chlorionen wird gemessen, indem eine Probe pulverisierten Betons in verdünnter Nitratsäure aufgelöst wird. Die Methode ist gleichzeitig genau und reproduzierbar. Der Gehalt an in Wasser löslichen Chlorionen wird gemessen, indem das Chlorion mit Wasser entzogen wird. Üblicherweise lässt man das Wasser fünf Minuten kochen, wonach man die Probe während 24 Stunden darin ruhen lässt (27).

Während die chemischen Aspekte der Bestimmung des Gehaltes an Chlorionen keinerlei Probleme aufgeben, ist dies für die Interpretation der Resultate nicht der Fall. Die Methode der Auflösung in Säure misst alle Ionen im Beton, freie und chemisch gebundene. Das bedeutet, dass die Versuchsergebnisse eine unbekannte Menge von Chlorionen einschliessen, welche nicht zur Korrosion beitragen. Es herrscht die Meinung, dass beim Versuch mit Auflösung im Wasser die freien und gewisse chemisch gebundene Chlorionen gemessen werden, was gegenüber der Auflösung in Säure keinen wirklichen Vorteil darstellt. Die Menge von Chlorionen, die zum Auslösen der Korrosion genügt, liegt bei ungefähr 0,2 % des Zementgehaltes (d.h. etwa 0,03 % der Betonmasse), falls sie

der Methode der Auflösung in Säure an Proben bestimmt wurde, die auf Höhe der Bewehrung entnommen worden waren (28).

4.11 Röntgenaufnahmen

Röntgenaufnahmetechniken werden angewandt, um die Lage der Vorspannkabel festzustellen, ihre Mängel ausfindig zu machen und die Qualität des Mörtels in den Hüllrohren zu untersuchen.

Die Mehrzahl der röntgentechnischen Anwendungen schliesst eher die Uebertragung von Wellenenergie als Rückstrahl- oder Strahlenbrechungs-Methoden ein. Die Energie, welche daraus entsteht, kann mit einer fotografischen Emulsion sichtbar gemacht werden; in diesem Fall ist die Technik als Röntgenaufnahme oder durch einen Strahlendetektor bekannt. Es handelt sich um die Strahlenmessung (Radiometrie). Die Techniken der rückwärts gerichteten Ausbreitung können Verwendung finden, wenn nur eine Seite des Bauteils zugänglich ist, obwohl sie viel weniger befriedigen als die direkte Uebertragung.

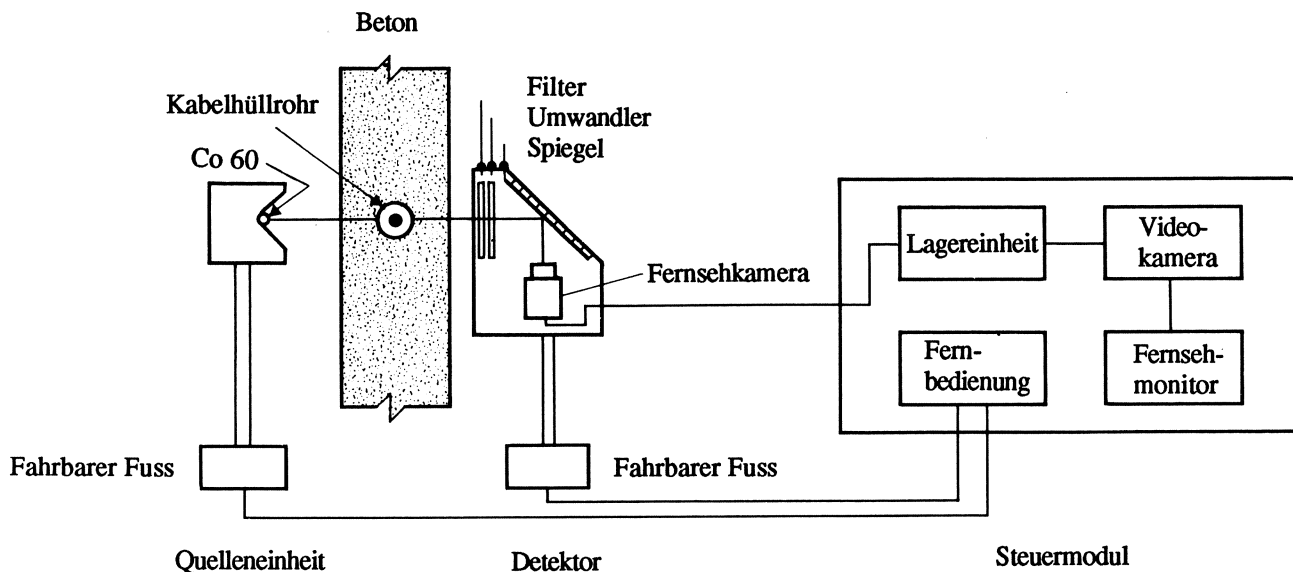
Die Mehrzahl der Erfahrungen mit Röntgenaufnahmen an Ort und Stelle wurden in Frankreich gemacht, wo die Röntgenmethode seit 1968 angewandt wird (29). Ein System wurde zur Reife entwickelt; es ist unter dem Namen SCORPION bekannt und setzt sich aus einer radioaktiven Quelle, einem Detektor und einem Fernsteuerungsmodul zusammen, wie Bild 4.4 zeigt. Der Detektor enthält einen Filter, einen Umwandler (der eine optische Wiedergabe der Strahlung des Vorganges liefert), einen Spiegel und eine Fernsehkamera mit schwachem Lichtwert. Die Quelle und der Detektor sind auf fahrbaren Wägelchen aufgebaut, welche vom entsprechenden Modul aus ferngesteuert werden können. Dieses Steuermodul enthält auch einen Monitor, eine Lagereinheit und ein Videokassetten-Aufnahmegerät. Eine Prototypeinheit wurde 1979 gebaut und erwies sich als fähig, im Versuch vor Ort Beton bis zu 450 mm Dicke zu durchleuchten. Eine weitere Einheit wurde 1984 gebaut. Sie ist unter dem Namen SCORPION 2 bekannt und besitzt als Strahlungsquelle einen Linearbeschleuniger, was die Möglichkeit schafft, Beton mit Dicken bis zu 1,2 m zu untersuchen.

Die Röntgentechniken stellen derzeit die gängigste Methode dar, um Hohlräume im Mörtel und Drähte oder Kabel, die gebrochen oder nicht mehr in ihrer normalen Lage sind, festzustellen. Allerdings kann Korrosion in geringem Umfang nicht festgestellt werden, vor allem wenn sie senkrecht zu den Strahlungen auftritt.

Es gilt, darauf zu achten, dass die bezüglich Gesundheit und Sicherheit anzuwendenden Vorschriften eingehalten werden.

Bild 4.4

Elemente des Systems "SCORPION"



4.12 Thermografie

Man hat herausgefunden, dass die Infrarot-Thermografie die Möglichkeit schaffen könnte, Abplatzungen in den Brückenüberbauten festzustellen (30-32). Sie kann auch auf andere Betonteile wie Stützen angewandt werden, vorausgesetzt, diese sind direkt der Sonne ausgesetzt.

Die Methode beruht auf dem Prinzip, dass eine Unstetigkeit im Beton, wie z.B. eine zur Oberfläche parallele Abplatzung, den Wärmetransport durch den Beton hindurch unterbricht. Dies bedeutet, dass in einer Erwärmungsperiode die Oberflächentemperatur der Abplatzungen höher ist als jene des umgebenden Betons. In der Nacht, wenn sich der Beton im allgemeinen in der Umgebungstemperatur abkühlt, ist die Oberfläche der Abplatzung kühler als die mittlere Temperatur des festen Betons.

Die Temperaturunterschiede der Oberflächen können gemessen werden, indem Systeme verwendet werden, die auf Infrarot empfindlich reagieren. Hauptbestandteile eines solchen Systems sind ein Infrarotwischer, eine Steuerungseinheit, eine Akkumulatorengruppe und ein Anzeigebildschirm. Die Bilder können auf Fotoplatten oder Videokassette aufgezeichnet werden.

Es wurden mehrere Verfahrensarten angewandt, die vom handgeführten Wischer auf Höhe des Ueberbaus (31) bis zu Einrichtungen, die auf Lastwagen oder Helikoptern aufgebaut waren (30),

gingen. Es scheint, dass eine Plattform, die auf einem Lastwagen in 4 bis 6 m Entfernung vom Ueberbau aufgestellt wird, die besten Resultate hinsichtlich Darstellung, Genauigkeit und Geschwindigkeit ergibt (32). Diese Konfiguration erlaubt es auch, eine Fahrbahnbreite in einem Durchgang zu untersuchen, was natürlich sehr bequem ist.

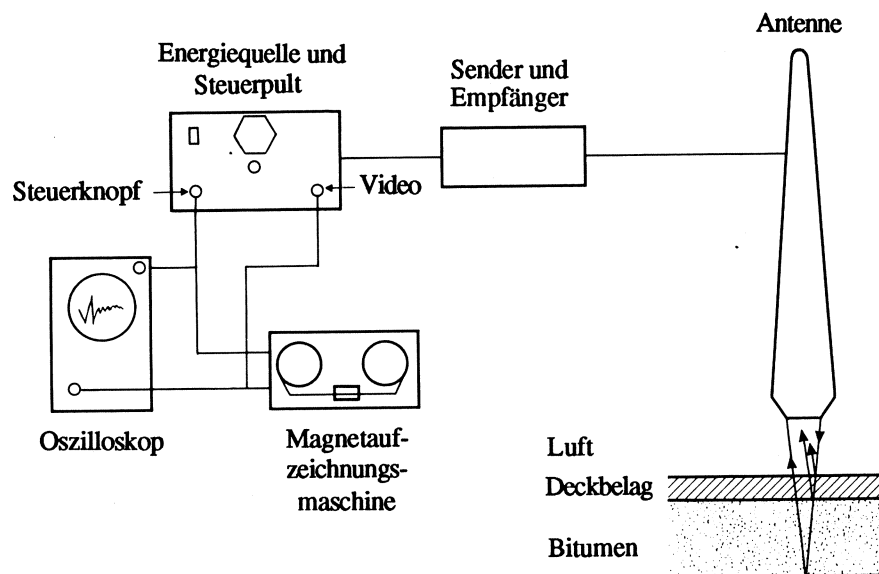
Die Infrarot-Thermografie kann auch dazu dienen, die Abplatzung und die Abbröckelung in jenen Fahrbahnplatten von Ueberbauten festzustellen, die mit einer bituminösen Schicht überdeckt sind, obwohl die Technik feiner auf die meteorologischen Bedingungen reagiert als wenn sie an Ueberbauten ohne Belag angewandt wird. Zusätzlich zu den durch das Wetter bedingten Einschränkungen besteht der Hauptnachteil der Thermografie darin, dass ein positives Resultat gültig ist, ein negatives Resultat jedoch bedeuten kann, dass der Ueberbau entweder keine Schädigungen aufweist oder aber jene, an denen er krankt, unter den im Moment der Untersuchung herrschenden Bedingungen nicht ausgemacht werden konnten. Man nimmt an, dass dieses Problem nach und nach an Wichtigkeit verlieren wird, je mehr Erfahrung in der Vorhersage der Bedingungen man sammeln kann, in denen die Thermografie die Aufdeckung von Schäden erlaubt. Die Methode scheint aber dennoch vielversprechend zu sein, als Werkzeug zur schnellen Untersuchung von Fahrbahnplatten von Ueberbauten aus Beton mit oder ohne Belag, um die Prioritäten abzuschätzen und um festzulegen, ob sich eine eingehendere Untersuchung aufdrängt.

4.13 Radar

Radare mit Hochfrequenzantrieb wurden zur Aufdeckung der Schäden in den Fahrbahnen und Brückenüberbauten aus Beton angewandt. Ein weiterer wichtiger Vorteil des Radars auf den Brückenüberbauten mit bituminösem Belag ist seine Fähigkeit, die Stärke des Belages zu messen. Die Echos, die von der Oberfläche des Belages und der Berührungsschicht mit dem Beton herrühren, sind sehr unterschiedlich, so dass man die Dicke genau bestimmen kann (33, 34).

Wie aus Bild 4.5 ersichtlich, setzt sich die Ausrüstung aus einer monostatischen Antenne, einem Sender, einem Empfänger und einem Oszilloskop zusammen. Die Energieimpulse in Radiofrequenz werden gegen den Ueberbau gelenkt, ein Teil davon wird bei irgendeiner Zwischenschicht reflektiert und das Resultat erscheint auf dem Oszilloskop. Eine Zwischenschicht ist beispielsweise eine Unstetigkeit oder eine nichtleitende Stelle im Kontakt Luft-Belag oder Belag-Beton oder gar die Rissbildung im Beton (35). Die kontinuierliche Aufzeichnung erfolgt üblicherweise auf Magnetband. Die Einheit wird normalerweise auf ein Fahrzeug befestigt, und die Daten werden gesammelt, während sich das Fahrzeug langsam auf dem Ueberbau fortbewegt.

Bild 4.5
Elemente eines Radarsystems



Eine gewisse Zahl von Untersuchungen wurde an Brückenüberbauten sowohl mit als auch ohne Belag durchgeführt (32, 33, 36, 37). In allen Fällen zeigte es sich, dass der Radar die Aufdeckung abnormaler Zonen im Ueberbau ermöglichte. In der Praxis liegt das Problem bei der Analyse der grossen Zahl gesammelter Daten und der Verbindung der verschiedenen Radarsignale mit den vorhandenen Schäden. Der Mangel an Erfahrung in der Interpretation der Resultate hat zu Beginn zu einer grossen Zahl fehlerhafter Resultate geführt.

Der Einsatz des Radars bietet ein beträchtliches Potential für die automatische Verarbeitung des ausgesandten Signals (32, 36), im Hinblick darauf, auf der Baustelle einen Plan des Bauwerkes zu erstellen, auf dem Umfang und Art der Schädigung ausgewiesen sind. Die Umwelt hat nur einen Einfluss, wenn die Oberfläche des Ueberbaus feucht ist oder im bituminösen Belag ein erheblicher Wassergehalt vorhanden ist; das Signal wird abgeschwächt und der Radar funktioniert nicht mehr mit voller Leistung. Dagegen sind mehrere Durchgänge auf dem Ueberbau nötig, um die Oberfläche korrekt zu untersuchen, falls nur eine einzige Antenne verwendet wird.

4.14 Luftdurchlässigkeit

Messungen der Luftdurchlässigkeit werden hauptsächlich durchgeführt, um an Ort und Stelle eine Abschätzung des Widerstandes des Betons gegen die Karbonatisierung und das Eindringen aggressiver Ionen zu erhalten.

Die hiernach beschriebenen Methoden und Techniken werden entweder noch als experimentell betrachtet oder sie bedürfen weiterer Entwicklungen oder werden nur der Vollständigkeit halber angegeben.

Eine Methode zur Messung der Luftdurchlässigkeit an Ort und Stelle wurde in Japan studiert (38). Das Verfahren besteht darin, ein Loch von 5 mm Durchmesser und 40 mm Tiefe in den Beton zu bohren. Das Loch wird mit einem Gummipfropfen verschlossen, und durch diesen hindurch wird eine mit einem Manometer und einer Vakuumpumpe verbundene Hohlnadel gestossen. Die Luft im Loch wird abgesaugt. Die Geschwindigkeit, mit der das Manometer steigt, ist ein Mass der Durchlässigkeit des Betons. Diese Technik wird als noch im Versuchsstadium befindlich betrachtet.

Eine andere Technik wurde in Dänemark entwickelt (39). Ein Loch von 18 mm Ø wird in eine vorbestimmte Tiefe mit einem Winkel von 8° gegenüber der Oberfläche ausgebohrt. Ein Druckaufnehmer mit einem Verschlussring wird bis zum tiefsten Punkt des Loches gestossen und Luft unter schwachem Druck auf die Betonoberfläche aufgebracht, direkt über dem Aufnehmer. Ein zusätzlicher Versuch wurde ausgearbeitet, um Gewissheit zu erlangen, dass der Beton nicht gerissen ist, weil Risse einen bevorzugten Weg für den Durchgang der Luft anbieten würden. Die Weiterentwicklung zur Reife ist im Gange.

In Grossbritannien wurde eine andere Anwendung zur Messung der Luftdurchlässigkeit verwirklicht, welche als Methode zur Abschätzung der Qualität des Mörtels in den Hüllrohren von Vorspannkabeln diente (40). Die Methode besteht darin, auf dem Hochpunkt des Hüllrohres Löcher zu bohren. Man saugt die Luft im Hüllrohr durch eines der Löcher ab und misst die Hohlraummenge bei den anderen Löchern des gleichen Hüllrohres, um festzustellen, ob die Hohlräume sich über die ganze Länge des Hüllrohres erstrecken. Obwohl die Methode infolge Entweichens von Luft gegen das Hüllrohr hin und wegen eventuell nicht entdeckter Hohlräume Fehlern unterworfen ist, liefert sie einen Hinweis auf die Qualität der Mörtelinjektion in den Hüllrohren, die mit Bohrungen erreichbar sind.

Eine Verfeinerung des Verfahrens besteht darin, den Prozentsatz an Luft zu messen, der aus den Hüllrohren entweichen kann, wenn man sie mit Stickstoff unter Druck setzt und den notwendigen Zufuhranteil misst, um einen Druck zu halten, der 17 kPa über dem Atmosphärendruck liegt. Werden hohe Anteile festgestellt, bringt man auf der Aussenseite des Betons eine seifige Lösung auf, um Lecks feststellen zu können.

4.15 Vergleich der Untersuchungsmethoden

In der Tabelle 4.2 findet sich eine allgemeine Zusammenfassung der Möglichkeiten der verschiedenen Untersuchungsmethoden, mit denen die verschiedenen Formen von Mängeln oder Schädigungen ausgemacht werden können. Die Tabelle ermöglicht den Vergleich zwischen den Verfahren und kann zur Vorbereitung einer Untersuchung dienen.

Die Tabelle 4.2 zeigt, dass eine gute Untersuchung von blossen Auge, vervollständigt durch eine geschickte Auswahl von Techniken zum genaueren Studium der aufgedeckten Mängel, eine annehmbare Annäherung darstellt. Allerdings besteht die Hauptschwäche der visuellen Prüfung darin, dass keine versteckten Mängel aufgedeckt werden können. Die Aufdeckung der Korrosion einer nicht sichtbaren Bewehrung ist immerhin so schwierig, dass man üblicherweise mehrere Techniken anwendet, die sich auf die Dicke der Betonüberdeckung, das Potential der Halbzellen und den Gehalt an Chlorionen stützen. Die Art des chemischen Angriffes und der Faktoren in der Qualität des Betons, die zum Abbröckeln, zur Abnutzung oder zum Abrieb beigetragen haben könnte, wird am besten so bestimmt, dass man Bohrkerne entnimmt und sie im Labor untersucht.

Die Tabelle 4.2 zeigt auch, dass nur die Röntgentechnik und die Messungen der Luftdurchlässigkeit dazu dienen können, die Hohlräume im Mörtel der Kabelhüllrohre festzustellen, und dass weder die eine noch die andere Methode eine höhere Bewertung als "mittelmässig" verdient. Keine der Methoden ist für die Aufdeckung der Korrosion der in den Hüllrohren liegenden Kabel richtig angepasst.

Tabelle 4.2

Leistungsmöglichkeiten und Anwendungsgebiete (nach 10) der Techniken zur Aufdeckung der Mängel an den Betonbrücken

Fähigkeit, die Mängel aufzudecken					
Technik	Riss- bildung	Abbröckeln	Korrosion	Abnützung und Abrieb	Hohlräume
visuell	G	G	P	G	N
Härte	N	N	P	N	N
Ton	F	N	G	N	N
Ultraschall	G	N	F	N	N
Magnetismus	N	N	F	N	N
Elektrizität	N	N	G	N	N
Chemie	N	N	G	N	N
Thermografie	N	Gb	G	N	N
Radar	N	Gb	G	N	N
Röntgen	F	N	F	N	F
Luftdurch- lässigkeit	N	N	F	N	F

G = gut; F = ziemlich gut; P = schlecht; N = nicht anwendbar; b) = unter bituminösen Belägen

4.16 Versuche in natürlicher Grösse an Bauwerken

Die Techniken zur Ueberwachung des Gesamtzustandes einer Brücke machen es möglich, deren Zustand oder die Entwicklung desselben abzuschätzen und Mängel zu entdecken. Oft ist es sehr schwierig, die Auswirkungen der Mängel oder Zustandsverschlechterungen auf das Globalverhalten eines Bauwerkes oder die Spannungen, welche seine verschiedenen Teile getrennt ertragen, zu analysieren. Bilden die Belastungsproben das gebräuchlichste Beispiel eines Versuches in natürlicher Grösse, so können die Messungen der Aenderungen der geometrischen Charakteristiken oder der Reaktion des Bauwerkes auf Schwingungen ebenfalls sehr nützlich sein.

4.16.1 Belastungsproben

Grundsätze

Zu Beginn der Versuche an Kunstbauten waren die meisten von ihnen Prüfungen zum Zweck der Sicherstellung, dass eine Brücke die vorgesehene Belastung auch tragen kann. Sogar dann, wenn man über moderne analytische Methoden verfügt, können Belastungsproben, in deren Verlauf eine Brücke mindestens der maximalen gesetzlichen Gebrauchskraft unterworfen wird, ein sehr wirkungsvolles Mittel zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Bauwerkes sein (41).

In jüngerer Zeit haben die Versuche an Bauwerken bei Studien über die Lastverteilung, zur Messung der Spannungen in den Längsträgern unter der Verkehrslast, in den Forschungen über die endgültige Tragfähigkeit und bei der Abschätzung der dynamischen Reaktion gute Dienste geleistet (42).

Die Versuche an Brücken sind gleichzeitig eine Kunst und eine Wissenschaft. In seiner einfachsten Form besteht der Belastungsversuch in der Messung der Reaktion einer Brücke auf das Aufbringen einer bekannten Lastgrösse. Es braucht ungeheuer viel Erfahrung, um zu wissen, wo die Messstreifen angebracht und wie die Lastzunahmen bestimmt und die maximale Last angesetzt werden müssen, um zu verhindern, dass das Bauwerk beschädigt wird. Die Last wird normalerweise mittels Fahrzeugen aufgebracht, manchmal aber auch mit statischen Lasten oder über Kabel, um die maximale Wirkung zu erzielen. Wenn man nur eine Messung der Spannung an einem bestimmten Punkt unter einer bekannten Last benötigt, kann die Verarbeitung der Daten nicht ein sehr wichtiger Punkt sein, den man berücksichtigen muss. In anderen Fällen ist die Menge aufgezeichneter Daten oft beträchtlich, so dass es durchaus wünschenswert sein kann, dass man über eine automatische Daten-Erfassungs- und Analysier-Einrichtung verfügt. Vorzugsweise geschieht dies gleich an Ort und Stelle, je nach Fortschreiten des Versuchs, damit die Abweichungen im Vergleich zu den vorausgeplanten Verhaltenszuständen festgestellt und alle notwendigen Anpassungen an das Verfahren oder die Ausrüstung vorgenommen werden können. Da für die Bestimmung der Spannungswerte (von den Deformationsmessungen aus) die Kenntnis der Betoneigenschaften notwendig ist, müssen am Bauwerk Proben entnommen werden.

Bei den Belastungsproben verwendete Instrumentierung und Ausrüstung

Im Zusammenhang mit den Belastungsproben können mehrere Typen von Spannungsmessgeräten verwendet werden, und zur Bestimmung der Lagerreaktionen können Pressen zum Einsatz gelangen.

Die Messapparate sind mechanische, elektrische oder elektronische Instrumente, welche die Entfernungsunterschiede zwischen zwei am Bauwerk befestigten Bolzen messen. Die Distanz zwischen den beiden Bolzen beträgt in der Regel 50 bis 200 mm, ihre Empfindlichkeit liegt meistens zwischen 0,01 und 0,05 mm. Sie werden vor allem verwendet, um entweder Veränderungen von Rissbreiten unter Lasten oder die Entwicklung der Oeffnung eines Risses im Lauf der Zeit zu messen.

Die elektrischen Dehnungsmesser werden direkt auf das zu prüfende Material geklebt. Unechte Messkörper werden in den Stromkreis eingeschaltet, um die Auswirkungen der Temperatur zu kompensieren. Die Spannungen, die durch den Unterschied des elektrischen Widerstandes der Messkörper gemessen werden, können sehr genau bestimmt werden, in der Regel mit einer Genauigkeit zwischen 1 und 3 Mikron. Die Interpretation der Resultate ist jedoch oft schwierig, wegen der kleinen Abmessungen der Messkörper und der nicht homogenen Beschaffenheit des Betons. Daher ist es notwendig, mehrere Messkörper in ein und derselben Zone des Bauwerkes anzubringen, um die Anomalien zu orten. Die elektrischen Dehnungsmesser eignen sich nicht zur Anwendung auf gerissenem Beton, da die Veränderung der Verformung sie über ihren sichtbaren Bereich hinaus verlängern könnte.

Die "Rosetten"-Messkörper enthalten drei Widerstände, die untereinander einen bekannten Winkel (im allgemeinen 45° oder 60°) bilden; sie können zur Berechnung der Richtung und der Grösse der Hauptspannungen verwendet werden.

Die Schwingsaiten-Messkörper bestehen aus einem Metalldraht, der im Innern eines Rohres gespannt ist, das in den Beton eingegossen wird. Eine elektromagnetische Vorrichtung ermöglicht es, den Draht zum Schwingen zu bringen und seine Frequenz zu messen, von der her die Verformungen des Betons bestimmt werden können. Der Messkörper ist etwa 150 mm lang, womit vermieden werden kann, dass die Resultate durch lokale Mängel im Beton beeinflusst werden, die Risse aber erzeugen die gleichen Probleme wie bei den elektrischen Dehnungsmessern.

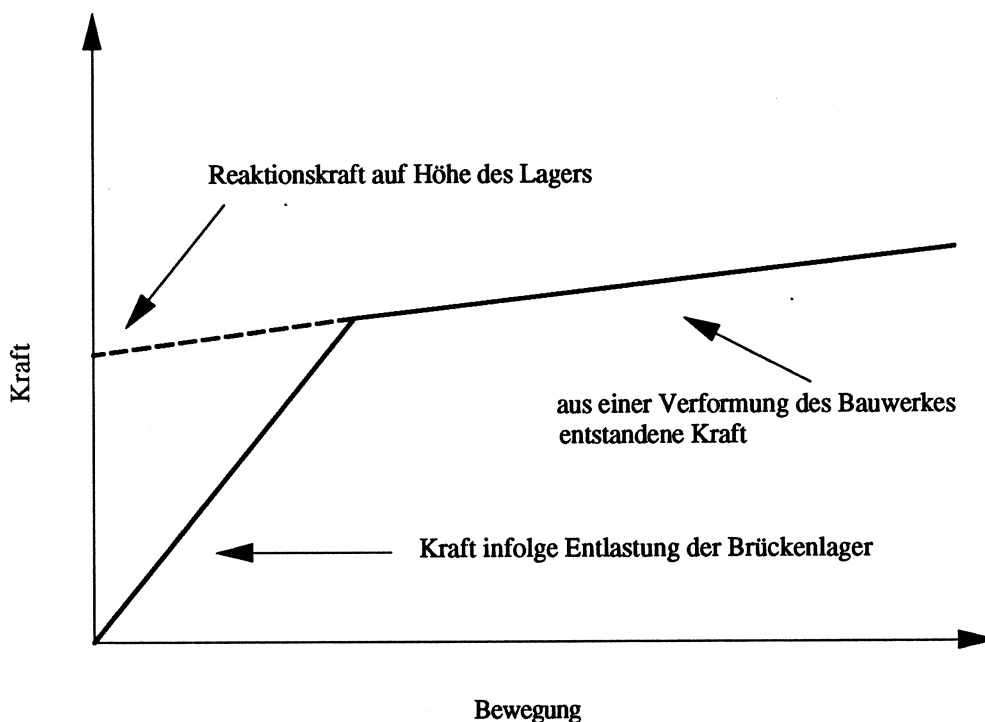
Pressen können verwendet werden, um Auflagerreaktionen eines Bauwerkes zu messen. Eine solche Messung ermöglicht die Abschätzung der Auswirkung der Temperaturgradienten, der Umverteilung von Kräften infolge Kriechens, einer Setzung oder eines Ausführungsfehlers. Die Technik besteht darin, die Kraft und die Bewegung zu messen, wenn das Bauwerk angehoben wird. Man erhält eine Kurve wie jene in Bild 4.6, aus der man die Reaktion am Lager bestimmen kann. Diese Art von Versuch ist teuer, und zusätzlich zu den Anforderungen für geeignete Verankerungspunkte, müssen die Fahrbahnübergänge des Ueberbaus und alle anderen Vorrichtungen, welche die freie Bewegung der Presse behindern könnten, entfernt werden. Verwendet man eine Apparatur guter Qualität, die gut kalibriert ist, kann man eine Genauigkeit zwischen 0,3 und 1 % erreichen.

Belastungsproben können kostspielig sein. Auf den grösseren Bauwerken setzen sie eine erhebliche Vorbereitung voraus, umfassen eine grosse Arbeitsleistung und erfordern die Verwendung einer ausgeklügelten Ausrüstung (43). Zusätzliche Schwierigkeiten können auftauchen, wenn der Versuch an einem entlegenen Ort stattfindet. Indessen können Belastungsproben vielfach gerechtfertigt sein, wenn es durch analytische Untersuchung nicht möglich ist, die Auswirkungen der Mängel oder Schäden auf die Tragfähigkeit zu bestimmen. Es gibt eine Reihe von Fällen, wo sich die Tragfähigkeit von schadhafte Brücken, im speziellen Betonbrücken geringer Spannweite, als viel grösser herausstellte als vorausgesagt, so dass es nicht nötig war, Schilder zur Gewichtsbeschränkung aufzustellen oder die Brücke zu ersetzen (42-45). Ebenso können Belastungsproben manchmal dazu beitragen, zu ergründen, warum sich bestimmte Mängel (aber nicht durch die Umwelt hervorgerufene Zustandsverschlechterungen) entwickelt haben.

Dennoch darf die Entscheidung, Belastungsproben in natürlicher Grösse durchzuführen, nicht leichten Herzens gefällt werden, und es gibt mehrere Veröffentlichungen, welche detaillierte Informationen über die Verfahren und die Instrumente sowie Fallstudien enthalten (42-44, 46).

Bild 4.6

Typische Beziehung zwischen Kraft und Bewegung, wie sie beim Aufpressen eines Bauwerkes entsteht



Die Belastungsproben können Schäden am Bauwerk oder an seinen Teilen verursachen. Aus diesem Grund sollte, um die Vorteile der Belastungsproben zu wahren und die Folgen möglicher Schädigungen im Lauf der Versuche zu vermindern, für Belastungsproben eine andere Strategie Platz greifen, damit die Schäden beim Bruch nur einen lokalen Charakter haben. Die mit den Arbeiten bei Belastungsproben verknüpften wirtschaftlichen Konsequenzen und die Möglichkeit eines Bruches sollten ebenfalls abgeschätzt werden, um die geeignetste Strategie zu wählen.

4.16.2 Änderungen der geometrischen Merkmale

Es kann auch nützlich sein, die geometrischen Merkmale einer Brücke über lange Zeit zu verfolgen, um die Ursache von Mängeln wie Risse, die durch unvorhergesehene Bewegungen der Fundamente oder eine Verringerung der Vorspannung hervorgerufen wurden, festzustellen. Die Schwächen des Bauwerkes decken sich auf, wenn die Bewegungen in bezug auf eine Referenzebene aufgezeichnet werden. Eine solche Ueberwachung kann auf vielfältige Art erfolgen und von einfachen, gravierten Messstäben, die an den Fugen angebracht sind, bis zu regelmässigen Untersuchungen des Bauwerkes mit Hilfe von Präzisionsinstrumenten oder Lasertechniken oder sogar Photogrammetrier-Verfahren reichen. Diese Art der Langzeitüberwachung ist vor allem bei Brücken grosser und mittlerer Spannweite anwendbar, wo die Änderungen der geometrischen Merkmale ziemlich beachtlich sein können, weshalb sie mit genügender Genauigkeit gemessen werden müssen. Bei den Betonbauwerken oder Verbundbauten kleiner Spannweite können die durch Mängel oder Materialverluste (sogar

wesentliche) hervorgerufenen Aenderungen der geometrischen Merkmale so gering sein, dass sie kaum von den thermischen Einwirkungen getrennt werden können (6).

4.16.3 Reaktion auf Schwingungen

Zweck des Schwingversuches ist es, die Mängel der Brücken mit den Aenderungen ihrer dynamischen Merkmale in Verbindung zu bringen.

Die über einen gewissen Zeitabschnitt angewandten Schwingungsverfahren messen den Steifigkeitsverlust und nicht den Festigkeitsverlust. Obwohl ein Steifigkeitsverlust einen Festigkeitsverlust mit sich bringt, kann sich in einem einzelnen Teil schon ein erheblicher Festigkeitsverlust ergeben, bevor ein über das ganze Bauwerk messbarer Verlust an Steifigkeit auftritt (42). Hier ist anzumerken, dass die Bestimmung der Aenderung der Steifigkeit die Kenntnis der Referenzwerte notwendig macht, welche am Bauwerk gemessen wurden, bevor sich Schäden entwickelten, oder aber es ist ein Vergleich mit theoretischen Werten nötig.

Die Anwendung der Schwingversuche zum Anzeigen der Mängel ist erforscht worden, unter anderem in Grossbritannien (47, 48) und in Belgien (49). Eine der Techniken besteht darin, zeitweilig Beschleunigungsmesser am Bauwerk anzubringen und die vom Verkehr und vom Wind hervorgerufenen Schwingungen aufzuzeichnen. Die Arten von Schwingung und Dämpfung werden dann mit Hilfe eines Computers analysiert; so erhält man einen Hinweis über die Brücke, welcher nur ändern wird, wenn die Eigenschaften der Brücke oder seiner Lager geändert werden. Eine etwas andere Technik besteht darin, eine sinusförmige Kraft variabler Frequenz an einem Punkt der Brücke aufzubringen und die Reaktionen an anderen Punkten zu messen. Diese Reaktionen hängen in erster Linie von der Festigkeit und der Steifigkeit der Verbindungen ab. Die Methoden zur Deutung der Resultate als Ausdruck der Art des Mangels und ihrer Ursachen müssen noch ausgefeilt werden; sie werden unvermeidlicherweise empirisch sein. Die Schwingungsmethoden erschienen relativ vielversprechend (48), um die Aenderungen im Zustand eines Bauwerkes festzustellen, aber später in Grossbritannien durchgeführte Arbeiten bestätigten diese Erwartung nicht.

LITERATURVERZEICHNIS

1. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Surveillance des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1976.
2. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Evaluation de la capacité portante des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1979.
3. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Entretien des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1981.
4. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Remise en état et renforcement des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1983.
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 224. Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures. Journal of the American Concrete Institute, Proc., Vol. 81, S. 211-230, 1984.
6. PRICE, W. Highway bridge inspection -- principles and practices in Europe. IABSE Symposium on Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges. Washington, DC, 1982.
7. GEYMAYER, H. Experience with long-term measurements on Austrian pre-stressed concrete bridges. Internationales RILEM-ACI Symposium über Bauwerke aus Beton. Bericht, Band II, S. 36-45, Budapest, 17.-20. September 1984.
8. MALHOTRA, VM. Testing hardened concrete -- non-destructive methods. American Concrete Institute. Monographie n°. 9. 1976.
9. KOLEK, J. An appreciation of the Schmidt rebound hammer. Magazine of Concrete Research No. 28, S. 27-36, März 1958.
10. MANNING, DG. Detecting defects and deterioration in highway structures. NCHRP Synthesis of Highway Practice n°. 118. Transportation Research Board. Washington, DC, 1985.
11. MOORE, WM. Detection of bridge deck deterioration. Highway Research Record n°. 451, S. 53-61. Washington, DC, 1973.
12. NAIK, TR. Ultrasonic testing to determine concrete properties. Engineering Methods in Concrete Structures for Practitioners. American Concrete Institute, ASCE. 1979.
13. LESLIE, JR. und CHEESMAN, WJ. An ultrasonic method of studying deterioration and cracking in concrete structures. Journal of American Concrete Institute, Proc., Vol. 46, n° 1, S. 17-36. September 1949.
14. JONES, R. und FACAOARU, I. Recommendations for testing concrete by the ultrasonic pulse method. Materials and Structures/Research and Testing. Vol. 2, n° 10, S. 275-284. Juli/August 1969.
15. CHUNG, HW. Effects of embedded steel bars upon ultrasonic testing of concrete. Concrete Research, Vol. 30, n° 102, S. 19-25. März 1978.

16. BUNGEY, JH. The influence of reinforcement on ultrasonic pulse velocity testing. In Situ/Nondestructive Testing of Concrete. American Concrete Institute SP-82, S. 229-246. 1984.
17. STURRUP, VR., VECCHIO, FJ. und CARATIN, H. Pulse velocity as a measure of concrete comprehensive strength. In Situ/Nondestructive Testing of Concrete. American Concrete Institute SP-82, S. 201-227. 1984.
18. INGVARSSON, H. und WIBERG, U. Development of ultrasonic technology for detection of damage in concrete. Project Proposal. Royal Institute of Technology. Stockholm, 1986.
19. VASSIE, PR. Evaluation of techniques for investigating the corrosion of steel in concrete. TRRL SR 397. Crowthorne, 1978.
20. HANSSON, CM. Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 14, S. 574-584. 1984.
21. HANSSON, CM. A critical assessment of methods of measuring the rate of corrosion of steel in reinforced concrete. Ontario Ministry of Transportation and Communications. Bericht Nr. ME-86-04. 1986.
22. SPELLMAN, DL. und STRATFULL, RF: An electrical method for evaluating bridge deck coatings. Highway Research Record n° 357, S. 64-71. Washington , DC, 1971.
23. NCHRP. Durability of concrete bridge decks. Synthesis of Highway Practice 57. Transportation Research Board. Washington, DC, 1979.
24. KUSENBERGER, FN. und BARTON, JR. Detection of flaws in reinforcing steel in prestressed concrete bridge members. Bericht FHWA/RD-81/087, April 1981.
25. KUSENBERGER, FN. und BIRKELBACK, RS. Signal enhancement and interpretation for the detection of flaws in reinforcing steel in prestressed concrete bridge members. Bericht FHWA/RD-83/081, November 1983.
26. MORRISON, GL., VURLABU, YP., RAMAMURTI, K. und GILLILAND, WJ. Rapid in situ determination of chloride ion in Portland cement concrete bridge decks. Bericht FHWA-KS-RD-75-2, November 1976.
27. CLEAR, KC. und HARRIGAN, ET. Sampling and testing for chloride ion in concrete. Bericht FHWA-RD-77-85, August 1977.
28. ACI COMMITTEE 222. Corrosion of metals in concrete. Journal of American Concrete Institute. Proc., Vol. 82, n° 1. 1985.
29. CHAMPION, M. und DUFAY, JC. Naissance du SCORPION, Système de radioscopie télévisée par rayonnement pour l'inspection des ouvrages en béton. Revue Générale des routes et des aérodromes. N° 589. September 1982.
30. MANNING, DG. und HOLT, FB. Detection delamination in concrete bridge decks. Concrete International, Vol. 2, n° 11. 1981.

31. CLEMENA, G. und MCKEEL Jr., WT. The application of infrared thermography in the detection of delamination in bridge decks. Bericht n° VHTRC-78-R27. Virginia Highway and Transportation Research Council. 1977.
32. MANNING, D. und HOLT, F. Detecting deterioration in asphalt-covered bridge decks. Transportation Research Record n° 899. Washington, DC, 1983.
33. CANTOR, T. und KNEETER, C. Radar and acoustic emission applied to study of bridge decks, suspension cables and masonry tunnel. Transportation Research Record n° 676. Washington, DC, 1978.
34. STEINWAY, W., ECHARD, JD. und LUKE, C. Locating voids beneath pavement using pulsed electromagnetic waves. NCHRP Bericht 237. Washington, DC, November 1981.
35. ALONGI, AV., CANTOR, TR., KNEETER, CP. und ALONGI Jr., A. Concrete evaluation by radar theoretical analysis. Transportation Research Record 853. Washington, DC, 1982.
36. CANTOR, TR. und KNEETER, CP. Radar as applied to evaluation of bridge decks. Transportation Research Record 853. Washington, DC, 1982.
37. CLEMENA, GG. Nondestructive inspection of overlaid bridge decks with ground penetrating radar. Transportation Research Record n° 899. Washington, DC, 1983.
38. KASAI, Y., MATSUI, I. und NAGANO, M. On-site rapid air permeability test for concrete. In Situ/Nondestructive Testing of Concrete. American Concrete Institute SP-82. 1984.
39. HANSEN, AJ., OTTOSEN, NS. und PETERSEN, CG. Gas-permeability of concrete in situ: theory and practice. In Situ/Nondestructive Testing of Concrete. American Concrete Institute SP-82. 1984.
40. WOODWARD, RJ. Conditions within ducts in post-tensioned prestressed concrete bridges. TRRL LR 980. Crowthorne, 1981.
41. BAKHT, B. Bridge evaluation by proof testing. Paper 25 Preprints of the Seminar Structural Assessment Based on Full and Large Scale Testing. Building Research Station. Grossbritannien, April 1987.
42. ASCE. A guide for the field testing of bridges. American Society of Civil Engineers. New York, 1980.
43. BAKHT, B. und CSAGOLY, PF. Diagnostic testing of a bridge. ASCE n° ST7, Vol. 106. Juli 1980.
44. BEGUIN, GH. Bridge testing means, significance and results. Proceedings, Bridge Maintenance and Rehabilitation Conference. University of West Virginia, 1980.
45. BEAL, DB. und CHAMBERLIN, WP. Effects of concrete deterioration on bridge response. Transportation Research Record n° 853. Washington, DC, 1982.

46. THOMPSON, DM. Loading tests on highway bridges -- A review. TRRL LR 1032. Crowthorne, 1981.
47. LEONARD, DR. Dynamic tests on highway bridges - Test procedures and equipment. TRRL LR654. Crowthorne, 1974.
48. LOE, JA. und GRIFFIN, LJ. The contribution of research to bridge inspection in the U.K. Proceedings, Bridge Maintenance and Rehabilitation Conference. University of West Virginia, 1980.
49. STIFKENS, J. und DEMARS, PH. Surveillance des ouvrages d'art par le suivi de leur comportement dynamique. Colloque International sur la Gestion des Ponts. Paris-Bruxelles, 1981.

Kapitel V

5. TECHNIKEN ZUR VERBESSERUNG DER DAUERHAFTIGKEIT

Dieses Kapitel behandelt die zur Zeit zur Verfügung stehenden Techniken und Kenntnisse für den Entwurf, den Bau, die Reparatur und die Verstärkung von Kunstbauten aus Beton, um deren festgelegte Lebensdauer sicherzustellen.

5.1 Die Dauerhaftigkeit beim Entwurf und bei der Ausführung

5.1.1 Leitsätze für den Entwurf

Will man beim Entwurf der Kunstbauten die Anforderungen hinsichtlich Dauerhaftigkeit voll berücksichtigen, so ist es wichtig, die folgenden drei Gesichtspunkte zu beachten:

- die Zugänglichkeit
- die Möglichkeit des einfachen Ersatzes
- die Anpassbarkeit.

Ausser auf diese drei Gesichtspunkte muss die Aufmerksamkeit auf die Notwendigkeit gerichtet werden:

- Bauteile, die einen zu häufigen Unterhalt erfordern, zu vermeiden; solche Teile sind z.B. gewisse Arten von Dilatationsfugen.
- gewisse Tragwerksteile eventuell zu überdimensionieren, um Arten von Schädigungen, die unvermeidlich sind (z.B. die Durchlässe, die Bewehrungen der Konstruktionen aus bewehrter Erde sowie gewisse Bestandteile aus gehärtetem Stahl), zu berücksichtigen.
- sich zu vergewissern, dass die Mittel, mit denen Reparaturen - sollten sie einmal nötig sein - leicht, billig und ohne Verkehrsbehinderung auszuführen sind, schon beim Entwurf vorgesehen werden. Dieser Gesichtspunkt wird in den beiden OECD-Berichten (1, 2) näher betrachtet.

Zugänglichkeit

Die verschiedenen Teile des Bauwerkes haben nicht alle die gleiche Dauerhaftigkeit und praktisch kein Teil einer Brücke kann für sich in Anspruch nehmen, keinen Unterhalt zu benötigen. Daher ist es wesentlich, für die Inspektions- und Unterhaltsmannschaften Zugang zu allen Teilen des Bauwerkes zu schaffen. Die Zugänglichkeit zu sichern, ist technisch nicht schwierig, falls das Problem richtig erkannt und während der Entwurfsphase ernsthaft untersucht wurde, wogegen dann, wenn das Problem nicht beachtet wurde, es sich in der Folge als praktisch unmöglich erweisen kann, den Unterhalt der Brücke sicherzustellen.

Dieser Zugang muss indessen praktisch und leicht benützbar sein und nicht einfach eine theoretische Möglichkeit darstellen, durch welche sich die Inspektions- und Unterhaltsmannschaften unter gewissen Bedingungen und vielleicht sogar durch Unterbrechung des Betriebes des Bauwerkes -

zum Nachteil des Benützers - den unentbehrlichen Zugang verschaffen könnten. Ein einfacher und sicherer Zugang zu allen Teilen einer Brücke erleichtert den Unterhalt und ermöglicht so eine optimale Dauerhaftigkeit des Bauwerkes.

Die Zugangseinrichtungen dürfen nicht selbst zu viel Inspektion und Unterhalt erfordern. Zum Beispiel können permanente Rollgerüste unter jedem Feld einer grossen Brücke einen beträchtlichen Unterhalt nur für diese Einrichtungen bedingen, der in keinem Verhältnis zum Unterhalt der Brücke selbst steht. Dagegen ist es oft zu empfehlen, einen Zugang mit mobilem Material, das zur Brücke gebracht wird, z.B. Kran, Laufsteg oder Arbeitsplattform, vorzusehen.

Möglichkeit des einfachen Ersatzes

Man kann eine Brücke als einen Verband von Elementen oder Bestandteilen eines Bauwerkes betrachten, die sich durch eine einzigartige Einheitlichkeit der Bedingungen bezüglich der Materialien, Funktionen, Lasten und Umwelt kennzeichnen. Jeder Ingenieur ist sich dieser Probleme bewusst und wählt oft Projekte auf der Grundlage eines Verbandes zusammengeschlossener Bestandteile.

Man ist sich allerdings nicht immer richtig bewusst, dass die verschiedenen Bestandteile erheblich voneinander abweichende Lebensdauern haben. Wenn man die Bestandteile der Brückenstruktur wie die Lager, die Fahrbahnübergänge, die Abdichtung, den Belag und die Leitplanken betrachtet, ist es wahrscheinlich, dass man sie alle im Lauf der Lebensdauer der Brücke selbst wird ersetzen müssen; somit ist es wesentlich, dass der Projektverfasser ihren Ersatz auf leichte Art, ohne eine Unterbrechung der durch das Bauwerk zu sichernden Funktion, vorsieht.

Man muss besonders vorsichtig sein, wenn man sich mit neuen Brückentypen mit innovativen Merkmalen beschäftigt, für welche man über keinerlei frühere Erfahrungen hinsichtlich der Bedürfnisse des Unterhaltes oder des Ersatzes verfügt. So lässt z.B. heute das Konzept einer Hängebrücke den Ersatz der Aufhängungen ohne Verkehrsunterbruch zu, eine Möglichkeit, welche die Brücken, die noch bis vor wenigen Jahren gebaut wurden, nicht aufwiesen.

Man weiss, dass exponierte Betonteile im Vergleich zur Gesamtheit des Bauwerkes mit alarmierender Schnelligkeit Schaden nehmen. Man kann natürlich eine Schutzschicht auf diese Elemente aufbringen, um ihre Lebensdauer zu vergrössern. Es empfiehlt sich auf alle Fälle, den Ersatz der exponierten Elemente einfach zu gestalten und solche Elemente nicht in die globale Funktion der Brücke zu integrieren, mit dem Risiko des Unterbruchs ihres Betriebes, wenn ein beschädigtes Element ersetzt werden muss.

Anpassbarkeit

Wirtschaftliche Ansprüche und Finanzierungsengpässe führen dazu, die gewünschte Dauerhaftigkeit einer Brücke über den Horizont hinaus festzulegen, welcher der vorgesehenen Funktion des Bauwerkes entspricht, da es sich die Behörden nicht leisten können, die Brücken am Ende ihrer ursprünglich vorgesehenen Lebensdauer zu ersetzen. Es ist daher notwendig, beim Entwurf des Bauwerkes einen vernünftigen Grad an funktioneller Anpassbarkeit zu wahren. Die Methoden zur Sicherung dieser Anpassbarkeit sind jedoch unterschiedlich, je nach Bauwerkstyp, aber die Philosophie des Entwurfes bleibt dieselbe.

Man muss zuerst die Wichtigkeit des Bauwerkes (Kosten, Funktion usw.) bedenken, denn je wichtiger eine Brücke ist und je länger ihre erwartete Lebensdauer sein wird, desto mehr sind es gerade die wichtigsten Brücken, welche ganz speziell einer angemessenen Anpassbarkeit bedürfen.

Sodann muss man die verschiedenen Funktionen bewerten, welche die Brücke sicherstellen muss, z.B. die Tragfähigkeiten.

Prüfen wir schliesslich, ob es möglich ist, z.B. die funktionellen Kapazitäten des Bauwerkprojektes zu vergrössern (z.B. die in der Berechnung verwendeten beweglichen Lasten zu verändern), ohne die Wirtschaftlichkeit der Brücke aufs Spiel zu setzen. Der beste Rat lautet: die funktionelle Tragfähigkeit zu erhöhen, solange dies billig ist, was sich oft als zutreffend erweisen kann, wenn alle anderen Faktoren untersucht worden sind. Eine leichte Erhöhung der Bewehrung eines Betonbauwerkes kann ein beträchtliches Ansteigen der Tragfähigkeit bewirken.

Wenn man ein Niveau der Tragfähigkeit und der Befahrbarkeit aufgestellt hat, das vom Standpunkt der Kosten und der Wirksamkeit her befriedigt, ist es angezeigt, andere einfache und kostengünstige Anordnungen zu untersuchen, die es ermöglichen würden, in Zukunft die Funktionen des Bauwerkes zu erweitern.

Um spätere Anpassungen des Bauwerks zu ermöglichen, müssen die Pläne und Berechnungen (evtl. in EDV-Form) aufbewahrt werden.

Das hiervor beschriebene Verfahren wird im allgemeinen voll dazu beitragen, dass die Brücke für unbekannte Anforderungen gewappnet ist. Die Grundidee dieses Schrittes ist natürlich, dass es sich als schwierig erweisen dürfte, irgendeine für Strassen zuständige Behörde dazu zu bewegen, Geld für künftige Funktionen auszugeben, die ihr noch unbekannt sind.

5.1.2 Leitsätze für die Ausführung

Ein Bauvorgang ist durch fachmännische Beiträge aller betroffenen Parteien gekennzeichnet:

- Der Bauherr der Brücke, der seine Forderungen und Wünsche festlegt;
- Die Projektverfasser, welche das Projekt, das Leistungsverzeichnis und die Bedingungen vorbereiten;
- Der Unternehmer, der diesen Absichten in seinen Bauarbeiten folgt.

Der Bauherr sowie die technischen Partner des Ablaufprozesses sind normalerweise für eventuelle Unvollkommenheiten verantwortlich. Daher ist ein starkes Engagement aller Beteiligten notwendig, wenn das Resultat eines Bauvorgangs zu dauerhaften Bauwerken führen und zur Befriedigung aller einbezogenen Parteien ausfallen soll. Man muss sich bewusst sein, dass die in der Vergangenheit angetroffenen Probleme der Dauerhaftigkeit des Betons nur vermieden werden können, wenn in jeder Phase des Ablaufs dem Konzept, der Planung und Ausführung sowie dem Gebrauch des Bauwerks bis zum Ende der erwarteten Lebensdauer entsprechende und koordinierte Anstrengungen gemacht werden.

Zusammensetzung der Baustoffe

Die Fähigkeit eines bewehrten oder vorgespannten Betons, die Nutzung und eine schädigende Umwelt zu ertragen, hängt in hohem Mass von der Anfangsqualität der Baustoffe Beton und Stahl ab.

Die Fähigkeit der modernen Betone, chemischen Umwelteinflüssen - sogar sehr aggressiven - zu widerstehen, verbunden mit ihrer Empfindlichkeit bezüglich einer korrekten und sorgfältigen Behandlung, vor allem während der Nachbehandlung, erfordert eine aufmerksame Beurteilung der Betonmischung. Dies betrifft den gewählten oder zur Verfügung stehenden Zement, sowie die Art, die Zusammensetzung und die Granulometrie der verfügbaren Zuschlagstoffe, das Anmachwasser und die Zusätze.

Dosierung der Mischung

Ein Beton hoher Dauerhaftigkeit setzt eine kleine Durchlässigkeit und folglich einen geringen Karbonatisierungs- und Chloreindringungsgrad voraus. Deshalb ist es wesentlich, einen möglichst tiefen Wasser/Zement-Faktor zu haben. Mehrere nationale Normen und Vorschriften widerspiegeln diese Forderung; der einem rauen klimatischen Umfeld ausgesetzte Beton hat einen Wasser/Zement-Faktor (W/Z), der auf einen oberen Wert zwischen 0,3 und 0,5 begrenzt ist. Seine Konsistenz muss flüssig oder halbflüssig sein. In gewissen Normen ist auch ein minimaler Gehalt an Zement vorgeschrieben. Im Rahmen von CEN/TC 104 (Europäischer Ausschuss für Normalisierung/Technischer Ausschuss für den Beton, seine Leistungen, seinen Einbau und die Kriterien der Uebereinstimmung) sind die laufenden Diskussionen auf einen minimalen Zementgehalt von 300 kg/m³ für Bauwerke im Freien, wie z.B. die Brücken, ausgerichtet. In einigen Ländern wird ein minimaler Zementgehalt von ca. 400 kg/m³ für Spannbeton und etwa 350 kg/m³ für Stahlbeton angewandt.

Im Fall eines ernsthaften Angriffs durch die Chloride verstärkt ein Beton hoher Festigkeit oder ein zusammengesetzter Beton (Schlacke, natürliche Puzzolane, Flugasche und Silicafume) ($f_{ck} > 35$ MPa) mit W/Z < 0,5 und einem hohen Zementgehalt den Schutz der Bewehrung. Allerdings kann dieser vergrößerte Schutz nur erreicht werden, wenn spezifische Nachbehandlungsmassnahmen gesichert sind. Es wird nachdrücklich empfohlen, Versuche zu machen, um die Zusammensetzung der Mischung zu überprüfen.

Der Zement und die (feinen) Zusatzstoffe

Um der Schädigung des Betons infolge von Angriffen durch die im Meer- und Grundwasser vorhandenen Sulfate vorzubeugen, muss der Gehalt an Tricalciumaluminat ($C_3A = 3 \text{ CAO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) des Zementes begrenzt werden. In den verschiedenen nationalen Normen schwankt der Maximalgehalt an C_3A zwischen 3 und 5 %. Der Gehalt an Sulfiten (SO_3) des Zements, welcher der Wirkung der Sulfate widersteht, wird oft auf etwa 2,5 % beschränkt, um die Bildung von Ettringit mit dem Tricalciumaluminat zu vermeiden. Bei beträchtlichen C_3A -Gehalten (etwa 10 %) muss die Einschränkung an Sulfiten sehr rigoros sein, mit einer oberen Grenze von ca. 3 %. Für das Wasser, das einen mittleren Prozentsatz an Sulfaten (Zement Typ II ASTM) aufweist, oder für jene Zemente, die für Arbeiten im Meer bestimmt sind, können die Gehalte an C_3A höher liegen (z.B. eine obere Grenze von 8 % bei ASTM und 10 % in Frankreich). Um ein übermässiges Quellen und eine übermässige Rissbildung im Beton zu vermeiden, vor allem wenn der Kalkgehalt zu hoch ist, muss der Gehalt an Magnesiumoxyd (MgO) auf 5% im Maximum begrenzt werden.

Werden Materialien verwendet, die mit alkalischen Stoffen vom Typ Feuerstein reagieren, die reich an Opal und Kalzedon sind, besteht die Gefahr, dass in Gegenwart von Feuchtigkeit zwischen dem Zement und den Zuschlagstoffen Alkali-Kieselsäure-Reaktionen entstehen und zur Zerstörung des Betons durch Quellen führen. Woods (3) legt eine Zusammenstellung dieser Reaktionen vor. Besteht infolge eines auf alkalische Stoffe empfindlichen Zuschlagstoffes das Risiko einer solchen Reaktion, muss auf einen sog. Zement mit tiefem Alkali-Gehalt ausgewichen werden. Bei dieser letztgenannten Zementart ist der Gehalt an alkalischen Metalloxyden auf ein Maximum von etwa 0,5 % Na_2 ($\text{Na}_2\text{O} + 0,66 \text{ K}_2\text{O}$)-Equivalent beschränkt, je nach betrachteter nationaler Norm. Wenn der Beton mit Zuschlagstoffen hergestellt werden muss, der alkali-empfindlich ist, so ist es natürlich notwendig, einen Spezialzement zu verwenden, der alkali-resistent ist. Nach (4) ist das auch dann erforderlich, wenn ein Risiko von Alkali-Karbonat-Reaktionen besteht.

Die Verwendung von Zusätzen wie Kieselsäurerauch, Flugaschen, Hochofenschlacke oder anderen puzzolanischen Materialien ist vielleicht die in dieser Hinsicht geeignetste Vorbeugemassnahme. Der Rückgriff auf Zusätze hat sich in den vergangenen Jahren verbreitet. Er kann auf zwei Arten erfolgen, entweder durch Zugabe der Produkte zum Zement oder indem man sie dem Beton im Moment des Mischens beigibt. Da die Zusätze im Vergleich zu normalem Portlandzement gewisse Nachteile aufweisen, wird ihre Verwendung durch die verschiedenen nationalen Normen und Erlasse oft mehr oder weniger eingeschränkt.

Im Rahmen von CEN/TC 51 befinden sich europäische Normen in redaktioneller Bearbeitung, welche die verschiedenen Dosierungen und Typen von Zementzusätzen festlegen werden. In diesem Zusammenhang ist eine Beschränkung der Konzentration von Chlorionen in Prüfung. Es scheint sich eine Uebereinstimmung für eine Konzentration von 0,1 % als obere Grenze anzubahnen.

Der Kieselsäurerauch bringt das Risiko eines höheren Karbonatisierungsgrades mit sich und stellt höhere Anforderungen beim Abbinden des Betons. Auch ist es empfehlenswert, den Gehalt an Kieselsäurerauch von 8 bis 10 % bezogen auf das Zementgewicht nicht zu überschreiten. Nach bestem Wissen und Gewissen verwendet, können die Kieselsäureräuche hingegen die Durchlässigkeit vermindern und die Festigkeit erhöhen.

Die grösste Schwierigkeit bei der Verwendung der Flugaschen als Zuschlag zum Beton liegt bei der Veränderlichkeit des Gehalts an Kohlenstoff, der die Zusatzmittel wie Luftporenbildner aufzehrt und deren Wirkungen so aufhebt. Ein weiterer Nachteil der Flugaschen ist der im Vergleich zum normalen Portlandzement höhere Karbonatisierungsgrad. Dies gilt auch, wenn man Hochofenschlacke zugibt. Indessen haben die letztgenannten Zusatzmittel den Vorteil einer geringeren Hydratationswärme, was den massigen Betonbauwerken zugute kommt. Ein erhöhter Widerstand gegen Alkali-Kieselsäure-Reaktionen und Angriffe der Sulfate sind wohlbekannte Vorteile der Hochofenschlacke und der Flugaschen. Zudem haben diese Zusatzmittel ein höheres Vermögen, Chlorionen in der Matrix zu absorbieren als ein gewöhnlicher Portlandzement (5). Der elektrische Leitungswiderstand wird ebenfalls erhöht, wenn man Kieselsäureräuche und Flugaschen verwendet, was sogar die Vorteile hinsichtlich des Schutzes gegen die Korrosion der Bewehrung vergrössert.

Die Verwendung von Zusätzen im Beton wurde anlässlich einer internationalen Konferenz, die 1986 in Madrid stattfand, in detaillierter Weise behandelt (6). Man kam damals zur Schlussfolgerung, dass die Vorteile der Zusätze nur dann maximal ausfallen, wenn ihr Gebrauch streng kontrolliert wird, wie dies aus obigen Ausführungen hervorgeht.

Die Zuschlagstoffe

Es ist wesentlich, dass die Zuschlagstoffe selbst Frost und Auftauen widerstehen und auf chemischer Ebene mit dem Zement und allen verwendeten Zusatzmitteln verträglich sind. Im besonderen muss der Widerstand gegen alkalische Elemente des Zuschlagstoffes geprüft werden, wenn Alkali-Kieselsäure-, Alkali-Karbonat- oder ähnliche Reaktionen möglich sind. Hierfür sind mehrere unterschiedliche Prüfmethoden anwendbar (7).

Ausser den oben erwähnten Anforderungen hinsichtlich der Petrografie des Zuschlagstoffes muss man die Wichtigkeit einer richtigen Kornverteilung unterstreichen, damit die Forderung nach kleiner Durchlässigkeit des Betons erfüllt werden kann.

Das Wasser

Das für die Betonmischung verwendete Wasser muss von solcher Qualität sein, dass es die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons nicht beeinflusst. Deshalb muss sein Gehalt an verschiedenen Ionen wie Ammonium, Magnesium, Sulfat und Chlorid beschränkt werden. In dieser Hinsicht hat das Cembureau (8) Grenzwerte vorgeschlagen und gleichzeitig Werte für die kritische Menge an aggressivem Kohlendioxyd und für den pH-Wert des Wassers angegeben.

Die Auswirkungen dieser chemischen und anderer Produkte auf den Beton wurden von Steinour (9) untersucht, der betont, dass man Versuche machen sollte, um die Abbinde- und Verfestigungszeit zu messen, bevor man Wasser verwendet, dessen chemische Zusammensetzung nicht bekannt ist oder das bedeutende Mengen aussergewöhnlicher gelöster chemischer Elemente oder einen ausserordentlich hohen Anteil gelöster Feststoffe enthält. Die Versuche sind insbesondere zu empfehlen, wenn die Verunreinigungen Zucker oder andere organische Stoffe, Sulfite oder Salze, die wie Verzögerer wirken, nämlich Iodate, Phosphate, Arsenate, Borate, sowie Zusammensetzungen mit Blei, Zink, Kupfer, Zinn und Mangan sind. Meerwasser sollte nicht für Stahlbeton verwendet werden, da das Risiko der Korrosion der Bewehrungen durch die Verunreinigungen erheblich vergrössert wird.

Die Zusatzmittel

Um einen dauerhaften Beton herstellen zu können, müssen Anstrengungen im Hinblick auf die Minimalisierung des Wasser/Zement-Faktors unternommen werden, zwecks Verringerung der Durchlässigkeit. Für diesen Zweck scheinen Wasserreduktions- oder Plastifizierungsmittel auf der Basis von Lignosulfonaten, von Melaminharzen oder Naphtalinsulfonaten geeignet; man vermeidet so zu hohe Zementgehalte. Es gilt zu beachten, dass die Lignosulfonate wie Verzögerer wirken können, vor allem wenn sie überdosiert sind. Indessen wird der Beton nicht frostbeständig sein, es sei denn, ein Luftporenbildner werde eingesetzt, um ein entsprechendes System von Lufteinschlüssen zu erzeugen, das sich in einem Luftgehalt von 5 bis 7 % und einem "spacing factor" nach (1) unter 0,2 niederschlägt. Siehe z.B. auch (11, 12). Diese luftporenbildenden Zusatzmittel sind oft auf der Basis von spannungsaktiven Stoffen wie Vinsolharz oder Lignosulfonat aufgebaut.

Da es vielfach schwierig ist, eine gleichzeitige Wirkung der wasserreduzierenden Substanzen (Plastifizierungsmittel) und Luftporenbildner zu erreichen, braucht es ein sehr umfassendes Versuchsprogramm, um die beste Kombination der beiden zu bestimmen. Die Verträglichkeit der verschiedenen Zusatzmittel untereinander ist ein allgemeines Problem, das nur durch umfassende Versuche geklärt werden kann. Um nachzuprüfen, ob man einen angemessenen Frostwiderstand erreicht hat, kann

der Beton nach verschiedenen Normen, z.B. ASTM C 672, ASTM C 666 oder RILEM (13) getestet werden. Die ASTM C 672 hat eine längere Versuchszeit als C 666, aber beide werden als gültig für die Bestimmung des Widerstandes des Betons hinsichtlich Frost/Auftauen betrachtet. In diesem Zusammenhang muss man darauf hinweisen, dass man nicht erwarten darf, dass der Spritzbeton einen angemessenen Gehalt an Luft aufweist, da die Luftporenbildner in dieser Art der Anwendung im allgemeinen nicht wirksam sind. Man kann auch keinen maximalen Widerstand gegen Frost/Auftauen erreichen. Dies gilt in gleichem Masse für die Trocken- wie auch für die Nassspritzverfahren.

Andere Typen von Zusatzmitteln können verwendet werden, wenn sie die Dauerhaftigkeit des Betons nicht beeinträchtigen oder die Korrosion der Bewehrungen nicht fördern. Spezielle Aufmerksamkeit ist den Abbindebeschleunigern auf Kalziumchloridbasis zu schenken, die gleichzeitig die Schädigung infolge Frost/Auftauen und die Korrosion begünstigen. In den meisten Ländern ist daher der Gebrauch von Chloriden als Zusatzmittel eingeschränkt, vor allem für Spannbeton. Neben der Beschränkung des Gehaltes an Chloriden im Zement und im Wasser ist es daher auch empfehlenswert, den Gesamtgehalt an Chloriden zu beschränken. Da sie zudem als gefährliche Verunreinigungen für den Stahlbeton wirken, muss die Aufmerksamkeit eventuell auch auf andere Arten von beschleunigenden Wirkstoffen wie die Nitrate, die Nitrite und die Thiocyanate gelenkt werden.

Wie in (14) betont wird, sind die Regeln und Empfehlungen für den Unterwasserbeton in gewissen Hinsichten die gleichen wie für gewöhnlichen Beton, der an trockenen Stellen eingebracht wird. Einmal eingebracht, wird er vom Wasser nicht mehr beeinflusst, es sei denn, er ist im Moment des Abbindens Erschütterungen ausgesetzt. Der Zement kann aber aus dem konventionellen Beton durch das Wasser herausgelöst werden, wenn er ins Wasser gelangt, oder durch die Wirkung des gegen eine Betonoberfläche gespritzten Wassers. Nicht zementgebundene Zuschlagstoffe und weiche Zementmilch können an der Oberfläche oder im Innern des Betons verbleiben. Die Entwicklung von Baustoffen und Techniken, insbesondere bei der Verwendung von Zusatzmitteln, die nicht verteilende Eigenschaften haben, hat dennoch die zufriedenstellende Ausführung von dünneren und komplexeren Konstruktionsteilen ermöglicht als dies früher der Fall war. Untersuchungen (15) hinsichtlich dieser Zusatzmittel für Unterwasserbeton haben gezeigt, dass es möglich ist, auch unter Wasser eine ebenso gute Betonqualität zu erzielen wie mit Beton, der unter trockenen Bedingungen eingebracht wurde. Im weiteren sind die Verdichtung durch Vibration sowie bauliche Verstärkungen möglich.

Zusammenfassend kann man hervorheben, dass die Zusatzmittel im allgemeinen sehr nützlich sind, vorausgesetzt, die notwendigen Vorsichtsmassnahmen werden ergriffen. Es ist eindringlich zu empfehlen, die Verträglichkeit der verschiedenen Zusatzmittel mit Hilfe von Versuchen mit Betonen, die Mischungen von Zusatzmitteln enthalten, nachzuprüfen.

Die eigentlich erreichbare Dauerhaftigkeit des Betons, die von den gewählten Baustoffen, der Dosierung der Mischung und den Zusatzmitteln abhängt, kann stark absinken, wenn die folgenden Tätigkeiten nicht richtig ausgeführt werden. Es betrifft dies insbesondere die Risiken der mangelhaften Ausführung und somit eine ungeeignete Mischung, Verdichtung, Verlegung der Bewehrung und Nachbehandlung. Mischungsmängel, besonders die Zugabe von zuviel Wasser zur Erleichterung des Einbringens und des Verdichtens, können die Festigkeit des Betons abmindern und seine Durchlässigkeit erhöhen. Ein schlecht verdichteter Beton kann Hohlräume in Form von Lunkern und eine geringe Festigkeit zur Folge haben, während die Fehler beim Einbau der Bewehrungen oft eine ungenügende Ueberdeckung bewirken.

Nachbehandlung

Der normale Beton mit Portlandzement benötigt nach dem Einbringen eine Nachbehandlungszeit im feuchten Umfeld und bei 20°C von etwa 5 bis 7 Tagen, damit die Verdunstungsgeschwindigkeit verringert wird. Es wird dringend empfohlen, hierzu mit Jutebahnen, Strohmatte, Tüchern oder feuchtem Sand nass zu halten. Man kann auch mit Plastikfolien oder Curing-Mittel abdecken.

Mängel während der Nachbehandlung können zu Schwindrissen führen und die Qualität des Betons sowohl vom Standpunkt der Festigkeit als auch der Durchlässigkeit der Betonoberfläche her vermindern. Die Nachbehandlung, welche zuerst den Beton gegen ein vorzeitiges Austrocknen durch Sonnenbestrahlung und Wind schützt, sollte unmittelbar nach dem Verdichten des Betons beginnen. Was die Curing-Mittel anbelangt, müssen sie im Versuchslabor getestet werden, damit festgestellt werden kann, in welchem Masse sie die Verdunstung reduzieren können. Die Verwendung von Curing-Mitteln beeinflusst oft die Haftung zwischen Abdichtungsschicht und Beton-Brückenplatte, falls das Mittel nicht entfernt wird.

Bei Frostgefahr ist auch eine thermische Isolierung nötig. Beim Betonieren im Winter kann es notwendig sein, zu heizen, weil der frische Beton nicht dem Frost ausgesetzt werden darf, bevor er eine Druckfestigkeit von 5 MPa erreicht hat. Dieses Kriterium entspricht dem, was in der CEB-FIP-Norm (16) vorgeschlagen worden ist. Die Heizdauer, die Notwendigkeit, zu isolieren, und die Ausschalzeit sind alles Elemente, mit denen die Reife des Betons sichergestellt wird. Im weiteren verkleinert die thermische Isolierung die Temperaturunterschiede und die Spannungen des festen Betons.

Alle Nachbehandlungsmaßnahmen haben den Zweck, einer vorzeitigen Austrocknung vorzubeugen, um einen hohen Hydratationsgrad zu sichern und Risse zu vermeiden. Der Beton wird nur frostbeständig, wenn nach der Herstellung ein gewisser Hydratationsgrad erreicht wurde.

Den Beton auf korrekte Art und Weise einbringen, bedeutet also, eine gewisse Zahl von Randbedingungen in der Planung und bei der Ausführung der Arbeit einzuführen; dies ist zu jeder Jahreszeit gültig.

Die nachfolgenden Punkte sind zu beachten:

- Die Erfahrung zeigt, dass ein Beton, der sich im Stadium der Erhärtung befindet, endgültig Schaden nimmt, wenn der erste Frost auftritt, bevor der Beton während einer Periode von 15 bis 20 Stunden angesteift ist; die Wahl des Verfahrens muss sicherstellen, dass der Beton nicht gefriert, ehe der angestrebte Erhärtungsgrad erreicht ist.
- Die thermischen Schwankungen in den Querschnitten eines im Stadium der Erhärtung befindlichen Betons werden differenzielle Bewegungen nach sich ziehen, die der thermischen Ausdehnung des Betons zuzuschreiben sind; im Fall ungünstiger Bedingungen kann dies zu Rissen führen. Die Wahl der Methode muss sicherstellen, dass diese thermischen Schwankungen genügend kontrolliert werden, damit nicht Risse die ursprüngliche Qualität des Betons beeinträchtigen.
- Die Nachbehandlung des Betons ist Teil des Erhärtungsvorgangs. Einerseits muss sie sicherstellen, dass keine zu grossen thermischen Schwankungen auftreten, andererseits ist ihr zugeacht, einer vorzeitigen Austrocknung vorzubeugen.

- Wenn die Temperatur des Betons steigt, beschleunigt sich der Erhärtungsvorgang. Wenn sie fällt, sinkt der Erhärtungsgrad. Bei 35°C geht die Erhärtung des Betons etwa doppelt so schnell als bei 22°C. Bei 10°C fällt die Geschwindigkeit im Vergleich zu 20°C nochmals auf die Hälfte.
- Im Fall der vollständigen Hydratation eines Portlandzementes werden etwa 400'000 bis 500'000 Joule freigesetzt. Für einen Beton klassischer Zusammensetzung würde dies eine Temperaturerhöhung von etwa 60 bis 80 °C bedeuten, falls man den Beton ohne Ableitung der Wärme in die Umwelt erhärten liesse.
- In den Bauwerken mit dicken oder sehr gut isolierten Mauern wird die Temperatur also ansteigen; die so freigesetzte Wärme wird von der umgebenden Luft nicht so leicht weggeschafft. Im Gegensatz dazu, also im Fall leichter, nicht isolierter Bauwerke, mischt sich die freigesetzte Wärme schnell mit der Luft der Umgebung und auch die Temperaturerhöhung bleibt gering.

Aus dem vorher Gesagten kann man folgern, dass der wesentliche Faktor in der Kontrolle des Erhärtungsprozesses die Wärme ist, welche durch den Prozess selbst freigesetzt wird, sowie jene Wärme, die zur Erwärmung des Betons dient, und jene, die durch die umgebende Luft abgeführt wird. In der Praxis gibt es mehrere Möglichkeiten, um dieses Gleichgewicht zwischen der Wärme-freisetzung und dem thermischen Austausch im Innern des Betonbauwerkes, das sich im Stadium der Erhärtung befindet, zu kontrollieren.

Kritischer Chloridgehalt

Der kritische Chloridgehalt, der eine bevorstehende Korrosionsgefahr anzeigt, hängt von verschiedenen Parametern ab. Daher gibt es nicht nur einen einzigen Wert des kritischen Chloridgehaltes, der allgemeine Gültigkeit hätte. Das Bild 5.1 zeigt die Situation mittels eines Diagrammes.

Wenn der Beton nicht karbonatisiert ist, stellt ein Gehalt von 0,4 % Cl bezogen auf das Zementgewicht ein gutes Kriterium für eine bevorstehende Korrosionsgefahr dar. Wie das Bild zeigt, kann aber der kritische Wert viel höher oder viel tiefer liegen, je nach den Einflüssen, die wirken. Die Vorspannstähle sind viel empfindlicher, so dass für Spannbetonbauten eine untere Grenze von 0,2 % bezogen auf das Zementgewicht empfohlen wird.

Spezielle Massnahmen

Im Fall schwerer Angriffe durch Chloride (Spritzbereich, Chloridangriff in heissen und feuchten Klimata) kann es sein, dass die oben empfohlenen Massnahmen nicht genügen, um eine angemessene Dauerhaftigkeit zu garantieren. Die wirtschaftlichste Methode besteht darin, den W/Z-Faktor noch mehr zu verringern und die Dicke der Betonüberdeckung zu vergrössern.

Eventuell kann zur Wahl eines Hochfestigkeitsbetons mit zusammengesetzten Zementen (Schlacke, natürliche Puzzolane, Flugaschen, Kieselsäurerauch) geraten werden. Aber der Vorteil, den man aus diesen Zementen ziehen kann, wird nur garantiert sein, wenn spezielle Nachbehandlungsmassnahmen sichergestellt sind. In jedem Fall ist zu empfehlen, die richtige Zusammensetzung der Mischung durch Versuche zu überprüfen.

Trifft der Chloridangriff mit strengen Frostbedingungen zusammen, so muss der Gehalt an Zusatzmitteln beschränkt werden. Sollten diese Massnahmen als ungenügend erscheinen, kann es sich als vernünftig erweisen, die Bewehrung direkt zu schützen. Die Galvanisierung und die Inhibitoren haben sich nicht als sehr wirksam erwiesen, um die Dauerhaftigkeit im Fall ernsthafter Angriffe zu verbessern. Die Ueberzüge aus Epoxy scheinen wirksamer, aber hier fehlen noch Langzeiterfahrungen.

Oberflächenbehandlung

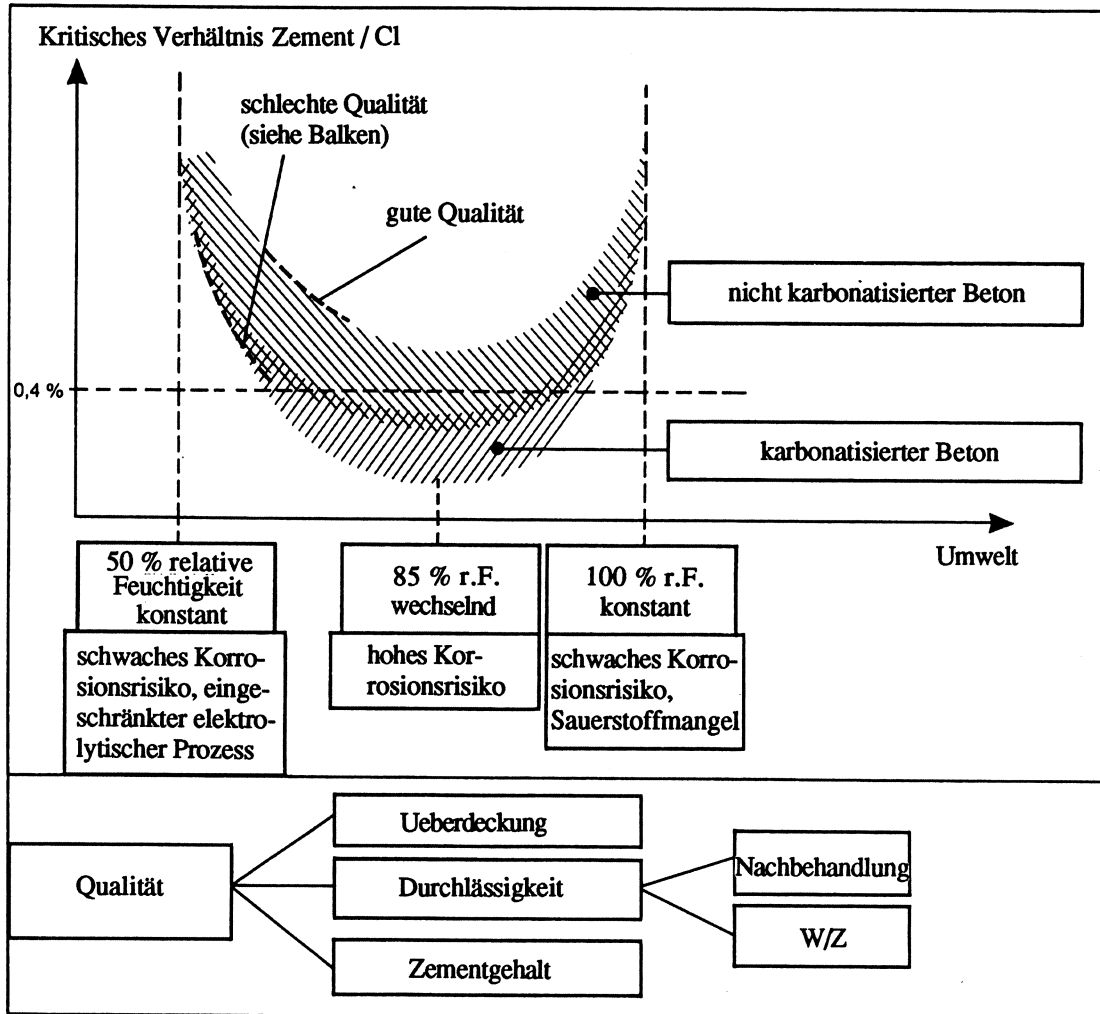
Ausser der Nachbehandlung mit Feuchtigkeit, die weiter oben betrachtet wurde, kann die Dauerhaftigkeit des Betons durch verschiedene Oberflächenbehandlungen oder Anstriche verbessert werden. Für Brückenbauten aus Beton sind daher auch die Imprägnierung und die Polymeranstriche von einem gewissen Interesse.

Die Imprägnierungen mit Silikonen oder in Kerosin gelöstem Leinöl haben eine messbare Auswirkung auf die Wasserabsorption durch den Beton während fünf Jahren. Diese Wirkung kann bis zu ungefähr 10 Jahren dauern, wenn man Silane und Siloxane verwendet.

Wie im Kapitel III erwähnt, gibt es noch keine vollkommenen Imprägnierungen oder Anstriche. Die Materialien sind im allgemeinen nicht risseüberbrückend und können den Beton auch nicht daran hindern, Wasserdampf aufzunehmen. Dennoch sind die Imprägnierungs- und Anstrichmaterialien selbst äusserst undurchlässig. Die Tatsache, dass der Anstrich- und Imprägnierungsmarkt stark eingeschränkt ist, stellt an sich schon ein Problem dar, da die Hersteller Produkten, die vom Gesichtspunkt der chemischen Zusammensetzung her - sie beruhen auf Polyestern, Thermoplasten, Acrylen, Polyurethanen oder Epoxiharzen - weitgehend identisch sind, verschiedene Namen geben. In den USA (17) wie auch in Dänemark (18) hat man versucht, die geeigneten Anstriche und Versiegelungen zu kennzeichnen. In Frankreich wurde durch das LCPC und das SETRA (19) eine sehr eingehende Untersuchung über die Empfehlungen, welche die verschiedenen polymeren Materialien betreffen, veröffentlicht. Lemmings (20) und Robinson (21) haben verschiedene Arten von Anstrichen, die auf dem Markt sind, auf ihre Funktionen hin untersucht und bewertet.

Bild 5.1

Kritischer Chloridgehalt



Polymermodifizierter Beton

Dieser Abschnitt gibt die recht allgemeine Praxis in den USA und in Kanada wieder, wobei der Akzent auf die Latexemulsionen gelegt wird; allerdings muss in Erinnerung gerufen werden, dass es auch noch andere Polymere als Latex gibt.

Die Latexemulsion ist eine Dispersion von Partikeln synthetischen Kautschuks im Wasser. Styren-Butadien-Latexe sind die verbreitetsten, obwohl auch Acryl-Latexe Verwendung finden. Die Partikel werden stabilisiert, um die Gerinnung zu vermeiden, und es werden Substanzen gegen Schaumbildung verwendet, um einen übermäßigen Lufteinschluss beim Mischen zu verhindern. Luftzufuhr ist nicht notwendig. Das Latex wird dem konventionellen Betongemisch im Anteil von etwa 15 % festem Polymer auf die Zementmasse beigegeben. Das Wasser der Emulsion hydratisiert den Zement, und das Polymer dringt in die Betonstruktur ein und gibt dem Beton eine bessere Dauerhaftigkeit, ein gutes Haftungsvermögen und eine geringe Durchlässigkeit. Diese Eigenschaften eignen sich gut für die Deckschichten von Brückenüberbauten, die im allgemeinen 40 mm stark sind; diese Betone können für neue Bauten oder für die Reparatur schadhafter Ueberbauten (siehe Abschnitt 2.3) verwendet werden.

Die Bauverfahren sind ähnlich jenen der konventionellen Deckschichten in Beton, ausgenommen die Nachbehandlung. Der latexmodifizierte Beton ist anfällig auf Schwindrisse, da der Wasseraufstieg reduziert ist und rasch eine feuchte Nachbehandlung angewandt werden muss. Das Betonieren ist während der Perioden starker Verdunstung nicht zu empfehlen; zahlreiche Unternehmungen in Nordamerika bringen den latexmodifizierten Beton während der Nacht ein. Nach 24 Stunden feuchter Nachbehandlung ist eine Periode der trockenen Nachbehandlung (im allgemeinen 72 Stunden) nötig, damit die Latexpartikel verschmelzen, bevor die Schicht dem Verkehr ausgesetzt wird. Bei Temperaturen unter 10°C müssen die Nachbehandlungszeiten verlängert werden.

In der Regel gibt dies einen Beton, der gute Eigenschaften bezüglich Dauerhaftigkeit und Verbund aufweist, Eigenschaften, die sich gut für den Gebrauch bei Brücken eignen, vor allem bei Reparaturen. Einer der wichtigsten Vorteile liegt in der erheblichen Verminderung der Chloridionen, die in den Beton eindringen, wenn er so mit Polymeren modifiziert wird. Indessen schwanken die strukturellen Eigenschaften der polymermodifizierten Betone je nach Art und Menge der Polymere, Art der Zuschlagstoffe, Zementgehalt, Wasser/Zement-Faktor und Luftporenbildner erheblich. Die Polymeremulsionen werden seit einer Reihe von Jahren verwendet, und der Beton ist allgemein unter dem Namen latexmodifizierter Beton (LMB) bekannt.

5.1.3 Die Bewehrung

Ueberdeckung der Bewehrungen

Im Hinblick auf eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit des Stahlbetons ist es nötig, dass die Zeit, die verstreicht, bis die Karbonatisierung und die Verunreinigung durch die Chloride die Bewehrung erreicht haben, so lange wie möglich ist. Eines der wichtigsten Mittel hierzu ist es, eine angemessene Betonüberdeckung vorzusehen.

Die nationalen Vorschriften sehen oft eine Mindestdicke vor. Im Rahmen von CEN/TC 104 und der europäischen Erfahrungen wird nachdrücklich eine minimale Stärke von 30 bis 50 mm für die Ueberdeckung empfohlen, je nach tatsächlichem Wert des Zementgehaltes und des Wasser/Zement-Faktors. Wenn die Ueberdeckung jedoch zu dick ist, besteht die Gefahr, dass sie reißt, da sie sich wie unbewehrter Beton verhält. Dennoch besteht die amerikanische Annäherung an das Problem

darin, Dicken von 50 bis 75 mm vorzuschreiben. Wenn man jedoch die nominelle Dicke der Ueberdeckung vorschreibt, besteht Manning (22) auf der Wichtigkeit realistischer Toleranzen für das Verlegen der Bewehrungen.

So wie es in (23) hervorgehoben wird, sind die Hauptfaktoren, welche die Korrosion steuern, die Ueberdeckung durch den Beton und dessen Qualität, d.h. seine Durchlässigkeit. Ein anderer wichtiger Parameter ist die Aggressivität der Umwelt, die man grob in drei Rubriken klassieren kann:

- Normale städtische Umwelt
- Stark verschmutzte Industriatmosphäre
- Meeresumwelt.

In dieser Reihenfolge bedingen die genannten Umgebungen zunehmende Ueberdeckungsstärken.

Der Korrosionsprozess verläuft in zwei Phasen: die Anlaufphase, gefolgt von der aktiven Phase. Wenn man beide berücksichtigt, ist es gemäss (24) möglich, den Korrosionsrhythmus in Funktion der Ueberdeckung, der Umwelt und der Qualität des Betons, d.h. der Dosierung in Form des W/Z-Faktors oder des Zementgehaltes abzuschätzen.

Ueberdeckung der Bewehrungen

Eine Heiss-Verzinkung oder ein Ueberzug mit Epoxidharz stellen spezifischere Schutzmassnahmen der Bewehrungen gegen die Korrosion dar. Indessen zeigt sich normalerweise die Zinkschicht in einer basischen Umgebung wie jener des Betons wenig beständig. Dagegen werden die mit Epoxy überzogenen Bewehrungen heute in den USA und in Kanada laufend in den Platten von Brückenträgern und in Unterbauten im Meer verwendet, bei Bauwerken, die chemischen Auftaumitteln und einer maritimen Umwelt ausgesetzt sind.

ASTM, AASHTO und NACE haben Präqualifikationsnormen für die Epoxypulver ausgearbeitet. In den USA verwendet man nur Pulver, die auf elektrostatischem Weg aufgebracht werden; für Spannbetonbauten haben einige Forscher gezeigt, dass deren Haftungsvermögen geringer ist als jenes des nackten Stahls. Die europäischen und nordamerikanischen Länder diskutieren sehr ernsthaft die Frage, ob die durch die Handhabung oder sonst entstandenen örtlichen Schädigungen des Epoxyüberzuges einen starken negativen Einfluss haben, der Korrosion mit Vernarbung der Oberfläche hervorruft.

Theoretisch kann für die Bewehrungseisen nichtrostender Stahl verwendet werden. Er hat jedoch Nachteile, auf die hingewiesen werden muss. Der rostfreie Stahl zeigt normalerweise nicht die gleich hohe Ermüdungs- und Spannungskorrosionsfestigkeit; im weiteren ist sein Preis sehr hoch.

Injektion der Kabelhüllrohre

Die Injektion mit Zementmörtel der Hüllrohre der Vorspannkabel nach dem Spannen ist wichtig für die Dauerhaftigkeit. Der Zementmörtel schützt den Spannstahl vor Korrosion, ein wesentlicher Punkt, da der Spannstahl wegen seiner hohen Festigkeit und den hohen Spannungen, denen er dauernd ausgesetzt ist, besonders empfindlich auf Korrosion ist. Dies sind Faktoren, zu denen hin-

zu noch die Tatsache kommt, dass die Vorspannkabel oft aus vielen Drähten oder Litzen zusammengesetzt sind.

Damit die Injektion zufriedenstellend ausfällt, muss man sowohl vom Standpunkt der Eigenschaften des Injektionsmörtels als auch von der Ausführung her anspruchsvoll sein. Die verschiedenen nationalen Normen geben in dieser Hinsicht die zwingenden Erfordernisse und die Richtungen an. In der Mehrzahl der Fälle schreiben sie vor, dass der Injektionsmörtel vor seiner Verwendung hinsichtlich Bluten, Schwinden, Konsistenz und Temperatur geprüft werden muss. In gewissen Fällen müssen auch die Nachbehandlung, die Festigkeit, die Frostbeständigkeit und der Chloridgehalt vorgängig geprüft werden. Diese Versuche setzen voraus, dass später das Bluten, die Volumenveränderung, die Konsistenz und die Temperatur des Mörtels während der Ausführung der Injektion laufend überwacht werden. Frankreich, Grossbritannien und Schweden treten dafür ein, dass nach Beendigung der Injektion des Hüllrohres ein gewisses Druckniveau gehalten werden soll.

Bei den Freivorbaubridgen haben die geometrischen Toleranzen eine grosse Bedeutung, um sicherzustellen, dass die Kabelhüllrohre genau verlegt werden, und um eine gute Ausrichtung der Vorspannbewehrung zu gewährleisten.

Der Schutz des Vorspannstahles vor Korrosion wird, wie hiervor beschrieben, im allgemeinen durch die Injektion der Kabelhüllrohre mit einem Zementmörtel verwirklicht. Wenn jedoch eine externe Vorspannung verwendet wird, können die Bewehrungen dadurch geschützt werden, dass sie in Zementmörtel oder in Mikrobeton eingegossen werden. Weitere Alternativen wie der Schutz durch Fett oder Erdölgele stehen zur Verfügung, allerdings ist die Erfahrung nicht immer sehr befriedigend. Der Zinküberzug ist auch eine Lösung, obwohl dies die mechanischen Eigenschaften des Stahls, vor allem seine Ermüdungsfestigkeit, beeinflusst.

Ermüdungsfestigkeit

Im weiteren Sinn deckt der Begriff der Dauerhaftigkeit auch die Begrenzung der Lebensdauer ab, die durch die Ermüdung hervorgerufen wird. Der vorgespannte Beton, der für die Brücken verwendet wird, neigt besonders zu dieser Art von Schädigung, vor allem im Bereich der Betonierfugen, wo die Zugfestigkeit lokal reduziert sein kann. Infolge des Fehlens der Zugfestigkeit in den Rissen und abgeschalteten Fugen ist der Spannstahl grösseren Ermüdungsspannungen und Korrosionsangriffen unterworfen. In dieser Hinsicht ist, wie unter anderem Engelke (25) berichtet, der Spannstahl der Muffen speziell empfindlich. Die partiell vorgespannten Betonbrücken bedürfen daher besonderer Vorsichtsmassnahmen hinsichtlich der Ermüdung.

5.1.4 Rissbildung

Um die Dauerhaftigkeit sicherzustellen, enthalten fast alle nationalen Regelungen und Normen Einschränkungen hinsichtlich der maximal zulässigen Rissbreite. Alle diese Grenzen liegen in aggressiver Umgebung um 0,1 mm herum. Im Fall von Spannbeton wird, falls die partielle Vorspannung nicht zugelassen ist, diese Grenze oft als Grenze der Spannungen festgelegt, aber nicht notwendigerweise auf der Seite der Zugspannung. Wenn man die Rissbreite für den Grenzzustand der Befahrbarkeit kontrolliert, sind die verwendeten Lastfaktoren von grösster Wichtigkeit. Dennoch findet man grosse Schwankungen bei den von den verschiedenen nationalen Regelungen und Normen vorgeschriebenen Werten.

5.1.5 Abdichtung und Entwässerung

In diesem ganzen Abschnitt wird auf den Abschnitt 3.2.4 Bezug genommen.

Abdichtungsmaterialien

Eine geläufige Methode zum Schutz der Brückenüberbauten aus Beton besteht darin, eine Abdichtung der Oberfläche vorzusehen. Für die Dauerhaftigkeit der Brücken ist es wesentlich, sicherzustellen, dass die Abdichtung wirksam funktioniert und einen angemessenen Schutz der darunterliegenden Platte des Brückenüberbaus gegen das Eindringen von Wasser, Chloriden und allen anderen aggressiven Wirkstoffen bietet, die es enthält. In dieser Hinsicht ist es wichtig, dass der Brückenüberbau ein angemessenes Gefälle aufweist. Die Abdichtungsschicht stellt auch einen Schutz gegen die Angriffe von Kohlendioxyd und damit gegen die Karbonatisierung dar.

In der Mehrzahl der Länder ist die Anwendung von Abdichtungsmassnahmen praktisch zwingend. Die Niederlande, Norwegen und die USA bilden die seltenen Ausnahmen. In den anderen Ländern der OECD trifft man mehrere Abdichtungssysteme wie:

- Asphaltmastix
- Vorfabrizierte, dichte Membranen (vorgeformte Folien)
- Anstriche aus pulverisierten Polymeren wie Polyurethan und Epoxidharze.

Die Mehrzahl der Abdichtungsanstriche und -membranen sind auf der Basis von verschiedenen bituminösen Materialien, Kautschuk oder Polymeren aufgebaut. In den verschiedenen nationalen Normen sind mehrere Systeme vorgeschrieben, oft einschliesslich einer Schutzschicht über der Abdichtungsschicht. In der Mehrzahl der Fälle baut man darüber eine Bitumenschicht als Fahrbahnbelag ein.

Ganz allgemein kann man sagen, dass ein Abdichtungssystem die folgenden Anforderungen erfüllen muss, um angemessen zu sein:

- dicht sein,
- dem Wasser, den Alkalien und Chloriden widerstehen,
- verträglich sein mit den bituminösen Belägen (Widerstand gegen Wärme, Eindringen der Zuschlagsstoffe, Haftung, chemische Verträglichkeit),
- den Schäden bei späteren Arbeiten an der Fahrbahn widerstehen,
- dem Frost widerstehen (klimatische Einwirkungen),
- die Fähigkeit zur Ueberbrückung der Risse im Beton haben,
- der Rissbildung widerstehen (thermische Bewegungen, Biegung)
- der Verformung widerstehen (Spurenbildung, Kriechen)

- am Beton haften können, wenn das System es erfordert.

Der Ausschuss für Kunstbauten des AIPCR (26) sowie eine frühere Gruppe der OECD (27) haben einen umfassenden Bericht über die Abdichtung ausgearbeitet. Dennoch entwickeln sich die Haltungen und Meinungen bezüglich dieser Frage laufend weiter. Weltweit hat die Erfahrung gezeigt, dass sowohl die Wirkungen der verschiedenen Abdichtungssysteme als auch ihre Lebensdauer nicht so ausfielen wie vorausgesagt worden war. Um eine Zustandsverschlechterung des Betons zu verhindern, ist es also wesentlich, zu gegebener Zeit die Fahrbahn und die Abdichtung zu erneuern, von denen man nicht erwarten kann, dass sie die gleiche Lebensdauer haben wie der Beton der Platten des Brückenüberbaus. Es handelt sich um eine der Arten von Unterhaltsarbeiten an Betonbrücken, die am dringendsten und häufigsten sind, wie ein früherer Bericht der OECD (2) aufzeigte.

Entwässerung

Damit ein Abdichtungssystem in zufriedenstellender Weise funktioniert, ist es wesentlich, dass es an ein Entwässerungssystem angeschlossen wird. Ein taugliches System umfasst:

- Rinnsteine und Rinnen,
- Einrichtungen zur Ableitung des Wassers, das durch den Oberflächenbelag einsickert,
- Ableitungsrohre, welche die Rinnen (und die Sammelleitungen des Drainagewassers, falls vorhanden) mit dem allgemeinen Entwässerungssystem verbinden, das sich ausserhalb des Bauwerkes befindet.

Die nationalen Normen empfehlen verschiedene Systeme, aber als allgemeine Regel kann man sagen, dass nichtkorrodierendes Metall, galvanisierter Stahl oder PVC für die Entwässerungsrohre verwendet werden können. Die Dauerhaftigkeit des Zinkbelages auf dem galvanisierten Stahl kann jedoch abnehmen, wenn man einen sogenannten nichtallergischen Zement verwendet, dem Eisensulfat (FeSO_4) beigegeben ist. Mehrere Experten haben Bedenken geäussert, was die Verwendung von PVC für die Entwässerungsrohre anbelangt.

Die Rohre der öffentlichen Werke wie jene, in denen Dampf der städtischen Heizsysteme oder andere industrielle Flüssigkeiten transportiert werden, zwingen dazu, dass die Brücken mit speziellen Entleerungsvorrichtungen ausgerüstet werden, um die verschiedenen möglichen unfallmässigen Belastungen zu vermeiden.

5.1.6 Fugen und Lagerkörper

Dilatationsfugen

Die natürlichen Bewegungen eines Brückenbauwerkes, die ihre Ursache z.B. in Temperaturschwankungen haben, müssen an den Dilatationsfugen ermöglicht werden, die sich am Uebergang zu benachbarten Bauwerken, z.B. Strassendämmen, oder zwischen den verschiedenen Teilen des Bauwerkes wie dem Ueberbau und dem Unterbau (je nach Art des gewählten statischen Systems) befinden. Die Undurchlässigkeit dieser Fugen ist wesentlich, um das Wasser der Fahrbahn und die chemischen Auftaumittel daran zu hindern, gegen die Lager und den Unterbau hin vorzudringen. Es muss eine Ableitung des fliessenden Wassers von den Dilatationsfugen weg vorgesehen werden. Diese Fugen benötigen einen erheblichen Unterhalt, daher die Tendenz in einer Mehrzahl der Länder,

durchgehende Ueberbauten zu erstellen, um im Rahmen des Möglichen Fugen zu vermeiden. Dieses Resultat kann auch mit speziellen flexiblen Systemen erreicht werden, wie sie recht häufig in Belgien, Deutschland und Norwegen verwendet werden. Unter den zahlreichen nationalen und internationalen Organisationen haben die Spezialausschüsse des AIPCR (26) und die Nordische Vereinigung des Strasseningenieurwesens und des Verkehrs (28) auf die Wichtigkeit der Zugänglichkeit für die Inspektion und den Ersatz der Fugen oder von Teilen davon hingewiesen.

Lagerkörper

Die Lagerkörper müssen die Fähigkeit haben, alle auftretenden Verschiebungen und Verdrehungen aufzufangen, ohne grosse Kräfte und Bewegungen auszulösen, die das Bauwerk schädigen könnten. Sie müssen auch alle Bewegungen ermöglichen, die mit dem freien Spiel des Lagers vereinbar sind. Die Wichtigkeit der Zugänglichkeit der Lagerkörper für ihre Inspektion und den Ersatz muss betont werden (29).

Die Verwendung von Lagerkörpern aus synthetischem Kautschuk ist in den nördlichen Teilen von Norwegen, Schweden und Finnland nicht gestattet, wegen ihrer geringen Festigkeit bei sehr tiefen Temperaturen, z.B. unter minus 30°C. In diesen kalten Regionen sind daher nur Stahlrollen oder Lager aus Naturkautschuk möglich. Die in Kanada gemachten Erfahrungen hinsichtlich der letztgenannten Lager sind bis heute gut.

5.1.7 Qualitätskontrolle

Die Qualitätskontrolle ist notwendig, um sicherzustellen, dass der Entwurf, die Pläne, die verwendeten Materialien und die Arbeit den gültigen Leistungsverzeichnissen entsprechen. Man muss zwischen Produktionskontrolle und Kontrolle der Uebereinstimmung unterscheiden.

Die Produktionskontrolle muss mitten im Produktionsablauf vorgesehen werden und stellt einen integrierenden Bestandteil desselben dar. Das gilt sowohl für die konzeptionelle Tätigkeit als auch für die Ausführung. Die beratenden Ingenieure, die Hersteller und die Unternehmer haben daher alle die gleiche Verantwortung, was die Organisation und Durchführung einer angemessenen Produktionskontrolle anbelangt.

Die Kontrolle der Uebereinstimmung betrifft vor allem den Kunden, der sicher sein will, dass die erwünschte Qualität erreicht wurde. Es ist wesentlich, dass die für die Uebereinstimmungskontrolle verantwortliche Organisation unabhängig von der Produktion, d.h. von den Entwerfern, Herstellern und Unternehmern ist. Eine wichtige Aufgabe dieser unabhängigen Organisation ist es, die Wirksamkeit der Produktionskontrolle zu überprüfen.

Es wird empfohlen, die Produktionskontrolle der Bauarbeiten auf der Basis eines Qualitätssicherungsprogramms zum voraus zu planen.

Was den Transport, den Einbau, das Verdichten und die Nachbehandlung des frischen Betons anbelangt, sollte die Verantwortung einer qualifizierten und erfahrenen Person übertragen werden. Es sollten geeignete Massnahmen ergriffen werden, um die Entmischung und den Verlust von Bestandteilen während des Transportes und dem Ablad zu verhindern. Der Beton muss innerhalb einer festgelegten Frist nach dem Mischen eingebracht werden, um so den Verlust der Verarbeitbarkeit weitestgehend zu verhindern. Es müssen die üblichen Ueberprüfungen hinsichtlich des Lehrgerüsts, der Schalung, der Bewehrung, der Fugen, der Sauberkeit usw. gemacht werden. Im weiteren muss man kontrollieren, dass der Beton beim Einbringen sorgfältig verdichtet und um die

Bewehrungen, die Kabelhüllrohre und die eingebetteten festen Elemente herum gut verarbeitet und in die Ecken der Schalung gestossen wird, um einen festen und hohlraumlosen Block zu bilden, der die geforderte Oberflächenbeschaffenheit aufweist.

Die Bestandteile eines Qualitätssicherungsprogramms für die verschiedenen Betoneigenschaften sind die folgenden:

- Kontrolle des Lieferscheins des Betonherstellers, um sicherzugehen, dass die Lieferung der Bestellung entspricht.
- Visuelle Kontrolle, um nachzuprüfen, ob die Konsistenz und die Einheitlichkeit des Betons mit dem übereinstimmt, was gewünscht wurde.
- Normierte Versuchsverfahren, um sich zu vergewissern, dass die Betonfestigkeit und der Luftporengehalt den Kriterien der Uebereinstimmung Genüge tun.

Es kann sein, dass der Kunde es vorzieht, für seine Auditkontrollen zu einer zusätzlichen Ueberprüfung der Einheitlichkeit zu greifen, auf der Basis der willkürlichen Entnahme von Bohrkernen, die Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsversuchen unterworfen werden.

Natürlich sollte auch der Lieferschein des Herstellers der Bewehrung sorgfältig gelesen werden, um sicherzugehen, dass die Abmessungen und Festigkeitskennwerte mit der Bestellung übereinstimmen. Analoge Qualitätsprüfungsverfahren wie die für den Beton beschriebenen werden für die Ausführung der Vorspannung, der Injektion der Kabelhüllrohre, der Abdichtung und anderer Details wie die Fugen, die Lagerkörper und die Geländer empfohlen.

Ganz allgemein kann man sagen, dass die oben beschriebenen Verfahren der Qualitätssicherung eine umfassende Dokumentation voraussetzen, damit die Kontrolle der Einheitlichkeit leicht ausgeführt werden kann.

5.1.8 Zusammenfassung

Wenn die Bauwerke systematisch im notwendigen Ausmass inspiziert, unterhalten und repariert werden, kann die vorgesehene Lebensdauer erreicht werden. Während den Entwurfs- und Ausführungsphasen muss man sich vergewissern, dass:

- Der Beton möglichst undurchlässig und dauerhaft ist, was zutrifft, wenn die folgenden Forderungen respektiert werden:
 - . der Zement, die Zusätze und die Zuschlagsstoffe sind miteinander verträglich
 - . der Zementgehalt hat eine geeignete untere Grenze und der W/Z-Faktor einen ebenfalls geeigneten oberen Wert
 - . ein geeigneter Luftporenbildner wird verwendet
 - . die Zusatzmittel sind untereinander verträglich
 - . das Wasser, die Zusätze usw. sind frei von schädlichen Verunreinigungen

- . eine passende Konsistenz und Granulometrie der Zuschlagstoffe wird erreicht
- . der Beton ist gut verdichtet
- . der Beton ist richtig nachbehandelt
- Die Ueberdeckung der Bewehrungen ist angemessen und die Rissbreite wurde begrenzt. Falls nötig, könnten die Bewehrungseisen mit Epoxy überzogen werden.
- Die Platte des Brückenüberbaus ist dicht und entwässert.
- Die nicht geschützten Betonoberflächen sind, falls nötig, imprägniert oder gestrichen.
- Die Kabelhüllrohre wurden auf befriedigende Art verpresst.
- Der Ermüdung wurde beim Entwurf Rechnung getragen.

Eine generelle Forderung ist die, dass die Struktur des Bauwerkes und alle seine Bestandteile so entworfen und ausgeführt werden, dass die Zugänglichkeit für die Inspektion, die Reparatur und den Ersatz gesichert ist.

5.2 Instandsetzungstechniken

5.2.1 Allgemeines

Im Jahr 1983 hat die OECD eine Prüfung des Problems der Instandsetzung und der Reparatur von Kunstbauten vorbereitet (1). Dieser Abschnitt, ebenso wie der folgende über die Verstärkung, sollte daher als Ergänzung des erwähnten Berichtes betrachtet werden. Die FIP (30) hat ebenfalls einen Bericht "Reparaturen und Verstärkung von Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton" veröffentlicht. In diesem Zusammenhang verweist "Reparatur" auf die Wiederherstellung der Funktionalität der Brücke und /oder seiner Bestandteile, während "Verstärkung" auf ihre Verbesserung hindeutet. Wer sich näher für die Reparatur- und Unterhaltstechniken von Betonbrücken interessiert, sei auf Perkins (31) und Ruffert (32) hingewiesen.

Im allgemeinen umfasst die Reparatur von Betonbauwerken die Entfernung des geschädigten Betons und eventuell der Bewehrungseisen und ihren Ersatz mit neuen Baustoffen. Die Reparaturen dieser Art beinhalten drei wesentliche Aufgaben, nämlich:

- Entscheiden, welcher Teil des Betons geschädigt ist und entfernt werden muss
- Diesen Beton durch eine geeignete Methode entfernen, wobei die gesunden Betonpartien und Bewehrungen belassen werden; es muss eine genügend grosse Fläche vorhanden sein, die in der Lage ist, die Reparaturmaterialien zu binden.
- Die Reparaturmaterialien und eventuell die neuen Bewehrungen so anbringen, dass die Reparatur solid und dauerhaft ist.

Wie im Abschnitt 5.2.3 dargelegt wird, ist es in der Mehrzahl der Fälle der Beton mit gewöhnlichem Portlandzement, welcher das geeignete Reparaturmaterial darstellt.

In aller Regel muss der Beton entfernt werden, wenn eine der folgenden Situationen angetroffen wird:

- Man stellt fest, ob es Ablösungen des Betons gibt, indem man einen Hammer widerhallen lässt oder eine Kette zieht.
- Der Gehalt an Chlorionen wird als kritisch betrachtet (siehe Bild 5.1); jedoch ist eine fallweise Abschätzung nötig, um die genaue Menge an Beton festzustellen, die durch Chlorionen verunreinigt wurde und abgetragen werden muss, um der Korrosion der Bewehrungen vorzubeugen.
- Auf einer abgeschabten Oberfläche erscheinen Mikrorisse, wenn sie nach einer Reinigung durch Abblasen und anschliessendem Nässen trocknet.
- Der Beton ist bis zur Bewehrung karbonatisiert.

Wenn die obigen Kriterien der Entfernung des Betons nicht erfüllt sind, drängt sich eine andere Art von Schutzmassnahme auf, z.B. der Zugriff zu einem passenden Anstrich oder einem kathodischen Schutz (siehe 5.1.2 und 5.2.6). Ähnliche Kriterien wie diese sind im Ratschlag des Transportdepartements von Grossbritannien (33) aufgezählt, der auch die Bewertung und Reparatur der strukturellen Schäden behandelt, die den Alkali-Kieselsäure-Reaktionen zuzuschreiben sind.

5.2.2 Entfernung des geschädigten Betons

Die verbreitetste Methode zur Entfernung des Betons ist das Abtragen mit Druckluft oder einer Einrichtung mit elektrischer Versorgung. Wendet man diese Methode an, so ist es wesentlich, dass man sich vergewissert, dass die Bewehrung nicht beschädigt wird, und dass der restliche, "gesunde" Beton ohne Risse bleibt. Es ist empfehlenswert, einen flachen Meissel zu verwenden. Man kann einen spitzen Meissel verwenden, wenn es notwendig ist, durch eine dichte Bewehrung hindurch zu spitzen. Die Meissel müssen geschliffen sein, um die Bildung von Mikrorissen auf ein Minimum zu beschränken und um die Arbeit zu erleichtern.

Wenn man ein ganzes Element eines Bauwerks entfernen muss, so ist es notwendig, auf umfangreicheres und wirksames Material zurückzugreifen als manuelles Zubehör wie z.B. Säge, Brechmaterial, thermische Lanze oder Sprengstoff. RILEM (34) hat die verschiedenen Abbruch- und andere Techniken ziemlich umfassend analysiert. Was Sprengstoffe und die Vorsichtsregeln für ihre Anwendung anbetrifft, siehe Molin (35). Hiernach wird der hydrodynamische Abbruch behandelt.

Schadhaften Beton an einem vorgespannten Bauwerk zu entfernen, ist eine heikle Aufgabe, die das Ergreifen besonderer Vorsichtsmassnahmen erfordert. Dies wurde in (36) deutlich gemacht.

Der hydrodynamische Abbruch ist eine relativ neue Methode, bei der feinstrahliges Wasser unter sehr hohem Druck auf den Beton gespritzt wird. Dieses Verfahren ist noch nicht ganz ausgereift, es hat sich aber erwiesen, dass es zahlreiche fühl- und sichtbare Vorteile aufweist, wie die italienischen und schwedischen, von Ingvarsson und Skalin (37) mitgeteilten Erfahrungen zeigen, nämlich:

- Ein besseres Arbeitsumfeld verglichen mit dem Abtrag mit Druckluft (kein Staub, keine Vibrationen)

- Es scheint möglich, den Wasserdruck und die Anwendungszeit derart anzupassen, dass aller Beton, der nicht eine gewisse Festigkeit und Dichtigkeit aufweist, weggespült wird. Mit anderen Worten, man kann scheinbar automatisch den schadhaften Beton aussortieren und nur den gesunden belassen.
- Der hydrodynamische Abbruch ruft keine Risse im verbliebenen Beton hervor, hinterlässt aber eine frische Oberfläche mit Bedingungen, die sich für eine gute Haftung von neuem Beton eignen. Dennoch drängt sich häufig eine sorgfältige Reinigung auf.
- Die Bewehrung wird nicht beschädigt, sondern wirkungsvoll von Betonresten und Rostteilchen befreit.
- Die hohe Genauigkeit erlaubt es, die Wasserstrahlen in der Nachbarschaft von empfindlichen Stellen wie den Vorspannkabeln zu stoppen. Wenn erwünscht, kann man auch einen Wasserstrahl mit Schleifmitteln verwenden, um die Bewehrung zu durchschneiden.

Zur Zeit stehen mehrere Typen von hydrodynamischen Abbruchgeräten zur Verfügung, die für horizontale Flächen entwickelt wurden. Ein Gerät, das für senkrechte Flächen und Auskragungen verwendet wird, ist in Entwicklung. Für die letztgenannte Anwendung verfügt man bereits über tragbare Wasserlanzen.

Unter den anderen Abtragverfahren kann man das Aufreißen, das Kaltfräsen und das Abtragen mit dem Schneidbrenner erwähnen. Was das Aufreißen anbelangt, wurde in den USA ein Spezialgerät entwickelt. Eine Variante der Kaltfräsung ist das auf dem europäischen Markt verfügbare Spezialgerät des hydrodynamischen Abbruchs. Von der Methode des Abtrags mit dem Schneidbrenner ist abzuraten, wegen des Risikos der Mikrorissbildung im Beton.

5.2.3 Einbringen des Reparaturmaterials und der Bewehrung

Wenn der geschädigte Beton entfernt und die freigelegte Bewehrung gereinigt ist, kommt man dazu, den alten Beton durch ein ausgewähltes Reparaturmaterial zu ersetzen und, falls notwendig, die geschädigte und gerostete Bewehrung durch eine gleichwertige Menge neuen Stahls zu ersetzen. Dieser kann entweder mit der bestehenden Bewehrung überlappt werden, wobei man in diesem Fall die vorhandene Bewehrung über eine der Befestigung entsprechende Distanz freilegen muss, oder man kann die Bewehrung in einem Loch im Beton einbetonieren. Die Schweissung ist eine weitere Möglichkeit, vorausgesetzt, die vorhandene Bewehrung weist die erforderliche Schweissbarkeit auf und ist nicht der Ermüdung ausgesetzt. Ob die Bewehrung geschweisst werden kann oder nicht, hängt vor allem vom maximalen Gehalt des Stahls an Kohlenstoffequivalent ab. Dies hat zur Folge, dass die Mehrzahl der heutzutage zur Verfügung stehenden Bewehrungen nicht geschweisst werden kann, da der Gehalt an Kohlenstoffequivalent oft 0,5 % übersteigt.

Bevor man den frischen Beton oder ein anderes Reparaturmaterial aufträgt, muss die vorhandene Betonoberfläche sauber und frei von Rissen sowie freien Ueberbleibseln von Beton sein. Oft ermöglicht der hydrodynamische Abbruch dies auf indirekte Art, aber wenn andere Abtragsmethoden angewandt werden, drängen sich Druckluft, Wasserstrahlen oder Sandstrahlen oder Strahlen mit Schleifsandstein auf. Vor dem Einbringen des frischen Betons muss die Oberfläche während eines oder zweier Tage genässt werden. Allerdings muss die Oberfläche unmittelbar vor dem Betonieren trocken sein.

Die Reinigung des Untergrundes hat fundamentale Bedeutung und sie ist wichtig, wenn man gute Verbindungseigenschaften erreichen will. Eine Verbindung mit dem Beton von 1 MPa kann als eine untere Grenze betrachtet werden, die gefordert werden muss.

Einbau und Nachbehandlung

Man kann den Frischbeton anfügen, indem man ihn giesst oder aufspritzt oder in Form von vorverdichtetem Beton. Was den Beton als Reparaturmaterial betrifft, siehe Abschnitt 5.1.2. Detaillierte Richtlinien bezüglich Spritzbeton finden sich im Bericht von CI 80 (38) sowie, was Material und Ausführung einschliesslich Nachbehandlung und Kontrolle anbelangt, in den französischen (39) und schwedischen (40) Handbüchern über Reparatur der Kunstbauten. Was den vorverdichteten Beton und die Reparatur der Foundationen unter Wasser betrifft, hat sie die OECD schon 1981 erwähnt (2).

Das Problem, eine genügend starke Verbindung in der Schicht zwischen dem vorhandenen und dem neuen Beton zu erreichen, ist vielen Verstärkungs- und Reparaturmethoden gemeinsam: Eine angemessen vorbereitete Oberfläche, so wie hiavor beschrieben, kann eventuell einen Voranstrich erhalten, bevor der frische Beton angefügt wird. Der Wert dieses Arbeitsganges bleibt allerdings diskutabel. Der Voranstrich trägt dazu bei, die Oberfläche zu verstärken und etwas lockere Bereiche fest zu verbinden; der Voranstrich wirkt wie ein Bindemittel zwischen der unteren Fläche und dem neu aufgetragenen Beton. Eine klassische Methode besteht darin, häufchenweise Zementmörtel anzuwerfen, den man anschliessend zu einer dünnen Schicht über die vorhandene Fläche ausbreitet. Man erhält ein besseres Resultat mit einem Mörtel auf Zementbasis, der Polymere enthält, weil diese die Zugfestigkeit und Dehnbarkeit des Mörtels verbessern. Der Voranstrich kann auch mit einer mit Polymeren oder Latex verdünnten Lösung gemacht werden, die aus kleinen Polymerpartikeln in Dispersion im Wasser bestehen. Die beste Haftung erhält man mit einer in passender Weise in einem geeigneten Zusammenhang angewandten Epoxydimprägnierung. Ihre Anwendung ist allerdings beschränkt durch die Risiken, welche sie für die Gesundheit darstellt, und durch ihren hohen Preis. Im weiteren besteht ein Risiko nicht erwünschter Barrierenbildung gegen entstehenden Wasserdampf. Siehe Abschnitt 5.1.2.

Teilweise Anwendung

Für die Reparaturen geringer Ausdehnung kann man spezielle Mörtel mit schneller Abbindung verwenden. Wenn man rasch eine hohe Festigkeit des Betons oder einen erhöhten Frostwiderstand zu erhalten wünscht, können sich Mörtel auf der Basis von Zement, die Zusatzmittel enthalten, welche die Abbindung beschleunigen, aufdrängen. Man findet auf dem Markt mehrere Mörtel, die dieser Anforderung entsprechen.

Auch können in besonderen Fällen mehrere Spezialmörtel auf Polymerbasis verwendet werden. Wenn man mit Beton auf Polymerbasis zustopft, kann der Unterschied zwischen den Eigenschaften des Materials an der Zwischenfläche eine Zelle der Korrosion zwischen den Betonen auf Polymerbasis und auf Basis von Portlandzement bilden, was die Korrosion der Bewehrung begünstigen kann, auch wenn Ueberdeckung und Haftung angemessen sind. Die Resultate der von Paillère, Cochet und Serrano (41) durchgeführten Forschungen konzentrieren sich stark auf diese Wirkung. Man kann daher von diesem Ergebnis aus schliessen, dass das Zustopfen mit Beton auf Polymerbasis nur dann zu empfehlen ist, wenn keine Bewehrungsseisen betroffen sind oder diese durch einen passivierenden Anstrich geschützt sind.

Wenn die reparierte Stelle keine Aufgabe im Tragverhalten des Bauwerkes hat, kann man auch einen Mörtel auf der Basis von Magnesiumphosphat oder irgendeines anderen Härters verwenden. Dies ist im allgemeinen eine fragwürdige Reparaturmethode, mit einer kurzen Lebensdauer.

5.2.4 Rissinjektion

Die Injektion von Rissen stellt eine gebräuchliche Art der Reparatur von Betonbauwerken dar. Die Notwendigkeit einer Injektion kann je nach Art des Risses, der Rissbreite, der Art des Bauwerkes usw. sehr unterschiedlich sein. Gewisse Risse sind normal und müssen nicht verpresst werden, während andere injiziert werden müssen, um die Bewehrung von Korrosion zu schützen. Siehe Abschnitt 5.1.4. Im allgemeinen verwendet man ein Polymer schwacher Viskosität, wenn die zu verpressenden Risse stabilisiert sind. Wenn die Risse aber noch aktiv sind, d.h. sich noch bewegen, ist ein geschmeidiges Harz wie polymethanisches Harz oder Epoxy zu empfehlen, vorausgesetzt, der Riss ist nicht feucht. Acrylgel kann für die Injektion von Rissen in Bauwerken im Meer verwendet werden.

Vor der Ausführung der Injektion ordnet man dem Riss entlang Injektionsstutzen in einem Abstand zwischen 0,1 und 0,5 m an, wodurch der Riss zwischen den Stutzen gefüllt wird. Die Injektion beginnt beim unteren Stutzen und geht zum oberen, sobald sich die Eindringung verlangsamt. Engelke und Ivanyi (42) haben das statische Verhalten von Bauwerken mit verpressen Rissen, die Eigenschaften von geschmeidigen Epoxyden, die praktische Ausführung von Injektionen usw. auf gründliche Art und Weise behandelt. Im allgemeinen sollten Risse mit einer Breite über 0,3 bis 0,4 mm verpresst werden. Der Zementmörtel ist ein weiteres Material, das für das Verpressen von breiten Rissen verwendet werden kann. Dies setzt jedoch eine Rissbreite von mindestens 1 mm voraus. Man kann hier darauf hinweisen, dass die Injektion von Rissen eine kostspielige Reparaturmethode darstellen kann, wenn eine grosse Zahl von Rissen vorhanden ist. In gewissen Fällen muss man daher andere Reparaturmethoden untersuchen, wie einfache Verfüllung oder, im Fall von Rissen in horizontalen Flächen, der einfache Auftrag einer Versiegelung auf der Basis von Polyesterharz oder Epoxydharz über den Riss. Für umfassendere Information schlage man z.B. im französischen Handbuch (43) nach.

5.2.5 Verhütung der Korrosion der Bewehrungen

Es gibt Verfahren (von denen einige noch im Stadium der Vervollkommnung sind), um die Korrosion der Bewehrung zu stoppen oder zu verhindern, und bei denen es nicht zwingend ist, die Bewehrung freizulegen und den entfernten Beton durch frischen zu ersetzen. Die Wahl der Methode hängt in erster Linie von der Frage ab, ob die Korrosion durch Karbonatisierung oder Eindringung von Chloriden in den Beton hervorgerufen wurde.

Im ersten Fall hängt die geeignete Massnahme von der durch die Karbonatisierungsfront erreichten Tiefe ab. Wenn sie die Bewehrung nicht erreicht hat, kann der Fortgang der Karbonatisierung durch die Vergrösserung der Ueberdeckungsschicht durch Auftrag von frischem Beton verhindert werden. Diese Methode kann sich sogar als wirksam erweisen, wenn die Karbonatisierung die Bewehrung erreicht hat, so dass der Stahl seine Passivität verloren hat, weil die alkalischen Stoffe des Belages in den karbonatisierten Beton verfrachtet wurden, wodurch dessen pH-Wert anstieg. Der kathodische Schutz stellt eine weitere Methode dar, siehe Abschnitt 5.2.6 hiernach. Wenn die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreicht hat und diese zu rosten beginnt, bleibt als einzige Massnahme, allen karbonatisierten Beton wegzumeisseln, die Bewehrung zu reinigen und den Beton zu ersetzen, wie hiervor in den Abschnitten 5.2.2 und 5.2.3 beschrieben. Es ist dann wichtig, dass die Eisen vollkommen mit frischem Beton umgeben werden.

Im Fall der durch Chloride hervorgerufenen Korrosion gibt es gewisse theoretische Möglichkeiten, den Korrosionsprozess zu stoppen, insbesondere den kathodischen Schutz und die Austreibung der Chloride. Diese letztere Methode wurde an verschiedenen Orten geprüft, sie scheint aber noch nicht für die praktische Anwendung bereit zu sein, wie es für den kathodischen Schutz, die hiernach beschriebene Technik, der Fall ist.

5.2.6 Kathodischer Schutz

Konzept und Methoden

Die Theorie des kathodischen Schutzes besteht im Aufbringen eines genügend grossen Gleichstroms an der Oberfläche des Bewehrungsstahles, um die Freisetzung von Ionen zu verhindern, so dass keine Korrosion entsteht. Der Stahl verhält sich dann wie eine Kathode gegenüber einer äusseren Anode, daher der Ausdruck kathodischer Schutz.

Der kathodische Schutz wurde in ausgedehntem Masse verwendet, um die Korrosion bei Anwendungen wie Leitungen, chemischen Fabriken, Erdölraffinerien und erdbedeckten Lagerbehältern zu verhüten. Dennoch ist sein Einsatz bei Stahlbetonbauwerken relativ neu. Gewisse Experten machen Vorbehalte hinsichtlich der Verwendung des kathodischen Schutzes bei Bauwerken aus Spannbeton. Während die Prinzipien des kathodischen Schutzes für alle Anwendungen gleich sind, treten beim Stahlbeton drei besondere Probleme auf (44):

- Der Beton weist einen starken spezifischen Leitungswiderstand auf.
- Der Beton wird von der Säure angegriffen, die an der Anode entstehen kann.
- Das Potential des Stahls muss innerhalb recht enger Grenzen gehalten werden. Ist es zu schwach, kann Korrosion auftreten, ist es zu stark, kann man eine Zerstörung des Betons um den Bewehrungsstahl herum beobachten.

Der Schlüssel zum Erfolg eines kathodischen Schutzes liegt darin, der Bewehrung einen Strom gleichmässiger Intensität zuzuführen, so dass eine gleichmässige Verteilung des Potentials aufrechterhalten wird. Der Widerstand zwischen den Anoden und der ganzen Bewehrung muss gleichmässig niedrig gehalten werden, und die Anoden sollten so gross wie möglich sein, damit die Anwendungsintensität des Stromes abgemindert wird. Die Anwendung von Strom im Beton kann auf zwei Arten geschehen, unter Verwendung von nicht rückgewinnbaren galvanisierten Anoden oder mit einer aufgezwungenen Stromquelle.

Bei der Methode mit nicht rückgewinnbaren Anoden wird ein weniger edles Metall wie z.B. Zink oder Aluminium mit den Bewehrungen verbunden. Dieser Werkstoff dient dann als Anode, die sich verbraucht, während der Stahl die Kathode bildet. Die Erfahrung zeigt allerdings, dass diese Technik eine ungenügende Stromleistung ergeben kann. Ein weiterer Nachteil ist, dass diese Art nicht rückgewinnbarer Anoden nach einer gewissen Zeit ersetzt werden muss.

Die Anwendung eines Stromes bedeutet, dass zwischen permanenten Anoden und der Bewehrung eine Potentialdifferenz besteht, wodurch die Bewehrung geschützt wird und nicht korrodiert. Der kathodische Schutz kann auch von Anfang an in ein Bauwerk eingebaut werden, kann aber ebenfalls als Instandsetzungsmethode dienen, um die Korrosion in einem bestehenden Bauwerk zu hemmen oder um ihr vorzubeugen.

Die beiden oben erwähnten Methoden wurden in den USA und in Kanada regelmässig angewandt. In Kanada haben Manning und Bye (45) Anweisungen für den kathodischen Schutz von Brückenüberbauten ausgearbeitet. Aus der in Kanada und den USA gesammelten reichen Erfahrung folgt, dass sich die Wahl eines bestimmten Systems auf eine anfängliche Untersuchung und weitere Ueberlegungen abstützen muss. Die meisten Systeme verhalten sich gut, und der kathodische Schutz gewinnt an Boden als eine der Methoden, die für die Wiederherstellung von Brückenüberbauten geeignet sind, welche durch Versalzung verunreinigt wurden. Die Gefahr der Wasserstoffversprödung nimmt wahrscheinlich aufgrund der Verwendung von kathodischen Schutzsystemen zu.

Hinsichtlich der Bestandteile des Unterbaus aus Beton sind alle hiervor beschriebenen Systeme in Prüfung begriffen, und es werden ständig Verbesserungen gemacht, welche ihre Dauerhaftigkeit und Rentabilität vergrössern. Eine wichtige Normierung der Kriterien des kathodischen Schutzes und ihrer Bedeutung wird in den USA durch die "National Association of Corrosion Engineers" in einem Dokument über praktische Empfehlungen, betitelt "Cathodic Protection of Steel in Concrete" (Kathodischer Schutz des Stahls im Beton) unternommen. Es dürfte in naher Zukunft veröffentlicht werden.

Anwendung bei Brückenüberbauten

Hiernach findet sich eine Liste der verschiedenen Untersysteme des kathodischen Schutzes von Brückenüberbauten:

- System der leitenden Deckschicht - in den USA setzt es sich aus einer bituminösen Leitschicht, in der kieselsäurehaltige Eisenanoden eingelegt sind, und einer normalen Verschleisschicht aus bituminösem Beton als Belag für den Verkehr zusammen. Das Transportministerium von Ontario (Kanada) (45) verwendet dieses System mit nur wenigen Aenderungen beim Einbauvorgang: statt sie auf der Oberfläche anzubringen, werden die kieselsäurehaltigen Eisenanoden in Löcher versetzt, welche aus dem bestehenden Beton herausgebohrt wurden.
- Nutensystem - bei diesem System werden Nuten in die vorhandene Betonoberfläche geschnitten. Die Nute ist in der Regel 20 mm tief und breit und 300 mm von der nächsten entfernt. Sie enthält einen Draht (von 0,8 mm Durchmesser) mit einer Platin-Niobium-Kupfer-Seele oder einer Kohlefaser und wird mit einem leitenden Polymer ausinjiziert, das durch die "Federal Highway Administration" der USA entwickelt wurde. Bei diesem System kann sich nach einer bestimmten Zeit wegen der Bewegung des Chlors und der nachfolgenden Bildung von Salzsäure an der Grenzfläche mit dem injizierten Polymerleiter eine gewisse Schädigung des Betons bemerkbar machen. Normalerweise muss sich die Bewegung des Chlors mit der Zeit verlangsamen, da die Menge an Chlorionen im Beton abnimmt.
- System Streifen/Deckschicht - bei diesem System werden Streifen aus leitendem Polymermörtel, die 40 mm breit und 20 mm hoch sind und 300 mm auseinanderliegen und mit Kohlefasern verbunden sind, auf der vorbereiteten Oberfläche des Brückenüberbaus angeordnet. Diese Anodenstreifen werden mit einem Beton auf der Basis von normalem Portlandzement oder einem Beton, der Latex enthält, überzogen.
- System Gitteranode/Deckschicht - bei diesem System wird ein vorgefabriziertes leitendes Polymer, das längs eines Drahtes mit Kupferseele extrudiert ist, oder eine Gitteranode aus Titan, die mit einem Gemisch leitender Oxyde überzogen ist, auf die vorbereitete Oberfläche

des vorhandenen Betons verlegt und mit einem Beton auf der Basis von gewöhnlichem Portlandzement oder Beton mit Latexeinschlüssen überdeckt.

- System heisszerstäubtes Zink/Deckschicht - in den USA wurde kürzlich eine leitende Zinkschicht (Stärke 15 Mikron) als kontinuierliche Anode eingebaut.

Anwendungen bei Unterbauten

Bisher ist es selten vorgekommen, dass man Korrosion bei Bauteilen aus Stahlbeton festgestellt hat, die dauernd eingetaucht waren, wie Pfähle, Stützen und Fundamente, so dass nur für sehr wenige Bauwerke zum kathodischen Schutz gegriffen wurde, um diese Korrosion zu bekämpfen. Anlässlich einer internationalen Konferenz, die 1986 in London stattfand, haben Wilkins und Stillwell (46) den möglichen Fall behandelt, dass eine Verzögerungsaktion am Ende doch die Korrosion der Bewehrungen im eingetauchten Beton hervorrufen könnte. Die hohe Leitfähigkeit des Meerwassers im Vergleich zum Beton ermöglicht langfristig die Bildung von Korrosionszellen, wobei der örtliche Rhythmus und die Ausdehnung der Korrosion im wesentlichen von der Geometrie der Risse in der Betondeckschicht abhängen. Die bedeutungsvollste Korrosion der Stahlbetonbauwerke, welche einer Meeresumgebung ausgesetzt sind, tritt allerdings in der Wechselzone zwischen Ebbe und Flut auf. Natürlich kommt eine weitere bedeutsame Korrosion von Betonteilen des Unterbaus (Träger, Säulen, Stützen usw.) in jenen Zonen vor, wo chemische Produkte (Chloride) gegen Glatteis eingesetzt werden und durch die Fugen einsickern oder durch den vorbeifahrenden Verkehr auf Pfeiler, Stützen usw. gespritzt werden.

Um die Unterbauten zu schützen, stehen die folgenden kathodischen Schutzsysteme zur Verfügung:

- Der leitende Polymermörtel, der für die Brückenüberbauten entwickelt worden war, wurde modifiziert, um im Hinblick auf eine Anwendung beim kathodischen Schutz auf die vertikalen oder auskragenden Betonoberflächen zerstäubt werden zu können.
- Die leitenden Anstriche (Sekundäranoden) werden in zunehmendem Masse als eine gute Lösung anerkannt, um den aufgetragenen Strom zu verteilen. Die Leistungsfähigkeit dieser Ueberzüge auf einem mit Salz verseuchten Beton unter kathodischem Schutz muss gründlich erforscht werden.
- Das heiss zerstäubte Zink als Sekundäranode wird an mehreren Orten in den USA getestet.
- Eine Gitteranode, bestehend aus einem vorgefabrizierten, flexiblen Polymerleiter (bewehrt mit einem Kupferdraht), die im Zusammenhang mit dem Schutz des Betons mit Ankern und Plastikstäben befestigt wird, ist zur Zeit im Stadium der Fertigentwicklung. Das gleiche gilt für Anoden aus Metallgittern, die durch Spritzbeton überdeckt werden.
- Man fasst Versuche in natürlicher Grösse mit einer vorgefabrizierten Anodenplatte aus leitender Keramik ins Auge, die ausgehend von Titanoxyden in nicht-stöchiometrischem Verhältnis hergestellt wird.

5.2.7 Nachverpressen von Kabelhüllrohren

Wegen Mängeln bei der Erstverpressung kann es sich als notwendig erweisen, die Hüllrohre der Vorspannkabel nachzuverpressen. Eine schlechte Injektion kann in der Tat eine Korrosion der Vorspannkabel herbeiführen, die man auf Grund des Abplatzens der oberen Schichten oder von Rissen, die auf das schlechte Verhalten der Kabel zurückzuführen sind, aber auch wegen der durch Frost hervorgerufenen Schäden, die ihren Grund im Wasser haben, das in den Hohlräumen stagniert, vermutet.

Verschiedene Methoden zum Aufspüren dieser Hohlräume, welche noch keine offensichtlichen Schäden verursacht haben, wurden geprüft. Wir erwähnen hier den Ultraschall, die Röntgenaufnahmen und die dank dem Bohren von Löchern mögliche Inspektion. Siehe Kapitel IV und z.B. Jungwirth und Kern (47).

Was die Reparatur anbelangt, scheint nach Mohr (48) die Vakuuminjektion eine interessante Methode zu sein. Die Luft wird zuerst aus dem Hohlraum abgesaugt, bis ein Vakuum von etwa 95 % erreicht ist, wobei das herausgezogene Luftvolumen einen Hinweis auf jenes des Hohlraumes gibt. Der Injektionsmörtel wird dann durch das Vakuum angesaugt, das im Hohlraum herrscht, und man nimmt an, eine 99 %ige Verfüllung gemacht zu haben, wenn man mit einem positiven Druck aufhört, wie Mohr angibt.

5.3 Verstärkungstechniken

In der Regel stellt sich die Frage der Verstärkung eines Bauwerkes, wenn vorgeschlagen wird, die Belastung zu erhöhen oder wenn vermutet wird, die Tragkraft sei ungenügend, selbst für die tatsächlich getragenen Lasten.

In zahlreichen Fällen diskutiert man gar nicht mehr über die Notwendigkeit einer Verstärkung, aber es gibt Grenzfälle, wo es interessant sein kann, die Tragkraft des Bauwerks ohne Verstärkung zu prüfen. In diesem Fall ist die Hauptsache, dass ein sehr sorgfältiges Inventar der Fakten, d.h. der Eigenschaften des bestehenden Bauwerkes, sowie eine eingehende Berechnung seiner Tragkraft gemacht werden, um die Sicherheit im augenblicklichen Zustand abzuschätzen (siehe Kapitel IV).

5.3.1 Biegewiderstand

Um den Biegewiderstand zu vergrössern, stehen im wesentlichen drei Methoden zur Verfügung:

- Eine Schicht bewehrten Betons anfügen,
- Eine äussere, geradlinige oder gekrümmte Vorspannung anbringen,
- Stahlplatten befestigen.

Normalerweise kann man sich nicht auf den Beton allein verlassen, wenn starke Schubkräfte im Spiel sind. Im ersten Fall kann man also die gesuchte Verbindung zwischen der neuen Schicht und dem bestehenden Bauwerk ohne Bewehrung für die Schubkräfte nicht erreichen. Der Grund hierfür liegt im Risiko, dass ein grosser Teil der Haftkraft für die Schwindkräfte verbraucht werden könnte. Man muss also die Fuge mit einer Querbewehrung oder irgendeiner anderen mechanischen Verbindungsvorrichtung versehen, die eine Weiterleitung der Schubkräfte durch Reibung oder Dübel erlaubt.

Die OECD hat schon über Anwendungen der externen Vorspannung und der Befestigung von Stahlplatten berichtet (1). In Frankreich wurde diese Technik in einem Leitfaden behandelt (49). Eine gute Einführung in die verschiedenen Probleme betreffend die Haftung des Stahles am Beton hat Ladner (50) gegeben.

5.3.2 Schubwiderstand

Der Schubwiderstand kann durch eine der folgenden Methoden vergrößert werden:

- Anfügen einer Schicht bewehrten Betons, wie im Abschnitt 5.3.1 beschrieben. Dann muss man allerdings in dieser Schicht Bügel einlegen.
- Anwendung von vertikaler, Längs- und geneigter Vorspannung, wie im vorgängig erwähnten Bericht der OECD (1) beschrieben.
- Befestigung zusätzlicher Stahlplatten auf die Stege der Betonträger.

Im letzteren Fall kann es notwendig sein, die Stahlplatte zu verdübeln, wenn der Schub erheblich ist. Ausser diesem Punkt ist die Technik ähnlich der oben beschriebenen zur Erhöhung des Biegewiderstandes.

Hinsichtlich der vertikalen oder geneigten Vorspannbewehrungen sind von Oeberg (51) in Schweden Versuche durchgeführt worden, die gezeigt haben, dass man die Spannstäbe auch in Bohrlöcher einsetzen kann.

LITERATURVERZEICHNIS

1. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Remise en état et renforcement des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1983.
2. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Entretien des ouvrages d'art. OCDE. Paris, 1981.
3. WOODS, H. Durability of concrete construction. Monograph n° 4. American Concrete Institute. Detroit, 1986.
4. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Cement-aggregate reactions. Transportation Research Record 525. Transportation Research Board, Washington, DC, 1974.
5. KUMAR, A., ROY, DM. und HIGGINS, DD. Diffusion through concrete. Concrete. Januar 1987.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Proceedings Second International Conference, Volume 1. Madrid, 1986.
7. CHATTERJI, S. Accelerated method for the detection of alkali aggregate reactivities of aggregates. Cement and Concrete Research. 1978.
8. CEMBUREAU. Use of concrete in aggressive environments. Cembureau recommendation, 1st edition. Paris, 1978.
9. STEINOUR, HH. Concrete mix water -- how impure can it be. Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Vol. 2, n° 3. September 1960.
10. POWER, TC. The air-requirement of frost resistant concrete. Proceedings Highway Research Board n° 29. Washington, DC, 1949.
11. FAGERLUND, G. RILEM recommendation: the critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete. Materials and structures, 10, 58. 1977.
12. BONZEL, J. und SIEBEL, E. Neuere Untersuchungen über den Frost-Tausalzstand von Beton. Betontechnische Berichte, Betonverlag GmbH. Düsseldorf, 1977.
13. RILEM. Method of carrying out and reporting freeze/thaw tests of concrete. Materials and structures n° 10. 1977.
14. McLEISH, A. A review of underwater concreting. Paper for the International Conference on Concrete in Marine Environment. London, 22.-24. September 1986.
15. MÄKK, O., TJUGUM, O. und WESTERGREN P. Pumped underwater concrete-tests on site with a water-repellent admixture. Nordisk Betong 1-2/1986 (Journal of the Nordic Concrete Federation). 1986.
16. CEB-FIP. Code modèle pour les structures en béton. Bulletin n° 125 du Comité Euro-international du Béton. 1978.

17. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Concrete sealers for protection of bridge structures. Report 244. Washington, DC, Dezember 1981.
18. VEJDIREKTORATET. Betons holdbarhed. Rapport n° 3, Overfladebeskyttelse af betonbroer. Kopenhagen, 1981.
19. MINISTERE DE L'EQUIPEMENT DU TERRITOIRE. Choix et application des produits de réparation des ouvrages en béton. France, 1977.
20. LEEMING, M. Surface coatings for concrete. Construction Repair. Vol. 1, n° 1. London, Februar 1987.
21. ROBINSON, H. Evaluation of coatings as carbonation barriers. Construction Repair. Vol. 1, n° 1. London, Februar 1987.
22. MANNING, DG. A rational approach to corrosion protection of the concrete components of highway bridges. Report ME-86-06. Ministry of Transportation and Communication. Ontario, 1986.
23. BEEBY, AW. Cracking, cover and corrosion of reinforcement. Paper presented by the Cement and Concrete Association at the Annual Convention of ACI. Dallas, 9.-13. Februar 1981.
24. TUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Publ. n° Fo 4-82. Stockholm, 1982.
25. ENGELKE, P. Ueberblick über Ursachen und Bedeutung von Spanngliedkoppelungen. Strasse und Autobahn 31. 1980.
26. AIPCR. Comité technique des ponts routiers. XVIIIe Congès mondial de la route. Bruxelles, 1987.
27. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Etanchéité des tabliers de pont en béton. OCDE. Paris, 1972.
28. NORDISK VEJTEKNISK FORBUND. Nordiske erfaringer med fugekonstruktioner til broer. Bericht n° 15. 1984.
29. NORDISK VEJTEKNISK FORBUND. Nordiske erfaringer med lejekonstruktioner til broer. Bericht n° 16. 1984.
30. FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE (FIP). Repair and strengthening of reinforced and prestressed concrete structures. Entwurf, März 1985.
31. PERKINS, PH. Concrete structures: repair, waterproofing and protection. Applied Science Publishers Ltd. London, 1976.
32. RUFFERT, G. Unterhaltung von Massivbrücken. Beton-Verlag. Düsseldorf, 1983.

33. DEPARTMENT OF TRANSPORT. The investigation and repair of concrete highway structures. Departmental Advice Note BA 23/86. London, 1986.
34. RILEM. Démolitions Techniques. Committee DRC 37. 1985.
35. MOLIN, C. Localized cutting in concrete with careful blasting. CBI research 2:83 and 1:84. The Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm.
36. NORDISK VEJTEKNISK FORBUND. Forspaendte Betonbroer i Norden, erfaringer, inspektion och reparation. Bericht n° 1/1986. Zusammenfassung des Berichtes 17/1985. 1986.
37. INGVARSSON, H. und SKALIN, H. Erfarenheter av water-jettekniken vid broreparationer i Sverige. Proc. from VTT Symposium 66 on Repair of Concrete Structures. Espoo, 1986.
38. CONCRETE INTERNATIONAL. CI 80: Proceedings of the Symposium on Sprayed Concrete. London, 15. April 1980.
39. AFPC-SNBATI-STRRES. Béton projeté. Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton. Fascicule n° 3. France, 1985.
40. SWEDISH NATIONAL ROAD ADMINISTRATION. Repair of concrete bridges. Publ. n° TB151 (englische Version). 1985.
41. PAILLIERE, AM., COCHET, D. und SERRANO, JJ. Protection contre la corrosion des armatures apportée par les mortiers de réparation de surface à base de polymères. Compte rendu du Symposium ISAP 86 sur l'adhérence entre polymères et béton. Aix-en-Provence, 16.-19. September 1986.
42. ENGELKE, P. und IVÁNY, G. Kraftschlüssiges Verpressen von Rissen in Ueberbauten von Massivbrücken mit Epoxidharzen. Beton- und Stahlbetonbau 2 und 3. 1985.
43. AFPC-SNBATI-STRRES. Traitement des fissures et protection du béton. Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton. Fascicule n° 4. France, 1985.
44. MANNING, DG. und SCHELL, HC. Cathodic protection of bridges. American Concrete Institute SP-93, S. 585-608. 1986.
45. MANNING, DG. und BYE, DH. Bridge deck rehabilitation manual, part two: contract preparation. Report n° SP-017. Ministry of Transportation and Communication. Ontario, 1984.
46. WILKINS, NJM. und STILLWELL, JA. The corrosion of steel reinforcement in cracked concrete immersed in seawater. Paper for the International Conference on Concrete in the Marine Environment. London, 22.-24. September 1986.
47. JUNGWIRTH, D. und KERN, G. Langzeitverhalten von Spannbetonkonstruktionen. Verhüten, Erkennen und Beheben von Schäden. Beton- und Stahlbetonbau 11. 1980.

48. MOHR, P. Inspektion af spaendbetonkonstruktioner. Nordisk Betong 4/1981 (Journal of the Nordic Concrete Federation). 1981.
49. AFPC-SNBATI-STRRES. Précontrainte additionnelle. Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton. Fascicule n° 5. France, 1985.
50. LADNER, M. Collage de l'acier au béton - rapport général. Compte rendu du Symposium ISAP 86 sur l'adhérence entre polymères et béton. Aix-en-Provence, 16.-19. September 1986.
51. ÖBERG, S. Efterspänd skjuvarmering för förstärkning av betongkonstruktioner. Bygg & Teknik n° 8/1984. Stockholm, 1984.

Kapitel VI

6. FORMULIERUNG DER GRUNDSÄTZE EINER POLITIK DER TECHNOLOGIE DER DAUERHAFTIGKEIT

6.1 Bestimmung der Tragfähigkeit

Die Berechnung der Tragfähigkeit einer neuen Kunstbaute aus Beton, unter Berücksichtigung des Niveaus der angestrebten Zuverlässigkeit ist heutzutage, dank der Anwendung von strengen Berechnungskriterien und ausgefeilten analytischen Methoden sehr fortgeschritten. Die Analyse der strukturellen Zuverlässigkeit der bestehenden Bauwerke ist indessen sehr viel schwieriger als die Berechnung neuer Bauwerke.

Man schätzt, dass die theoretische Wahrscheinlichkeit eines Tragwerksversagens - vorausgesetzt, die bestehenden Bestimmungen hinsichtlich der Materialfestigkeiten und Lasten wurden vollkommen eingehalten, - für eine Brücke in der Grössenordnung von 10^{-6} pro Jahr liegt. Allerdings ist in Tat und Wahrheit in den letzten Jahren kein Tragwerksversagen beobachtet worden. Die Versagen, die sich ereignet haben, können nämlich alle groben Fehlern beim Entwurf oder bei der Ausführung zugeschrieben werden. Da die Bestimmungen und Normen diese Art von Fehlern unmöglich behandeln können, sind sie nur durch die Anwendung wirksamer Systeme der Qualitätskontrolle zu vermeiden.

6.1.1 Notwendigkeit der Neubeurteilung der Tragfähigkeit

Im Lauf der letzten 60 Jahre sind die auf den Strassenbrücken zugelassenen Lasten beträchtlich angestiegen. In den 20er Jahren war das für die Fahrzeuge erlaubte Totalgewicht auf 15-16 Tonnen festgelegt, mit einer maximal zugelassenen Achslast von 6 Tonnen. Heute beträgt das erlaubte Gesamtgewicht in gewissen Ländern 50 Tonnen, während andere Achslasten bis zu 13 Tonnen zulassen.

Da die geplante Lebensdauer der Brücken bei 70 Jahren liegt - zumindest im Mittel; gewisse Länder sehen mehr als 100 Jahre vor - ist man leicht mit einer solchen Zunahme der Lasten konfrontiert, wenn man die ursprünglich vorgesehene Lebensdauer berücksichtigt.

In den Ländern der OECD zeigt sich eine wachsende Tendenz der Industrie, immer voluminösere und schwerere Halbfabrikate herzustellen und über grosse Distanzen auf der Strasse zu transportieren, zu Firmen, welche die Produkte ergänzen oder fertigstellen. Diese Transporte sowie jene von Baustoffen für die Bauindustrie lassen die Nachfrage nach Fahrbewilligungen für ausserordentliche Strassentransporte, die immer schwerer und häufiger werden, ansteigen.

Die Schädigung der Strassenbrücken aus Beton, wie sie im Kapitel II beschrieben ist, setzt die Unversehrtheit und die Zuverlässigkeit dieser Bauwerke aufs Spiel.

Ob die oben erwähnten Entwicklungen, Zunahmen der Verkehrslasten und Zustandsverschlechterungen von Strassenbrücken aus Beton allein oder kombiniert auftreten, sie drängen die mit den Strassen befassten Dienststellen zu einer dauernden Neubeurteilung der strukturellen Zuverlässigkeit ihrer Betonbrücken.

Allerdings führen die Strassenbauämter diese Art von Arbeiten nur sporadisch aus. Die notwendigen Analysen sind zeitaufwendig und erfordern teure und selten verwendete Hilfsmittel. Die Ziele sind nicht so klar und die für die Tausenden von bestehenden Bauwerken durchzuführende Arbeit scheint ausser Reichweite zu liegen. In der derzeitigen Situation verfügt man für eine unbekannte Zahl von Brücken nur über beschränkte und/oder ungenügende Angaben hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit.

6.1.2 Probleme im Zusammenhang mit der Neubeurteilung der strukturellen Zuverlässigkeit

Wie vorher erwähnt, hat die Modellbildung der Brückentragwerke aus Beton in der Entwurfsphase dank der Entwicklung der Computer beträchtliche Fortschritte gemacht. Dennoch wurden zahlreiche ältere (10-15 Jahre alte) Betonbrücken anhand relativ einfacher Strukturmodelle entworfen. Die Behandlung der statischen und dynamischen Probleme wäre sonst viel zu umfangreich geworden, und in vielen Fällen wären keine Einsparungen von Bedeutung bei den Baukosten erzielt worden.

Bei der Neubeurteilung einer bestehenden Betonbrücke kann es sich oft als durchaus vorteilhaft erweisen, ein getreueres, wenn auch mathematisch komplizierteres Modell des Brückentragwerkes zu schaffen. Dies ermöglicht es dem die Berechnungen durchführenden Ingenieur, Reserven der Tragkraft auszuschöpfen, die sonst verborgen bleiben würden (vor allem in massigen Bauwerken), und andererseits Mängel der Schubübertragung und andere eventuell versteckte Schwachstellen zu finden.

Schadhaft gewordene Betonbrücken

Bisher konnten die Konsequenzen, welche die Beschädigung gewisser Elemente eines Bauwerkes auf die Gesamtzuverlässigkeit der Betonbrücken haben, nur eine beschränkte Aufmerksamkeit auf sich ziehen. Wenn die Bewehrungen (vorgespannt oder nicht) korrodiert sind und man über genaue Beobachtungen bezüglich des Ausmasses der Korrosion verfügt, können einfache strukturelle Analysen genügen, um die verbliebene Tragfähigkeit der Brücke abzuschätzen. Bei einer stärkeren Zustandsverschlechterung des Betons, z.B. in Form tiefer und ausgedehnter Risse, verfügt man nicht über verlässliche Forschungsergebnisse, welche es erlauben, die strukturelle Festigkeit des Betons abzuschätzen oder dem mit der Berechnung des Bauwerkes befassten Ingenieur zu helfen, diese zu bestimmen. Die Druck- und Schubfestigkeit des Betons, die Ermüdungsfestigkeit, das Haftvermögen der Bewehrung und die Zuverlässigkeit der Verankerungszonen für die Vorspannkabel stellen alle wesentliche Parameter dar, welche der mit der Berechnung des Tragwerks beauftragte Ingenieur aber nur unvollkommen abschätzen kann, da er nicht über die unentbehrlichen Informationen und über zuverlässige Forschungsergebnisse verfügt.

Normen und Reglemente für bestehende Brücken

Kein Land hat bisher Normen oder Reglemente eingeführt, welche die Frage der Zuverlässigkeit der bestehenden Betonbrücken regelt. In Grossbritannien hat das Transportministerium eine ministerielle Norm BD 21/84 "Die Beurteilung der Brücken und Strassenbauwerke" veröffentlicht. Diese Norm, welche man als eine erste Station in Richtung eines Reglementes über bestehende Bauwerke betrachten könnte, deckt die Bogenbrücken ab und bedient sich jener Verfahren in Sachen Zuverlässigkeit, die normalerweise für den Entwurf neuer Bauwerke bestimmt sind. Eine schwedische Norm ist in Vorbereitung; sie wird auf den gleichen Grundlagen aufgebaut sein.

Diese Anwendung der für den Entwurf neuer Bauwerke ausgearbeiteten Normen und Reglemente in der Aktualisierung der sich auf bestehende Bauwerke beziehenden Angaben wirft allerdings eine gewisse Anzahl von Fragen und vielleicht auch Einwänden auf:

- Wenn man die Tragfähigkeit einer mehr als - sagen wir - 10 Jahre alten Brücke aktualisiert, ist die erste Frage: muss sich die Analyse auf die aktuellen Regelwerke, die für die neuen Bauten bestimmt sind, abstützen oder auf jene, die im Zeitpunkt des seinerzeitigen Entwurfs in Kraft waren?
- Ist eine komplexe mathematische Modellierung der Struktur des Bauwerkes zulässig oder berücksichtigen die gewählten Vorschriften vollständig oder teilweise Tragfähigkeitsreserven, welche sonst unbekannt bleiben würden?
- Für den mit den Tragwerksberechnungen befassten Ingenieur besteht ein beachtlicher Unterschied in der Art und im Umfang der bezüglich der effektiven Festigkeitsparameter, der Lasten und der Gestaltung des Bauwerkes verfügbaren Kenntnisse, wenn er ein bestehendes Bauwerk im Vergleich zum Entwurf einer neuen Brücke beurteilt oder aktualisiert. In der Tat kann der Ingenieur im Prinzip alle Fakten sammeln, die er für seine Untersuchung als wichtig erachtet, wenn er an der Aktualisierung einer bestehenden Brücke arbeitet. In der Phase des Entwurfes eines neuen Bauwerks kann er "nur" Annahmen treffen und ähnliche Vorbedingungen spezifizieren, sie aber nicht nachprüfen.

Die Normen und Reglemente, welche das Niveau der Zuverlässigkeit bestimmen, und die Richtlinien zur Abschätzung der Tragfähigkeit der bestehenden Betonbrücken sollten derart abgefasst werden, dass ein vernünftiges Niveau struktureller Zuverlässigkeit für die bestehenden Kunstbauten gesichert wird. Jede Tragreserve, die sich bei der Aktualisierung der bestehenden Bauwerke zeigen könnte, soll ausgenützt werden können.

6.1.3 Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus

In allen bestehenden Reglementen und Normen wird das Niveau der strukturellen Zuverlässigkeit nur implizit durch die Festlegung spezifischer Werte für die Lasten und Materialfestigkeit betreffenden Teilkoeffizienten oder durch die Angabe von zulässigen Spannungen für die Baustoffe usw. angegeben. Diese Werte wurden durch Vergleich mit analogen Werten, die in älteren Normen und Reglementen zu finden sind, und durch Kombination mit neuen Erkenntnissen, die sich in der Zwischenzeit angesammelt haben, festgelegt, so dass sich die Werte auf eine lange Erfahrungstradition abstützen.

Auch wenn die neuen Reglemente und Normen den Zwecken der Ausführung und dem Entwurf neuer Bauwerke dienen, kann es sich als notwendig erweisen, dass man sich bei der Beurteilung bestehender Bauwerke, deren Bauwerksgeschichte und/oder Belastung komplex sein kann, anderen Mitteln zuwendet.

Die Bestimmung des aktualisierten Wertes des Zuverlässigkeitsniveaus müsste bei allen Brücken, die ein gewisses Alter überschritten haben, systematisch und periodisch erfolgen und vor allem auch dann, wenn die Reglementierung hinsichtlich der zugelassenen Lasten ändert.

Die probabilistischen Zuverlässigkeitsmodelle mit Lastverteilungsfunktionen und Parametern, welche den Wissensstand im Zeitpunkt der Studie widerspiegeln, werden es erlauben, die Beurteilung der Zuverlässigkeit des Bauwerks in der oben erwähnten Situation in eine zweckmäs-

sige Form zu bringen. Wenn das so berechnete Zuverlässigkeitsniveau nicht eine physikalische Eigenschaft ausdrückt, sondern eher eine Kombination physikalischer, statistischer und modelleigener Unsicherheiten, muss man sie dennoch als eine quantifizierte Variable betrachten, die bei den das Bauwerk betreffenden Entscheiden dienlich sein kann. Allerdings wird sich dieser Wert mit der Menge und Qualität der während der Studien verfügbaren Informationen entwickeln.

Im Fall eines bestehenden Bauwerkes kann das neu beurteilte Zuverlässigkeitsniveau als genügend betrachtet werden, wenn es höher oder gleich ist wie jenes, das auf den gegenwärtig gültigen Reglementen basiert.

Die Zuverlässigkeit kann auch als ausreichend betrachtet werden, wenn gewisse der Unsicherheiten und Bedingungen, die bei der Ausarbeitung berücksichtigt worden waren, nicht mehr auf das tatsächlich erstellte Bauwerk anwendbar sind. Wenn z.B. die Brücke zufälligen, von einem bekannten Verkehr aufgezwungenen Lasten widerstanden hat, ohne Schaden zu nehmen, stellt dies eine Information dar, welche zum Zeitpunkt der Ausarbeitung nicht verfügbar war. Wenn diese Information unsicherer ist als die durch direkte Belastungsversuche gelieferte, kann sie dazu dienen, die Abschätzung der Lasten und Festigkeiten auf den neusten Stand zu bringen. Ebenso verbessert die direkte oder indirekte Beobachtung der effektiven Festigkeiten der Baustoffe die Kenntnisse über das Bauwerk; dies kann zur Aktualisierung der Beurteilung der Festigkeiten dienen. Die Verbesserung der Bauwerksmodelle kann in einer höheren nominellen Tragfähigkeit münden, und der parallele Gebrauch von Bestandteilen des Bauwerkes kann oft zur Wirkung haben, dass die Folgen mehrerer Unsicherheitsquellen ausgeglichen werden, was dann das Zuverlässigkeitsniveau des Bauwerkes erhöhen kann. Die Vorteile, welche durch den Zugriff auf verbesserte Modelle des Bauwerkes gewonnen werden, hängen allerdings auch von dessen Art und der Genauigkeit der vorher verwendeten Modelle ab.

Es ist leicht, ein Aktualisierungsverfahren der Basisparameter wie der Materialfestigkeit auf die Beine zu stellen; so hat man eine zusammenhängende Grundlage, um alle Verbesserungen der Kenntnisse sowohl in den massgebenden Reglementen (die auf den Teilkoeffizienten aufbauen) als auch in den probabilistischen Studien zu integrieren. Auf der Stufe einer unbeweglichen Last kann der Zugriff zu aktualisierten Werten der Materialfestigkeit in einer Erhöhung der Zuverlässigkeit münden. Dem entspricht natürlich ein Anwachsen des Niveaus der zulässigen Last auf der Stufe der gegebenen Zuverlässigkeit.

Wenn der aktualisierte Wert der Zuverlässigkeit kleiner ist als der bei der ursprünglichen Ausarbeitung festgelegte, kann man die Verwendung des Bauwerkes ohne Aenderung weiterhin als annehmbar betrachten, wenn sich eine solche Entscheidung auf eine Kosten-Nutzen-Analyse abstützen kann, die auf einer Berechnung der Wahrscheinlichkeit des Versagens des unveränderten Bauwerkes im Vergleich zu den möglichen Varianten der Instandstellung des Bauwerkes gründet. Diese Art Untersuchung stösst an ein heikles, spezifisches Problem: die Abschätzung der Konsequenzen des Versagens, eingeschlossen die Kosten menschlichen Lebens und/oder Verletzter.

Wenn die Brücken ohne Renovation oder Reparatur in Gebrauch bleiben und dadurch der Wert des Sicherheitsfaktors abnimmt, müsste die Konsequenz eine verstärkte Ueberwachung mit kontinuierlichen Messungen der Faktoren sein, welche die Tragfähigkeit, die Verkehrslasten und die häufigen Neubewertungen und Aufdatierungen des Sicherheitsfaktors beeinflussen.

6.2 Bestimmung des Schädigungsgrades

Im Lauf der Zeit zerfällt der Beton und löst sich in seine Anfangsbestandteile auf. Die Geschwindigkeit, mit der sich dieser unvermeidliche Vorgang abspielt, hängt von den äusseren Kräften ab, welche direkt auf das Bauwerk wirken. Dessen Form spielt dabei eine entscheidende Rolle, so dass die Lösung des Problems der Dauerhaftigkeit auf die Analyse der gegenseitigen Wirkung von Bauwerk und äusseren Kräften abgestützt werden sollte (2).

Um diesen Prozess des Zerfalls der bestehenden Brücken verfolgen zu können, muss man sie überwachen und untersuchen. Die periodischen visuellen Inspektionen sollten unmittelbar nach Bauende beginnen und in angemessenen Intervallen durchgeführt werden, deren Häufigkeit vom Rhythmus des Zerfalls und der Art des Bauwerkes abhängt. Eine Inspektion sollte auch durchgeführt werden, wenn neue Zerstörungsmechanismen beobachtet werden (2, 3).

Indem man die festgestellten Zerstörungen analysiert und sie mit der Entwicklung ähnlicher Schäden auf anderen, den gleichen äusseren Kräften unterworfenen Bauten vergleicht, ist es möglich, den Grad der Zerstörung der Strassenbrücken aus Beton und somit ihre Dauerhaftigkeit zu bestimmen. Wenn die periodische visuelle Kontrolle eine Schädigung aufgedeckt hat, von der man den Umfang genau zu kennen wünscht, werden Kontrollen und Messungen an Probekörpern ausgeführt.

Da sich der Beton im allgemeinen nach einer chemischen Einwirkung, die auf der Oberfläche beginnt, auflöst, ist die Durchlässigkeit ein Parameter von entscheidender Bedeutung in der Beurteilung der Dauerhaftigkeit oder des Schädigungsrhythmus'.

Die Möglichkeit, den Grad der Korrosion in einem Bauwerk aus Stahlbeton zu bestimmen, ist sehr wertvoll, um über die Prioritätenfolge bei Reparaturarbeiten und die Aufstellung von Kriterien des kathodischen Schutzes zu entscheiden. Bei vorgespannten Bauwerken, die zu reparieren teuer und schwierig ist, sind solche Massnahmen nützlich, um den Zeitpunkt des Abbruches schadhafter Bauwerke vorauszusagen, wenn eine Reparatur nicht mehr von Interesse ist. Die Schädigung eines Bauwerkes kann abgeschätzt werden, indem man Parameterniveaus und Messungen mit jenen vergleicht, die unmittelbar nach Fertigstellung des Bauwerkes aufgezeichnet wurden.

Die Untersuchungen an den kritischen Querschnitten eines Bauwerkes, kombiniert mit einer strukturellen Analyse, erlauben es, die Minimalabmessungen der Elemente zu bestimmen und die Schädigung und Verminderung der Tragfähigkeit abzuschätzen.

Die theoretischen Abschätzungen, die auf Kontrollen und Messungen an Probekörpern beruhen, können natürlich mit den Annahmen, welche die Abmessungen bestimmen, verglichen werden. Die Erfahrung zeigt indessen einen beträchtlichen Unterschied zwischen theoretischen und tatsächlichen Tragfähigkeiten.

6.3 Vorhersage und Kontrolle der künftigen funktionellen Erfordernisse

Einst wurde die Dauerhaftigkeit von Kunstbauten aus Beton nicht als ein Problem betrachtet. Man dachte damals, dass sie mindestens 80 oder 100 Jahre, wenn nicht sogar für immer halten würden, mit wenig oder gar keinem Unterhalt. Auch spielte die Dauerhaftigkeit in der Phase des Entwurfes nur eine geringe Rolle.

In den letzten Jahren hat sich die Einsicht durchgesetzt, dass die Tatsachen ein wenig von dem abweichen, was angenommen wurde. Probleme mit der Dauerhaftigkeit treten vor allem bei Brücken auf, die in den 70er Jahren ausgeführt wurden. Der Grund liegt teilweise in der Entwicklung hin zu Projekten von ausgefeilteren, weniger massiven und daher verletzbareren Bauwerken und teilweise in der Veränderung der funktionellen Ansprüche (höhere Lasten) und schliesslich im vermehrten Gebrauch chemischer Aufbaumittel.

Bevor man sich der Qualität des Entwurfes im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit zuwendet, muss man die Anforderungen abschätzen, welche sie nach sich zieht. Die Verwaltung, die eine Brücke für einen bestimmten Zweck vorsieht, kann eine maximale Dauerhaftigkeit verbunden mit einem Minimum an Unterhalt und Reparaturen verlangen, aber nicht zwangsläufig zu irgendeinem Preis. Es ist gewiss möglich, Brücken zu bauen, deren Dauerhaftigkeit unter vorteilhaften Bedingungen Tausende von Jahren bestehen würde und dies mit sehr wenig oder gar keinem Bedarf an Unterhalt.

Man muss erkennen, dass sich in der Phase des Entwurfes die Anforderungen an die funktionellen Fähigkeiten mit der Zeit stufenweise entwickeln, so dass nach Ablauf nur eines oder zweier Jahrzehnte die Mehrzahl der Brücken Anforderungen genügen müssen, die gegenüber jenen, die bei ihrer Fertigstellung massgebend waren, verschieden sind. Daraus ergibt sich die Tatsache, dass es keinen grossen Sinn hat, dauerhafte Brücken aus Beton zu entwerfen und zu erstellen, wenn der Projektverfasser nicht ernsthaft über die künftigen funktionellen Anforderungen nachgedacht und sie im Entwurf und bei der Erstellung des Bauwerkes nicht berücksichtigt hat.

Aber wie weit können wir diese künftigen Anforderungen voraussagen? Obwohl es sehr teuer ist, sie für die Brücken in Betracht zu ziehen, muss doch eine gewisse Zahl von Problemen gelöst werden, wie der Grad der Sicherheit der Voraussage solcher Anforderungen und der aktualisierte Wert ihrer Erfüllung.

Mit der Festlegung des Masses der künftigen Anforderungen, welche sie auf ihrer Brücke zu erfüllen bereit ist oder wünscht, hat die Verwaltung direkt oder indirekt auch die Lebensdauer angegeben, mit welcher sie für ihr Bauwerk rechnet.

Leider werden diese Ueberlegungen zwischen dem Projektverfasser und dem Antragsteller selten geklärt, vielleicht wegen der Schwierigkeiten, klare und detaillierte Spezifikationen hinsichtlich künftiger Anforderungen (oder der Lebensdauer) aufzustellen, aber die Qualität des Entwurfs hängt dennoch davon ab. Gelegentlich besteht die Meinung, diese Entscheidungen seien in den Reglementen und Normen enthalten, was sich aber nur in sehr beschränktem Mass bewahrheitet.

Wird eine Lebensdauer für eine Brücke vorgesehen, was nicht immer der Fall ist, legt man sie oft willkürlich auf 100 Jahre fest. Es ist klar, dass für die Mehrheit der Bauwerkstypen nur sehr wenige oder überhaupt keine der künftigen Anforderungen so weit weg vom gegenwärtigen Zeitraum bewertet werden können. Wird aber die Brücke derart entworfen, dass sie sich leicht an neue Anforderungen anpassen lässt, so ist dies eine vernünftige Annahme.

6.4 Wirtschaftliche Ueberlegungen

Die wirtschaftliche Lebensdauer einer Betonbrücke muss als Resultat einer wirtschaftlichen Gesamtoptimierung betrachtet werden, welche die Kosten des Baus, des Betriebs und des Unterhalts, der Reparaturen und Verstärkungen sowie des Abbruchs und der Erstellung eines Ersatzbauwerkes abdeckt.

Ausgehend von der vorgängig festgesetzten Lebensdauer eines geplanten Bauwerkes kann man Vergleichspreise für eine gewisse Zahl von Lösungsvarianten erhalten, indem man die zu erwartenden künftigen Kosten aktualisiert und die durch politische Wahl festgelegten Aktualisierungsansätze anwendet.

Natürlich hat man einen maximalen Einfluss auf die Techniken, welche im Fall neuer Bauten oder von Ersatzbauten (nach denen in den kommenden zehn Jahren eine steigende Nachfrage bestehen wird) die Dauerhaftigkeit beeinflussen. Die zusätzlichen Ausgaben zur Sicherung einer hohen Qualität und einer höheren Dauerhaftigkeit entsprechen nur einigen Prozenten der totalen Baukosten.

Der Begriff der Lebensdauer deckt die Frage der Dauerhaftigkeit in ihrer Gesamtheit ab, weil die gegenseitige Wirkung zwischen einem Bauwerk und seiner Umgebung Teil der Beurteilung sein sollte. Wenn man die gewünschte Lebensdauer festlegt, sollte man die Konsequenzen auf gesellschaftspolitischer Ebene berücksichtigen.

Um die künftigen Nachfragen nach Verkehrskapazität abzudecken und somit grosse Störungen und Zeitverluste für den Verkehr zu vermeiden, muss man Konzepte und Methoden auswählen, welche Bestand haben, und gewünschte Lebensdauern in der Grössenordnung von mindestens 100 Jahren einführen. Wenn die Bauwerke eines Strassennetzes eine bedeutend geringere Dauerhaftigkeit aufweisen, wird die durchschnittliche Zahl von Reparaturen und Ersatzbauten unannehmbar hoch und ihr Einfluss auf die Infrastruktur sehr negativ sein.

Dagegen sollten die 100 Jahre ein Maximum darstellen, da die künftigen Anforderungen nicht bekannt sind. Die wirtschaftlichen Bedingungen in einer Gesellschaft können über die Lebensdauer eines Bauwerkes vollkommen ändern. Was heute als wesentlich betrachtet wird, kann später nur eine geringe Bedeutung haben, so wie derzeit wenig kostspielige Elemente später äusserst teuer werden können.

Im Lauf der letzten Jahre hat man eine Entwicklung in der Haltung der Gesellschaft zugunsten der Verminderung der masslosen Ausbeutung der natürlichen Ressourcen verzeichnen können; diese Änderungen wurden durch die Energiekrisen und eine wachsende Nachfrage nach Umweltschutzaktionen ausgelöst. Die Auswirkungen solcher Veränderungen können in - sagen wir - 50 Jahren ganz anders sein. Es ist möglich, dass die Gesellschaft dann verlangt, dass aller Strassenverkehr in Gänge kanalisiert wird, die gegen die Auswirkungen des Lärms ausgerüstet sind, oder dass wichtige Veränderungen in den Grundzügen des Transportes eingeführt werden.

Eine der Bedingungen, die es ermöglicht, Anordnungen zu treffen, welche in die richtige Richtung gehen, ist das Bestehen eines langfristigen Richtplanes, der das gesamte Strassennetz abdeckt.

6.5 Richtlinien für Entscheidungen zu einer technischen Handlung

Eine allgemeine Politik der Dauerhaftigkeit sollte eine gewisse Zahl von Parametern berücksichtigen und instande sein, ausgefeilte Kosten-Nutzen-Analysen zu behandeln.

Die in jedem Fall zu prüfenden Lösungen sowie deren Konsequenzen können von gar keinem Eingriff bis hin zum Ersatz gehen, über alle Stufen provisorischer Massnahmen, der vollständigen Instandstellung oder der Verstärkung. Bevor man Reparatur- oder Ersatzarbeiten an Brücken in Angriff nimmt, sollte man eine Beurteilung der ganzen Konstruktion und ihrer restlichen Lebensdauer vornehmen, im Hinblick auf die Festlegung einer langfristigen Unterhaltstrategie.

Um komplizierte Kosten-Nutzen-Analysen zu ersetzen, muss man andere mathematische Instrumente der Verwaltung zum Tragen bringen. Eine erste Annäherung, die sich auf Aktualisierungsgrade abstützt, vom Standpunkt der Wirtschaftstheorie her aber nicht völlig befriedigt, wurde im Bericht der OECD "Instandsetzung und Verstärkung von Kunstbauten" (4) vorgestellt.

Vom wirtschaftlichen und technischen Standpunkt aus können die Kunstbauten nach der relativen Lebensdauer ihrer Bestandteile gegliedert werden. Jene mit einer kurzen Dauer umfassen die Beläge, die Abdichtung, die Dilatationsfugen usw. und jene mit einer langen Lebensdauer strukturelle Teile wie die Brückenüberbauten, die Stützen, die Fundamente usw. Diese Unterteilung ist nützlich, um zwischen den Elementen, die (kurzfristig) unter Wahrung der Verhältnisse aus wirtschaftlichen Gründen ersetzt werden müssen, und jenen, welche (langfristig) instandgestellt und verstärkt werden müssen, zu unterscheiden. Vom wirtschaftlichen und technischen Standpunkt her kann man auch eine andere Unterscheidung zwischen gewöhnlichen und wichtigen Brücken in Betracht ziehen.

Vom sozio-ökonomischen Standpunkt her kann man eine Unterscheidung nach dem Gebrauchsniveau machen, d.h. unterscheiden, ob die Brücken sich auf Hauptstrassen und Autobahnen (hohes Gebrauchsniveau), Nebenstrassen (gewöhnliches Gebrauchsniveau) oder auf Strassen auf offenem Feld (niedriges Gebrauchsniveau) befinden.

Die wichtigen Brücken, die Teile mit langer Lebensdauer und Brücken mit hohem Gebrauchsniveau werden offensichtlich als wichtiger angesehen als die gewöhnlichen, die Teile mit kurzer Lebensdauer und die Brücken auf offenem Feld. Diese technischen und wirtschaftlichen sowie sozio-ökonomischen Ueberlegungen beeinflussen sich gegenseitig, und alle diese Faktoren zusammen sind im Entscheidungsprozess für die Strategien der Dauerhaftigkeit der Bauwerke zu beachten.

Diese Art von Analyse hat zum Ziel, optimale Resultate innerhalb eines gegebenen wirtschaftlichen Rahmens zu erzielen, indem die Mittel anerkannt wichtigen Projekten zugeleitet werden, zum Nachteil, ja bis hin zur Aufgabe von Projekten geringerer Wichtigkeit.

In diesem Zusammenhang müsste es möglich sein, einen Vorschlag für die Ausarbeitung einer allgemeinen Politik vorzubringen, aber es ist notwendig, weitere wirtschaftliche und budgetmässige Analysen vorzunehmen, um dieses Ziel zu verwirklichen. Es ist eine strenge und systematische Analyse des Problems der Verwaltung von Kunstbauten anzustreben (5), auf der Grundlage gesunder wirtschaftlicher und finanzieller sowie ebenso technischer Ueberlegungen - wie für die Arbeiten der OECD über die Systeme der Verwaltung von Fahrbahnen. Das Direktionskomitee für das Forschungsprogramm Strassen und Strassenverkehr der OECD erwägt derzeit, eine solche Studie vorzuschlagen.

LITERATURVERZEICHNIS

1. VEJDIREKTORATET. Structural reliability of existing bridges. Report No. 1, Case study; Madum Bridge, Kopenhagen, 1986.
2. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Surveillance des ouvrages d'art. OCDE, Paris, 1976.
3. PRICE WIJ. Highway bridge inspection: principles and practices in Europe. IABSE Symposium on Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges. Washington, DC, 1982.
4. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Remise en état et renforcement des ouvrages d'art. OCDE, Paris, 1983.
5. OCDE. RECHERCHE ROUTIERE. Systèmes de gestion des chaussées. OCDE, Paris, 1987.

Kapitel VII

7. EMPFEHLUNGEN FÜR FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG

7.1 Allgemeine Zielsetzungen

Die laufenden Forschungen und Entwicklungen an jenen Problemen, welche mit der Dauerhaftigkeit der Betonbauten zu tun haben, decken ein sehr breites Spektrum ab. Im Verlauf der Vorbereitung des vorliegenden Berichtes konnten zahlreiche Informationen über diese Projekte gesammelt werden; sie betreffen aber in der Mehrzahl eher die Begehren der Forscher als spezifische Resultate. Es ist wahrscheinlich zu früh, um über erschöpfende Informationen auf einem Gebiet zu verfügen, welches erst seit relativ kurzer Zeit die Aufmerksamkeit der Forscher auf sich zieht, und wo die Nachprüfung der Schlussfolgerungen oft eine lange Periode von Beobachtungen unter Gebrauchsbedingungen erfordert. Daher hat man in diesem Zusammenhang den allgemeinen Zielsetzungen und dem Inhalt eines zusammenhängenden Forschungs- und Entwicklungsprogramms zuhanden der Verantwortlichen für die Strassen und der Forschungsinstitute den Vorzug gegeben.

Die künftigen Forschungen und Entwicklungen über die Dauerhaftigkeit der Strassenbrücken aus Beton verfolgen zwei Hauptziele:

1. Eine Technologie der Dauerhaftigkeit für den Entwurf und den Bau der Strassenbrücken aus Beton festzulegen, indem Empfehlungen, Normen und Gesetzesvorschriften für die Materialien und die Anforderungen formuliert werden, welche während der Ausführung sowie während der Gesamt- und Detailprojektierung der strukturellen Elemente und der Hilfstteile zu beachten sind.
2. Die Gebrauchsdauer der bestehenden Brücken zu vergrössern, indem die Projektierungsmethoden verbessert, neue Techniken zur Feststellung des Grades und des Rhythmus' der Zerstörung ausgearbeitet, künftige Zerstörungen dank Instandsetzungs- oder Ausbesserungsarbeiten begrenzt und die Grenzen der momentanen Tragkraft über Analysen, Aenderungen oder Verstärkungen oder Kombinationen all dieser Mittel erforscht werden.

Ziele einer Dauerhaftigkeitstechnologie

Eine Betontechnologie, welche Dauerhaftigkeit anstrebt, muss u.a. die Grenzen angeben für:

- die zulässigen W/Z-Faktoren
- den Zementgehalt, die Menge an Feinanteilen im Beton
- die Reaktionsfähigkeit der Zuschlagstoffe
- die Luftporenbildner und die Zusatzmittel.

Im weiteren sollte sie die erwarteten Merkmale der zur Anwendung gelangenden Zementarten Einschränkungen unterwerfen und z.B. maximale Hydratationswärme, Prozentsatz der Feinanteile, Gehalt an Alkalien, und ebenfalls die zulässigen Abweichungen für diese Eigenschaften festlegen.

Die Anforderungen, die bei der Bauausführung zu beachten sind, sollten sich erstrecken auf:

- die Zusammensetzung des Betons
- die Methoden zum Einbringen und Verdichten des Betons
- die Massnahmen, um die Entmischung zu verhindern
- die Behandlung der horizontalen Oberflächen sowie die Ausführung der Arbeitsfugen
- die Art, eine korrekte Nachbehandlung des Betons auszuführen, inbegriffen der Zeitpunkt des Ausschalens.
- Die Kontrolle des Temperaturgradienten während der Nachbehandlung, sowohl im Innern des Frischbetons als auch im bereits zuvor eingebrachten Beton.

Beim Entwurf der Einzelheiten der Elemente einer Brücke sollte man:

- Die Anforderungen für die Entwässerung der horizontalen Flächen des Betons festlegen (z.B. das ihnen zu gebende minimale Gefälle)
- Die Zugänglichkeit zu allen Teilen des Bauwerkes sicherstellen, um einen regelmässigen Unterhalt zu ermöglichen
- Die dem Verschleiss unterworfenen Teile, z.B. Lagerkörper und Fugen, leicht ersetzbar machen.
- Schutzmassnahmen vorschreiben, wie epoxybeschichtete Bewehrungen oder Abdichtung der Brückenüberbauten.

Gewisse der hiervor erwähnten Verfahren werden von zahlreichen Strassenbauämtern angewandt. Es ist wohl bekannt, dass diese Verfahren dazu beitragen können, die künftige Dauerhaftigkeit der Brücken zu verbessern. Bleibt allerdings, dass die Anforderungen und Grenzen, die für die Eigenschaften der Materialien angewandt werden, und die Leistungen der Materialien und Systeme sich nicht immer auf gültige Versuchsergebnisse stützen. Das Ergebnis der möglichen Kombinationen dieser Anforderungen wird nicht immer überdacht, verstanden oder richtig gewürdigt.

Ziele im Hinblick auf eine Erhöhung der Lebensdauer

Die Verwaltung der vorhandenen Kunstbauten unter Bedingungen der Befahrbarkeit setzt die Beachtung von Verkehrs- und Wirtschaftsfaktoren sowie von technischen Anforderungen voraus. Im einen Fall ist der komplette Ersatz die richtige Lösung, während man in einem anderen die Erhaltung durch Reparaturen und Verstärkungen vorziehen wird, was bedeuten kann, dass man eine höhere Risikostufe akzeptiert.

Also kann man für die vorhandenen Kunstbauten die Überlegungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit in eine der drei folgenden Kategorien einfließen lassen:

- Den Fortgang der Schädigung verhindern
- Die Brückenbauten instandsetzen, renovieren, abändern und verstärken, unter möglichst geringer Störung des Verkehrs, und dies zu den geringsten Kosten.
- Die Grenzen der Tragfähigkeit ausfindig machen und die Möglichkeiten prüfen, bei besserer Kenntnis der aktuellen Verteilung der Lasten ein höheres Risiko zu akzeptieren.

7.2 Rahmen der Forschung und Entwicklung

In den vergangenen Jahren wurden zahlreiche Forschungs- und Entwicklungsaktionen gestartet, in der Absicht, gewisse der im vorangehenden Abschnitt beschriebenen Ziele zu befriedigen. Die Gruppe hat sie geprüft und kam zum Schluss, dass noch zuviele im Gang oder im Projektstadium seien, um definitive Schlüsse hinsichtlich ihres praktischen Wertes ziehen zu können, ausser in einigen spezifischen Bereichen. So wird allgemein die Abdichtung als ein vorteilhaftes Unterfangen betrachtet, auch wenn man die Systeme und Materialien noch verbessern muss. Ebenso herrscht die Ansicht, dass der Epoxy-Ueberzug der Bewehrungen für den Schutz der Brückenüberbauten in Nordamerika wirksam ist und er, obwohl er einen beträchtlichen anfänglichen Mehrpreis bedeutet, sich wirtschaftlich rechtfertigt, da der Unterhalt und die Verkehrsunterbrechungen reduziert werden.

Die wesentlichen Fragen betreffen das Verstehen der Zerstörungsmechanismen des Stahlbetons und der Baustoffe, aus denen er zusammengesetzt ist, sowie die Wirkung dieser Zerstörung auf die strukturellen Eigenschaften der Elemente des Bauwerkes unter Gebrauchsbedingungen, wenn sie gleichzeitig verschiedenen Umweltfaktoren (inbegriffen die Alterung) und der Abnützung (inbegriffen die Ermüdung) ausgesetzt sind. Dazu gesellt sich die Notwendigkeit, Vorbeugemassnahmen und Abhilfen zu vervollkommen.

7.2.1 Schadenmechanismen

a) Eigenschaften der Baustoffe

Quantitative Beziehungen zwischen der Durchlässigkeit des Betons und der inneren Bewegung des Wassers, des Wasserdampfes und der gelösten aggressiven Substanzen wie die Chloride.

Zuverlässige Mittel, um die inneren Verhältnisse zu verfolgen oder abzuschätzen, welche die Ansammlung und die Wanderung der Feuchtigkeit, des Dampfes und der gelösten Stoffe betreffen.

Die beiden obgenannten Punkte stellen den Ausdruck von fundamentalen thermodynamischen Beziehungen zwischen der inneren Verteilung der Temperatur, der Feuchtigkeit und des Dampfes dar. Ein anderes Beispiel sind die vom Frost und vom Auftauen hervorgerufenen Schäden und ihre Auswirkungen auf die Eigenschaften des Betons wie die Durchlässigkeit, die Porosität und die Porenstruktur oder auch die von den chemischen Auftaumitteln hervorgerufenen Schäden.

Das physikalisch-chemische Gleichgewicht zwischen Bestandteilen des Betons, Wasser und gelösten Salzen, und wie sich dieses Gleichgewicht in der Umwelt und mit der Zeit entwickelt. Die Risiken einer Reaktion zwischen Alkalien und Zuschlagstoffen stellen einen besonderen Bereich der Sorge dar, ebenso wie ihre Fähigkeit, den Beton zu zerstören, und die zeitliche Abstufung ihres Auftretens.

b) Umweltfaktoren

Die aggressiven Bedingungen, welche die Schädigung bewirken, sind oft bedingt durch die natürliche oder die gemachte Umwelt.

Das Wasser und die Materialien, welche dieses transportiert, sind diejenigen Wirkstoffe, welche am häufigsten mit der Schädigung verbunden sind. Auch wenn man vieles über die allgemeine Umwelt eines Bauwerkes weiss, der entscheidende Faktor, der die Schädigung eines bestimmten Bauteils steuert, ist das Mikroklima, das im gleichen Bauwerk von einer Stelle zur anderen beträchtliche Unterschiede aufweisen kann. Ein besseres Verständnis des Mikroklimas und der Art und Weise, wie es zu verändern oder zu kontrollieren ist, würde zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit beitragen.

c) Wirkung der Lasten

Die im Steigen begriffenen Lasten, die von den Kunstbauten getragen werden, rufen eine Vergrösserung der Bewegungen, Spannungen und Risse hervor, welche durch sich selbst oder durch Kombination mit Faktoren, welche die Materialien oder die Umwelt betreffen, zur Schädigung beitragen. Eine besondere Konsequenz hiervon ist die Ermüdung, welche bedeutungsvoll werden könnte, je nachdem wie das Verhältnis zwischen den Spannungen, die durch die beweglichen Lasten, und jenen, die durch statische Lasten bedingt sind, zunimmt.

7.2.2 Test und Diagnose

- a) Es besteht ein allgemeines Verlangen nach Ausarbeitung von Methoden zur Aufdeckung und Vorhersage der Schäden und Zerstörungen in den vorhandenen Bauwerken, welche so direkt und neutral wie möglich sein sollten. Bei den neuen Bauwerken kann man auf Methoden hinwirken, die dem Zustand der Materialien und der Bauten periodisch nachgehen, damit ungünstige Entwicklungen entdeckt und frühzeitig behandelt werden können.
- b) Auch wenn die Versuche in natürlicher Grösse an einem Bauwerk unter Gebrauch nur von kleinem Nutzen für die Vorhersage der Bruchlast sind, sind Versuche in natürlicher Grösse an typischen Formen von Bauwerken doch wertvoll, um die Festigkeitsreserve anzugeben, welche durch Mechanismen mobilisiert werden kann, die vielleicht in der Ausarbeitungsphase nicht vollständig berücksichtigt worden waren. Dies kann sich als interessant erweisen, wenn man sich über das Verhalten des geschädigten Betons Gedanken macht.

7.2.3 Abschätzung der Festigkeit

- a) Die wichtigsten strukturellen Eigenschaften des Stahl- und Spannbetons müssen dringend nach Schädigungsart und -stufe studiert werden, wenn man über sachbezogene Angaben zur Beurteilung des vorhandenen Bauwerks verfügen will. Dies gilt speziell für den Beton, weil man ihn nicht mehr als homogenes Material behandeln kann, da er in allen Richtungen gerissen ist. Sogar wenn der Beton relativ gesund ist, ist es wünschenswert, Vergleiche zwischen seiner tatsächlichen und der anfänglichen, beim Entwurf angenommenen Festigkeit zu machen, um die Tendenzen im Grossen herauszuarbeiten. Man muss Verfahren erarbeiten, um diese Vergleiche durchführen zu können.

- b) Man muss verfeinerte Analysemethoden entwickeln, welche sich an die nichtlinearen strukturellen Merkmale halten, um das Verhalten der schadhaften Bauwerke mit grösserer Genauigkeit nachzeichnen und von da aus erforschen und so eventuell die Festigkeitsreserven ausnützen zu können.
- c) Man muss formelle Abschätzverfahren ausarbeiten, die den Unterschied zwischen Entwurf und Abschätzung wie auch zwischen den Bedingungen, welche vorgeschrieben worden waren, und jenen, die bekannt waren oder vorherrschen, feststellen. Diese Verfahren sollten Kriterien einschliessen, mit denen in angemessener Weise die Last- und Bauwerksparameter bestimmt werden können. Eine spätere Stufe bestünde darin, ihnen einen Rahmen probabilistischer Zuverlässigkeit zu geben.

7.2.4 Verhütung der Schädigung

Man sollte nicht nur die Entwicklung neuer Materialien und Verfahren fördern, sondern den Akzent auch auf Techniken legen, die eine zuverlässige Abschätzung der Leistung im Gebrauch ermöglichen. Die Massnahmen, die man ergreifen kann, fallen in zwei Kategorien:

- a) Jene, die im Verlauf des Entwurfes und der Bauausführung ergriffen wurden
- b) Jene, die über die ganze Lebensdauer angewandt werden können.

Unter die Kategorie a) fallen die Gesichtspunkte, welche die Betontechnologie, die Bauausführung und den detaillierten Entwurf betreffen; sie wurden weiter vorne in diesem Kapitel beschreiben. Der Epoxyüberzug der Bewehrungen ist eine weitere Massnahme, die sehr vielversprechend erscheint, um der Korrosion in salzhaltiger Umgebung zu begegnen. Ueber die Verwendung von Anstrichen oder Imprägnierprodukten auf frischen Betonen, welche das Eindringen von Wasser bremsen, aber gleichzeitig dem Dampf ermöglichen, zu entweichen, lässt sich eher streiten, da Zweifel über ihre Langzeitwirkung und die Notwendigkeit, sie periodisch zu erneuern, bestehen. Die objektive Beurteilung solcher Behandlungen erfordert sorgfältig kontrollierte Versuche.

Unter den Behandlungen, die man mit Bezug auf b) nennen kann, figurieren der kathodische Schutz, die Abdichtung oder ihre Erneuerung, der Ersatz der Dilatationsfugen und schadhaften Entwässerungsrohre, die Anstriche usw. Erstes Ziel all dieser Massnahmen ist es, die Schädigung zu stoppen. Man müsste allerdings ihre Globalwirkung und den Zeitmassstab, in dem sie sich zeigt, besser verstehen. Es ist nicht ausgeschlossen, dass sie sekundäre Faktoren, die eventuell schädlich sind, einführen, z.B. die Wasseransammlung hinter den Anstrichen, was unter Frostwirkung Schäden mit sich bringt.

7.2.5 Technologie der Reparaturen

Unter diesem Titel werden die Methoden der Reparatur, Instandsetzung oder Wiederherstellung und Ersatz sowie deren verschiedene Kombinationen gestellt.

- a) Es gibt eine grosse Zahl von patentierten Produkten für die lokale Reparatur des geschädigten Betons. Es müssen Verfahren entwickelt werden, um deren Wirksamkeit, Dauerhaftigkeit und Verträglichkeit mit dem Ursprungsmaterial festzustellen. Durch die Erfahrung sind viele nützliche Informationen zusammengekommen, deren Wert noch steigt, wenn man auf zusammenhängende und objektive Weise die Zusammensetzung, die Anwendungsmethode und die Leistung verfolgen kann. Leider wird die Zusammensetzung im allgemeinen nicht bekannt gemacht, und sie kann verändert werden, ohne dass der Anwender darüber unterrichtet wird.
- b) Es besteht ein Bedarf nach Ausarbeitung wirksamer und kostengünstiger Reparaturmethoden für jene Brücken aus Spannbeton, welche im Begriff sind, Schaden zu nehmen, insbesondere jene, die im Freivorbauverfahren erstellt wurden. Auch wenn die Schäden sehr lokaler Art sind, besteht die Tendenz, den ganzen Ueberbau zu ersetzen, infolge der Unsicherheiten, die in den Spannungsunterschieden zwischen altem und neuem Beton liegen.

7.2.6 Wirtschaftlichkeit und Verwaltung

Es handelt sich hier um ein weitgefasstes Thema, das die Verwaltung und Finanzierung der Planung, des Entwurfs, des Baus, des Betriebs, des Unterhalts, der Reparaturen, der Instandsetzungs- und der Ersatzarbeiten abdeckt, welche als Stufen betrachtet werden, die gegenseitig auf die Lebensdauer der Kunstbauten wirken. Jede Stufe umfasst das Sammeln der sachbezogenen Information, die Formulierung einer Politik, die Entscheidungsfindung und ihre Umsetzung in die Wirklichkeit, die Zuteilung der Geldmittel, die Kontrolle der Ausführung und die Ueberwachung der Leistung. Unter den Themen, die Aufmerksamkeit verdienen, figurieren:

- a) Der wirtschaftliche Rahmen der Leistung und der Berechnung der Kosten der Brücken über ihre Lebensdauer, als Elemente des Strassensystems, welches seinerseits als Bestandteil der nationalen Infrastruktur betrachtet wird. Man sollte die Konsequenzen der Schädigung und der Unterhaltsarbeiten auf die Lastgrenzen und die Störung des Verkehrsflusses berücksichtigen.
- b) Das Sammeln und die Analyse der Informationen über den Zustand der Brücken und ihrer Bestandteile, so dass eine häufige Aktualisierung der Art, der Tragweite und der Ursache der Schädigungen angeboten werden kann, sowie über die Grundzüge und die Kosten der Instandsetzungsarbeiten, über die Langlebigkeit der Bestandteile und die Gründe der Ausserbetriebsetzung der Kunstbauten.
- c) Das Zurverfügungstellen von Richtlinien über die richtige Anwendung, die darauf abzielt, die Dauerhaftigkeit auf der Grundlage der aktuellen Kenntnisse zu erhöhen. Dies dürfte die während der Phasen der Planung und Konzipierung im Hinblick auf die Erleichterung der Inspektion und des Unterhalts zu ergreifenden Massnahmen abdecken.

LISTE DER MITGLIEDER DER GRUPPE

Präsident	H.H. GOTFREDSEN (Dänemark)
Australien	O. C. BILLINGHURST, Principal Engineer (Bridge Design) Highways Departement P.O. Box 1 Walkerville S.A. 5081
Belgien	C. DE BACKER, Chercheur au Service "Conception et structures" Centre de Recherches Routières Boulevard de la Woluwe 42 1200 Bruxelles Ch. VAN BEGIN, Ingénieur en chef Directeur des Ponts et Chaussées - Bureau des Ponts Ministère des Travaux Publics W.T.C. Tour 3, Boulevard Simon Bolivar 30 1210 Bruxelles
Dänemark	H.H. GOTFREDSEN, M.Sc. Ltd. Great Belt Link Vestersogade 10 1601 Kopenhagen V J.V. THOMSEN, M.Sc. Road Directorate Lyngbyvej 17 2100 Kopenhagen 0
Deutschland	D. LEBEK, Abteilungsleiter "Brücken-Unterhalt" Bundesanstalt für Strassenwesen Brüderstrasse 53 5060 Bergisch Gladbach
Finnland	K. FALCK, M.Sc. (Civ. Eng.) Roads & Waterways Administration P.O. Box 33 00521 Helsinki 52
Frankreich	A.M. PAILLÈRE, Frau Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 58 Boulevard Lefebvre 75732 Paris Cédex 15

P. LECROQ
CFEM
6 Boulevard Sellier
B.P. 304
92516 Suresnes Cédex

Grossbritannien

I. PRICE
Gifford and Partners
Carlton House, Ringwood Road
Woodlands
Southampton SO4 2HT

Irland

E. O'CONNOR, Assistant Chief Engineering Adviser
Department of the Environment
O'Connell Bridge House
Dublin 2

Italien

G. CAMOMILLA, Co-Zentraldirektor
Società Autostrade SpA
Via Bergamini 50
00159 Roma

S.PALLOTTA
Società Autostrade SpA
Via Bergamini 50
00159 Roma

Japan

H. SHINOHARA, Director
Structure and Bridge Department
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Asahi I-banchi, Tsukuba-shi
Ibaraki-Ken, 305

S. TOMIZAWA
Metropolitan Express Highway Corporation
Design Technology Division
Nihon Tochi Bldg.
4-1, 1-chome Kasumigaseki
Chiyoda-ku
Tokyo

K. MINOSAKU
Bridge Division
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Asahi I-banchi, Tsukuba-shi
Ibaraki-Ken, 305

Norwegen	J. HALDEN, Senior Engineer Norwegian Directorate of Roads Bridge Department P.O. Box 6390 Etterstad 0604 Oslo 6
Niederlande	M.F.A. EL-MARASY Directie Bruggen Postbus 285 Voorburg
Schweden	Dr. H. INGVARSSON The National Swedish Road Administration Bridge Development Section 781 87 Borlänge
Schweiz	Dr. P. SCHMALZ Locher & Cie AG Pelikanplatz 5 8022 Zürich
Spanien	R. DEL CUVILLO Chef du Service des Ponts et Structures Direction Générale des Routes MOPU Paseo de la Castellana 67 28071 Madrid
Türkei	C. KITAPCIOGLU, Dep. Director of Motorway Bridges Div. Karayollari Genel Müdürlüğü Otoyolu Köprüler Subesi Md.gü Ankara
USA	C. GALAMBOS, Chief, Structures Div. (HNR-10) Office of Engineering & Highway Operations-Research & Development Federal Highway Administration Department of Transportation 6300 Georgetown Pike Mc Lean, Virginia 22101 S. GORDON, Chief, Bridge Div. (HNG-30) Office of Engineering Federal Highway Administration 400 7th St., S.W. Washington, DC 20590

OECD

B. HORN
M. SAUNDERS
E. FRUTON, Frau

Die Berichterstatter für die verschiedenen Kapitel und Unterkapitel waren: die Herren Gotfredsen (Präsident), De Backer, Ingvarsson, Le Croq und Manning, Frau Paillère und die Herren Price, Thomson und Van Begin.

Die Mitglieder der Redaktionskommission waren: die Herren Gotfredsen, De Backer, Ingvarsson, Le Croq und Manning, Frau Paillère und die Herren Price, Saunders, Thomsen und Van Begin.

**WO OECD-PUBLIKATIONEN ERHÄLTICH SIND
WHERE TO OBTAIN OECD PUBLICATIONS
OÙ OBTENIR LES PUBLICATIONS DE L'OCDE**

ARGENTINIEN-ARGENTINA-ARGENTINE

Carlos Hirsch S.R.L.,
Florida 165, 4° Piso, (Galeria Guemes)
1333 Buenos Aires
Tel. 33.1787.2391 y 30.7122

BELGIEN-BELGIUM-BELGIQUE

Jean de Lannoy, Avenue du Roi 202
1060 Bruxelles
Tel. (02) 538.51.69

FINNLAND-FINLAND-FINLANDE

Akateeminen Kirjakauppa,
Keskuskatu 1, 00100 Helsinki 10
Tel. 0.12141

DEUTSCHLAND-GERMANY-ALLEMAGNE

OECD Publications and Information Centre,
Simrockstrasse 4, 5300 Bonn
Tel. (0228) 21.60.45

GRIECHENLAND-GREECE-GRÈCE

Librairie Kauffmann,
28, rue du Stade, 105 64 Athènes
Tel. 322.21.60

ISLAND-ICELAND-ISLANDE

Snaebjörn Jónsson & Co., h.f.,
Hafnarstraeti 4 & 9,
P.O.B. 1131 - Reykjavik
Tel. 13133/14281/11936

IRLAND-IRELAND-IRLANDE

TDC Publishers - Library Suppliers
12 North Frederick Street, Dublin 1
Tel. 744835-749677

KOREA-CORÉE

Kyobo Book Centre Co. Ltd.
P.O.Box: Kwang Hwa Moon 1658,
Seoul, Tel. (REP) 730.78.91

**MALAYSIA/SINGAPUR-MALAYSIA/SINGAPORE-
MALAISIE/SINGAPOUR**

University of Malaya Co-operative Bookshop
Ltd., 7 Lrg 51A/227A, Petaling Jaya, Malaysia
Tel. 7565000/7565425
Information Publications Pte Ltd
Pei-Fu Industrial Building,
24 New Industrial Road No. 02-06
Singapore 1953. Tel. 2831786, 2831798

**NEUSEELAND-NEW ZEALAND-NOUVELLE-
ZÉLANDE**

Government Printing Office Bookshops:
Auckland: Retail Bookshop, 25 Rutland
Street, Mail Orders, 85 Beach Road
Private Bag C.P.O.
Hamilton: Retail: Ward Street
Mail Orders, P.O.Box 857, Wellington: Retail,
Mulgrave Street, (Head Office)
Cubacade World Trade Centre,
Mail Orders, Private Bag
Christchurch: Retail, 159 Hereford Street,
Mail Orders, Private Bag
Dunedin: Retail, Princes Street,
Mail Orders, P.O. Box 1104

AUSTRALIEN-AUSTRALIA-AUSTRALIE

D.A. Book (Aust.) Pty. Ltd.
11-13 Station Street (P.O.Box 163)
Mitcham, Vic. 3132
Tel. (03) 873 4411

KANADA-CANADA

Renouf Publishing Company Ltd/
Éditions Renouf Ltée.,
1294 Algoma Road, Ottawa, Ont. K1B 3W8
Tel. (613) 741-4333
Zollfrei/Toll Free/Sans Frais:
Ontario, Quebec, Maritimes:
1-800-267-1805
Western Canada, Newfoundland:
1-800-267-1826
Läden/Stores/Magasins:
61 rue Sparks St., Ottawa, Ont. K1P 5A6
Tel. (613) 238-8985
211 rue Yonge St., Toronto, Ont. M5B 1M4
Tel. (416) 363-3171
Federal Publications Inc.,
301-303 King St. W.,
Toronto, Ont. M5V 1J5, Tel. (416) 581-1552
Les Éditions la Liberté inc.,
3020 Chemin Sainte-Foy,
Sainte-Foy, P.Q. G1X 3V6, Tel. (418) 658-3763

INDIEN-INDIA-INDE

Oxford Book and Stationery Co.,
Scindia House, New Delhi 110001
Tel. 331.5896/5308
17 Park St., Calcutta 700016
Tel. 240832

ITALIEN-ITALY-ITALIE

Libreria Commissionaria Sansoni,
Via Benedetto Fortini 120/10,
50125 Firenze, Tel. 055/645415
Via Bartolini 29, 20155 Milano
Tel. 365083
La diffusione delle pubblicazioni OCSE
viene assicurata dalle principali librerie
ed anche da: Editrice e Libreria Herder,
Piazza Montecitorio 120, 00186 Roma
Tel. 6794628
Libreria Hoepli,
Via Hoepli 5, 20121 Milano, Tel. 865446
Libreria Scientifica
Dott. Lucio de Biasio "Aeiou"
Via Meravigli 16, 20123 Milano
Tel. 586.2016

PAKISTAN

Mirza Book Agency
65 Shahrah Quaid-E-Azam Lahore 3
Tel. 66839

PHILIPPINEN-PHILIPPINES

I.J. Sagun Enterprises, Inc.
P.O.Box 4322 CPO Manila
Tel. 695-1946, 922-9495

SPANIEN-SPAIN-ESPAGNE

Mundi-Prensa Libros, S.A.
Castelló 37, Apartado 1223, Madrid-28001
Tel. 431.33.99
Libreria Bosch, Ronda Universidad 11,
Barcelona 7, Tel. 317.53.08/317.53.58

OESTERREICH-AUSTRIA-AUTRICHE

OECD Publications and Information Centre,
Simrockstrasse 4, 5300 Bonn (Germany)
Tel. (0228) 21.60.45
Gerold & Co., Graben 31, Wien 1
Tel. 52.22.35

DÄNEMARK-DENMARK-DANEMARK

Munksgaard Export and Subscription Service
35, Nørre Søgade, 1370 København K
Tel. +45.1.12.85.70

FRANKREICH-FRANCE

OCDE/OECD, Schriftliche Bestellungen/
Mail Orders/Commandes par correspondance:
2, rue André-Pascal,
75775 Paris Cedex 16. Tel. (1) 45.24.82.00
Buchhandlung/Bookshop/Librairie:
33, rue Octave-Feuillet
75016 Paris, Tel. (1) 45.24.81.67
oder/or/ou (1) 45.24.81.81
Librairie de l'Université,
12a, rue Nazareth, 13602 Aix-en-Provence
Tel. 42.26.18.08

HONG KONG

Government Information Services,
Publications (Sales) Office,
Information Services Department
No. 1, Battery Path, Central

INDONESIEN-INDONESIA-INDONÉSIE

Pdii-Lipi, P.O. Box 3065/JKT Jakarta
Tel. 583467

JAPAN-JAPON

OECD Publications and Information Centre,
Landic Akasaka Bldg., 2-3-4 Akasaka,
Minato-ku, Tokyo 107, Tel. 586.2016

LIBANON-LEBANON-LIBAN

Documenta Scientifica/Redico,
Edison Building, Bliss Str.,
P.O.B. 5641, Beirut, Tel. 354429-344425

NIEDERLANDE-NETHERLANDS-PAYS-BAS

SDU Uitgeverij, Christoffel Plantijnstraat 2
Postbus 20014
2500 EA's-Gravenhage, Tel. 070-789911
Für Bestellungen/Voor bestellingen:
Tel. 070-789880

NORWEGEN-NORWAY-NORVÈGE

Narvesen Info Center - NIC,
Bertrand Narvesens vei 2,
P.O.B. 6125 Etterstad, 0602 Oslo 6
Tel. (02) 67.83.10, (02) 68.40.20

PORTUGAL

Livraria Portugal, Rua do Carmo 70-74
1117 Lisboa Codex, Tel. 360582/3

**SINGAPUR/MALAYSIA-SINGAPORE/MALAYSIA-
SINGAPOUR/MALAISIE**

Siehe "Malaysia-Singapur". See "Malaysia/
Singapore". Voir "Malaisie/Singapour"

SCHWEDEN-SWEDEN-SUÈDE

AB CE Fritzes Kungl. Hovbokhandel,
Box 16356, 103 27 Stockholm
Regeringsgatan 12,
DS Stockholm, Tel. (08) 23.89.00
Abonnemente/Subscription Agency/
Abonnements: Wennergren-Williams AB,
Box 30004, 104 25 Stockholm
Tel. (08) 54.12.00

TÜRKER-TURKEY-TURQUIE

Kültür Yayinlari Is-Türk Ltd. Sti.
Atatürk Bulvari No: 191/Kat. 21
Kavaklıdere/Ankara, Tel. 25.07.60
Dolmabahçe Cad. No: 29
Besiktas/Istanbul, Tel. 160.71.88

VENEZUELA

Libreria del Este, Avda F. Miranda 52,
Aptdo. 60337, Edificio Galipan, Caracas 106
Tel. 951.17.05/951.23.07/951.12.97

SCHWEIZ-SWITZERLAND-SUISSE

OECD Publications and Information Centre
Simrockstrasse 4,
5300 Bonn (Germany). Tel. (0228) 21.60.45
Librairie Payot, 6 rue Grenus,
1211 Genève 11, Tel. (022) 31.89.50
Maditec S.A., Ch. des Palettes 4
1020 Renens/Lausanne, Tel. (021)35.08.65
Buchhandlung der Vereinten Nationen/
United Nations Bookshop/Librairie des
Nations-Unies: Palais des Nations,
1211 Genève 10, Tel. (022) 34.60.11

GROSSBRITANNIEN - UNITED KINGDOM - ROYAUME-UNI

H.M. Stationery Office, Postal orders only:
P.O.B. 276, London SW8 5DT
Telephone orders:
Tel. (01) 622.3316, or Personal callers:
49, High Holborn, London WC1V 6HB
Branches at: Belfast, Birmingham, Bristol,
Edinburgh, Manchester

TAIWAN-FORMOSE

Good Faith Worldwide Int'l Co., Ltd.
9th floor, No. 118, Sec. 2,
Chung Hsiao E. Road, Taipei
Tel. 391.7396/391.7397

THAILAND-THAILANDE

Suksit Siam Co., Ltd., 1715 Rama IV Rd.,
Samyong Bangkok 5, Tel. 2511630
INDEX Book Promotion & Service Ltd.
59/6 Soi Lang Suan, Ploenchit Road
Patjumbawan, Bangkok 10500
Tel. 250-1919, 252-1066

USA-UNITED STATES-ÉTATS-UNIS

OECD Publications and Information Centre,
2001 L Street, N.W., Suite 700,
Washington, D.C. 20036-4095
Tel. (202) 785.6323

JUGOSLAWIEN-YUGOSLAVIA-YOUGOSLAVIE

Jugoslovenska Knjiga, Knez Mihajlova 2,
P.O.B. 36, Beograd, Tel. 621.992

Bestellungen aus Ländern, wo die OECD
noch keine Vertriebsorganisation bestimmt
hat, sind zu adressieren an: OECD, Service
des Publications, 2, rue André-Pascal,
75775 Paris Cedex 16

Orders and inquiries from countries where
Distributors have not yet been appointed
should be sent to: OECD, Publications
Service, 2, rue André-Pascal, 75775 Paris
Cedex 16

Les commandes provenant de pays où l'OCDE
n'a pas encore désigné de distributeur doi-
vent être adressées à: OCDE, Service des
Publications, 2, rue André-Pascal, 75775
Paris Cedex 16

CH OECD-Forschungsberichte (Uebersetzungen)

Heft-Nr.			Herausgabe durch: OECD	Schweiz
052	Fahrbahnverstärkungen	Renforcement des chaussées Road strengthening	1976	1982
110	Verwendung von Abfällen und Nebenprodukten im Strassenbau	Utilisation des déchets et sous-produits en technique routière Use of waste materials and by-products in road construction	1977	1986
202	Verkehrsführung und Verkehrssicherheit im Bereich von Baustellen	Gestion de la circulation et sécurité routière au droit des zones sous chantier Traffic management and safety at highway work zones	1989	1990
226	Auswirkungen des Strassenschwerverkehrs	Effets des véhicules lourds de marchandises Impacts of heavy freight vehicles	1982	1991

D OECD-Forschungsberichte (Uebersetzungen)

Heft-Nr.			Herausgabe durch: OECD	Deutschland
392	Unterhaltung von Brücken	Entretien des Ouvrages d'Art Bridge Maintenance	1981	1983
406	Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Strassenbrücken	Evaluation de la Capacité Portante des Ouvrages d'Art Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges	1979	1983
445	Leistungsfähigkeit von Hauptverkehrsstrassen	Capacité des voies principales de circulation Traffic capacity of major routes	1983	1985
446	Charakteristische Eigenschaften von Strassendecken: Wechselwirkungen und Optimierung	Caractéristiques de surface des revêtement routiers: Leur interaction et leur optimisation Road surface characteristics: Their interaction and their optimisation	1984	1985
535	Dynamisches Verkehrsmanagement in städtischen und vorstädtischen Strassensystemen	Gestion dynamique de la circulation dans les systèmes routiers urbains et suburbains Dynamic traffic management in urban and suburban road systems	1987	1988
542	Fahrzeuginterne Autofahrleit- und Kommunikationssysteme	Systèmes embarqués de guidage et de communication avec les conducteurs Route guidance and in-car communication systems	1988	1988
583	Reduzierter Einsatz von Auftaumitteln im Winterdienst	Réduction de l'utilisation des fondants dans l'entretien hivernal Curtailling usage of de-icing agents in winter maintenance	1989	1990

A **OECD-Forschungsberichte** (Uebersetzungen)

Heft-Nr.		Herausgabe durch: OECD Oesterreich	
224	Methoden zur Erhaltung von Strassendecken	Techniques d'entretien des revêtements Maintenance techniques for road surfacings	1978 1983
291	Strassenbau und Energie, Verwendung energiesparender Bindemittel	Liants routiers et économies d'énergie Road Binders and Energy Savings	1986 1986
357	Systematische Methoden der Strassenerhaltung	Systèmes de gestion des chaussées Pavement Management Systems	1987 1988
383	Schwerfahrzeuge, Klima und Oberbauschäden	Véhicules lourds, climat et dégradation des chaussées Heavy trucks, climate and pavement damage	1988 1990

Ebenfalls erhältlich

STRASSENNETZ UND KUNSTBAUTEN: ENTWURF, AUSFÜHRUNG UND UNTERHALT

VÉHICULES LOURDS, CLIMAT ET DÉGRADATION DES CHAUSSEES (1988)					
(77 88 04 2) ISBN 92-64-23150-1	183 pages	FF140.00	£16.50	US\$31.00	DM60.00
PÉAGES ROUTIERS ET RÔLE DU SECTEUR PRIVÉ DANS LE DÉVELOPPEMENT DES INFRASTRUCTURES ROUTIÈRES (avril 1987)					
(77 88 03 2) ISBN 92-64-22943-4	162 pages	FF 90.00	£ 9.00	US\$18.00	DM40.00
SYSTÈMES DE GESTION DES CHAUSSEES (février 1987)					
(77 87 01 2) ISBN 92-64-22907-8	166 pages	FF 80.00	£ 8.00	US\$16.00	DM36.00
CONCEPTION ÉCONOMIQUE DES ROUTES À FAIBLE TRAFIC (novembre 1986)					
(77 86 04 2) ISBN 92-64-22882-9	142 pages	FF 75.00	£ 7.50	US\$15.00	DM38.00
ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR DES SUPERSTRUCTURES ROUTIÈRES (octobre 1985)					
(77 85 04 2) ISBN 92-64-22766-0	112 pages	FF 75.00	£ 7.50	US\$15.00	DM38.00
LIANTS ROUTIERS ET ÉCONOMIES D'ÉNERGIE (septembre 1984)					
(77 84 02 2) ISBN 92-64-22601-X	194 pages	FF 85.00	£ 8.50	US\$17.00	DM38.00
CARACTÉRISTIQUES DE SURFACE DES REVÊTEMENTS ROUTIERS: LEUR INTERACTION ET LEUR OPTIMISATION (mars 1984)					
(77 84 01 2) ISBN 92-64-22563-3	212 pages	FF 96.00	£ 9.60	US\$19.00	DM43.00
EFFETS DE VÉHICULES LOURDS DE MARCHANDISES (février 1983)					
(77 83 01 2) ISBN 92-64-22423-8	182 pages	FF 85.00	£ 8.50	US\$17.00	DM42.00

STRASSENSICHERHEIT: MASSNAHMEN, PROGRAMME UND LEITPRINZIPIEN

ACCIDENTS DE LA ROUTE: ENQUÊTES SUR LE SITE (1988)					
(77 88 02 2) ISBN 92-64-23044-0	113 pages	FF 75.00	£ 8.80	US\$16.50	DM32.00
SYNTHÈSE DES RECHERCHES DE L'OCDE EN MATIÈRE DE SÉCURITÉ ROUTIÈRE (avril 1986)					
(77 86 01 2) ISBN 92-64-22814-4	114 pages	FF 60.00	£ 6.00	US\$12.00	DM27.00
PROGRAMMES INTÉGRÉS DE SÉCURITÉ ROUTIÈRE (octobre 1984)					
(77 84 03 2) ISBN 92-64-22620-6	104 pages	FF 59.00	£ 5.90	US\$12.00	DM26.00

STRASSENVERKEHR UND -TRANSPORT: TECHNOLOGIE, REGULIERUNG UND VERWALTUNG

SYSTÈMES EMBARQUÉS DE GUIDAGE ET DE COMMUNICATION AVEC LES CONDUCTEURS (février 1988)					
(77 88 01 2) ISBN 92-64-23046-7	116 pages	FF 75.00	£ 8.80	US\$16.50	DM32.00
TRANSPORT ROUTIER DE MARCHANDISES DANGEREUSES (février 1988)					
(77 88 03 2) ISBN 92-64-23051-3	152 pages	FF 95.00	£11.20	US\$21.00	DM41.00
GESTION DYNAMIQUE DES SYSTÈMES ROUTIERS URBAINS ET SUBURBAINS (avril 1987)					
(77 87 02 2) ISBN 92-64-22926-4	108 pages	FF 80.00	£ 8.00	US\$16.00	DM36.00
ANALYSE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DU RÔLE DU TRANSPORT ROUTIER DE MARCHANDISES (juillet 1986)					
(77 86 02 2) ISBN 92-64-22843-8	142 pages	FF 90.00	£ 9.00	US\$18.00	DM40.00
TARIFICATION COORDONNÉE DES TRANSPORTS URBAINS (octobre 1985)					
(77 85 01 2) ISBN 92-64-22692-3	148 pages	FF110.00	£11.00	US\$22.00	DM49.00
ÉCONOMIE D'ÉNERGIE ET GESTION DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE (septembre 1985)					
(77 85 02 2) ISBN 92-64-22753-9	122 pages	FF 82.00	£ 8.20	US\$16.00	DM36.00

Verkaufspreise für das Publikum in der Buchhandlung am Sitz der OECD

DER KATALOG DER VERÖFFENTLICHUNGEN der OECD und seine Nachträge sind auf Verlangen hin kostenlos erhältlich vom Service des Publications de l'OCDE, 2, rue André-Pascal, F-75775 PARIS CEDEX 16, oder vom Vertreiber der OECD-Publikationen in Ihrem Land.

