



Institut für Werkstoffe des Bauwesens
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Schadensmechanismen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. K.-Ch. Thienel

Herbsttrimester 2017

Inhaltsverzeichnis

	1
1 Einführung	4
2 Begriffe der Bauschadenslehre	5
2.1 Rechtsbegriffe in der Bauschadenslehre [Lit 1]	5
2.2 Verantwortlichkeit	6
2.3 Technische Begriffsbestimmungen in der Bauschadenslehre [Lit 1]	7
2.4 Allgemeine Grundlagen der Wiederherstellung von Bauwerken [Lit 100]	9
2.5 Zusammenhänge über die Entstehung von Bauschäden	12
2.6 Schadensarten nach dem Erscheinungsbild	16
2.7 Entstehungsbereiche von Bauschäden [Lit 100]	22
2.8 Lebensdauer der Gebäude und der Einzelbauteile	25
2.9 Wirtschaftliche Bedeutung der Gebäudeinstandhaltung	26
3 Untersuchungsmethoden	33
3.1 Allgemeines	33
3.2 Vorbereitung und Zubehör [Lit 31]	33
3.3 Einfache Verfahren ohne großen Geräteeinsatz	34
3.4 Geräte und Methoden mit erhöhter Anforderung an den Prüfer	45
3.5 Geräte und Methoden mit sehr hohen Anforderungen bei Prüfung und Auswertung	57
4 Schadenserfassung- und dokumentation	70
4.1 Schadensfeststellung, Schadenserscheinung und Schadensbeschreibung [Lit 100]	70
4.2 Ursachenermittlung	72
4.3 Bewertung des baulichen Zustandes am Beispiel von Wohngebäuden [Lit 100]	74
4.4 Festlegung der Maßnahmen zur Schadensbehebung	76
5 Stahl und Nichteisenmetalle im Hochbau	78
5.1 Metallkorrosion	78
6 Schäden an Stahlbauwerken	97

6.1	Versagen durch unzureichende Stabilität (Beulen)	97
6.2	Schäden durch falsche Materialwahl und Materialermüdung	98
6.3	Schäden durch Pfusch und Ausführungsfehler	103
6.4	Schäden durch falsche Ansätze bei der Windbelastung	105
6.5	Schadensfälle an Masten und Türmen	109
7	Beton und Stahlbeton im Hochbau	113
7.1	Rissbildung	113
7.2	Schadensmechanismen	115
7.3	Schädigung des Betons durch physikalische Angriffe	115
7.4	Schädigung des Betons durch chemische Angriffe	119
7.5	Bewehrungskorrosion	125
7.6	Planungsfehler	126
7.7	Schäden bei der Ausführung	127
7.8	Schäden durch außergewöhnliche Einwirkungen	131
7.9	Sichtbeton	135
7.10	Ziel der Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen [Lit 29]	136
7.11	Verfahrensweisen für die Wahl von Produkten und Systemen	137
8	Naturstein [Lit 100]	147
8.1	Schadensbilder an Naturstein	147
8.2	Schadensdokumentation	149
8.3	Instandsetzungsmaßnahmen	150
9	Mauerwerk	153
9.1	Schäden durch Formänderung	153
10	Literatur	156

1 Einführung

Bauschäden sind keine Erscheinung der Neuzeit. Immer wieder werden wir mit der Aussage konfrontiert, dass die alten Bauleute viel bessere und dauerhaftere Konstruktionen errichteten haben. Als Beleg werden dann Bauten angeführt, die zum Teil bereits Jahrhunderte überdauert haben. Dieser vermeintliche Beleg übersieht jedoch die vielen anderen Bauten, die dem Zahn der Zeit nicht standhielten. Ihr Verschwinden ist in vielen Fällen auf äußere Einwirkungen wie Kriege oder Naturkatastrophen zurückzuführen. Andere Bauten fielen veränderten Nutzungsanforderungen zum Opfer. Die Zahl der durch Bauschäden zerstörten und ersetzten Bauwerke lässt sich nicht angeben. Den heute noch vorhandenen alten Bauten kann sicherlich eine herausragende Qualität und Dauerhaftigkeit unterstellen; ihre Existenz ist der beste Beleg.

Wenn Bauwerke Schäden oder Mängel aufweisen, greifen technische und juristische Aspekte gleichermaßen. Diese Verflechtung ist nicht ganz unproblematisch, da Ingenieure und Juristen nicht immer übereinstimmende Begrifflichkeiten benutzen. Aus diesem Grund wird im Zusammenhang mit den Begriffen der Bauschadenslehre auf Rechtsbegriffe und Verantwortlichkeiten eingegangen. Weitere Schwerpunkte des zweiten Kapitels sind die technischen Begriffsbestimmungen, Zusammenhänge beim Entstehen von Schäden, die Schadensarten und die Entstehungsbereiche sowie die Auswirkungen auf die Lebensdauer und die wirtschaftliche Bedeutung.

Das dritte Kapitel behandelt die verschiedenen Untersuchungsmethoden. Die für die verschiedenen Prüfungen eingesetzten Geräte, die Messmethoden und die Auswertung werden besprochen.

Das Erfassen der Schäden und ihre Dokumentation sind Inhalt des vierten Kapitels. Die große wirtschaftliche Bedeutung der Bauschäden verdeutlicht die Relevanz eines Bauwerksmanagements, das auf einen möglichst wirtschaftlichen Betrieb eines Gebäudes ausgerichtet ist.

In Kapitel Fünf werden Schäden an Stahlbauwerken beginnend mit den Grundlagen der Metallkorrosion besprochen. Es werden dazu die chemische und die elektrochemische Korrosion sowie die Biokorrosion behandelt.

Im siebten Kapitel werden die Schäden an Betonbauwerken näher betrachtet. Zunächst stehen dabei die chemischen und physikalischen Ursachen der Betonkorrosion im Mittelpunkt. Ein weiterer Schwerpunkt ist die Bewehrungskorrosion. Neben Ausführungs- und Planungsfehlern wird speziell der Sichtbeton thematisiert.

Kapitel 8 befasst sich mit Schäden an Naturstein.

Einzelne Schäden an Mauerwerk enthält Kapitel 9.

2 Begriffe der Bauschadenslehre

2.1 Rechtsbegriffe in der Bauschadenslehre [Lit 1]

2.1.1 Stand der Technik (Baukunst) (VOB/B §§ 4 und 13)

Kenntnisse und Erfahrungen im Bauen werden als anerkannte Regeln der Technik (Baukunst) bei Architekten, Bauingenieuren, Bauleitern, Bauhandwerkern, Polierern und Bauarbeitern vorausgesetzt. Wer bei der Leitung oder der Ausführung eines Bauwerkes gegen die Regeln der Technik verstößt, sodass eine Gefahr für andere entsteht, wird mit einer Geldstrafe oder Gefängnis bis zu einem Jahr (§ 330 StGB) bestraft.

Der Stand der Technik ist infolge der laufenden Innovationen einem ständigen Wandel unterworfen. Als Beispiel für diesen Wandel kann auf die Verwendung von Tonerdeschmelzzement für Außenbauteile verwiesen werden, der vor Jahren zu bedeutenden Schäden führte. Mit dem Einsatz von Tonerdeschmelzzement verstieß zunächst niemand gegen die anerkannten Regeln der Technik (Baukunst), weil noch nicht bekannt war, dass der Einsatz von Tonerdeschmelzzement bei freier Bewitterung zu Schäden führt. Nachdem die Zusammenhänge dann erkannt wurden, wurde seine Verwendung zum »Verstoß«.

2.1.2 Zumutbare Prüfungspflicht (VOB/B § 13)

Alles, was auf der Grundlage eines durchschnittlichen Berufswissens, einer durchschnittlichen Berufserfahrung beruht und mit den Sinnen wahrnehmbar ist, muss mit der üblichen erforderlichen Genauigkeit geprüft werden. Die Prüfungspflicht ergibt sich allgemein auch aus dem Grundsatz von Treu und Glauben (BGB § 242).

2.1.3 Beratungs- und Mitteilungspflicht (VOB/B § 13)

Je nach Sach- und Rechtslage bestehen bei Bedenken gegen die Planung, gegen die Bauausführung, gegen die Güte der Baustoffe oder Bauteile sowie gegen die Tragfähigkeit des Baugrundes eine gewisse Beratungs- und Mitteilungspflicht. Sollte wegen einer unzureichenden Sicherung gegen mögliche Unfallgefahren ein Unfallrisiko besteht, so ist die Ausführung wegen der gebotenen Sorgfaltspflicht und Aufsichtspflicht zu verweigern. Angesprochen sind hier der Ingenieur, der Architekt, der Bauunternehmer und unter Umständen der Bauherr (Nebenpflichten). Für die Mitteilung von Bedenken, und zwar vor Beginn der Arbeiten, ist nach dem Grundsatz »wer schreibt, der bleibt« die Schriftform zu wählen.

2.1.4 Gewährleistung (Mängelhaftung) (VOB/B § 13)

Die Gewährleistung bezeichnet die Verpflichtung eines Vertragsteiles, dem anderen für Fehler oder Mängel (erkennbar, hervorgetreten oder nicht) der geschuldeten, vertraglich zugesicherten Leistung einzustehen.

Die Mängelhaftung wird in Form der Mängelrüge geltend gemacht und muss vor Ablauf der Gewährleistungspflicht (nach VOB - 2 Jahre, nach BGB - 5 Jahre) gegenüber dem Leistungspflichtigen erklärt werden. Die Gewährleistung wird durch die Mängelrüge unterbrochen, die Erfüllungspflicht dagegen nicht.

2.1.5 Abnahme (VOB/A § 10, und VOB/B § 12)

Mit der Abnahme wird die erbrachte Leistung anerkannt. Der Abnahme sollte eine Prüfung vorausgegangen sein. Die bei dieser Prüfung vorgefundenen Fehler oder Mängel sollten eventuell im Rahmen einer Beweissicherung dokumentiert werden. Mit der Abnahme gilt ein

Vertrag als erfüllt.

Man unterscheidet

- a) Abnahme der Gesamtleistung und
- b) Teilabnahme, das ist die schrittweise Abnahme von in sich abgeschlossenen Teilen der Leistung.

(Letztere ist wenn möglich, zu empfehlen.)

Mit der Abnahme einher geht die Übernahme der Gefahr durch den Bauherrn. Zugleich beginnt für den Unternehmer die Laufzeit der Gewährleistung. Da mit der Abnahme derart einschneidende Aspekte verbunden sind, kann die Abnahme durch den Auftraggeber nicht beliebig hinausgezögert werden. Der Bauherr ist zur Abnahme verpflichtet, 12 Werktage, nachdem ihm die Fertigstellung angezeigt wurde oder 6 Werktage, nachdem er mit der Nutzung begonnen hat.

2.2 Verantwortlichkeit

Der Unternehmer ist verpflichtet das Werk so herzustellen, dass es die zugesicherten Eigenschaften hat und nicht mit Fehlern behaftet ist, die den Wert oder die Tauglichkeit zu dem gewöhnlichen oder dem nach dem Vertrag (es sind zu unterscheiden VOB-Vertrag - wenn VOB zugrunde liegt - bzw. BGB-Vertrag - wenn BGB zugrunde liegt) vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern (Gewährleistung aus Werkvertrag BGB § 633), d. h., der Unternehmer haftet für das; was er mit seinen Arbeitskräften erstellt hat (Unternehmertum = Erfolgshaftung).

2.2.1 Pflichten des Bauleiters

Meist stellt der Unternehmer sowohl den verantwortlichen Bauleiter als auch den Fachbauleiter. Letzterer ist eingetragen auf der Baubeginnanzeige. Neben der Bauausführung obliegen dem Bauleiter mehr oder weniger auch alle Aufgaben der Bauüberwachung. Hierzu zählt u. a. die Feststellung, ob die Bauausführungen den genehmigten Bauunterlagen (wie Bewehrungspläne und statische Berechnungen) sowie den anerkannten Regeln der Technik (Baukunst) (z. B. DIN 1045) entsprechen. Der Bauleiter wird von seiner Verantwortung durch die behördliche oder anderweitige Bauüberwachung nicht entbunden.

2.2.2 Verantwortung des Architekten

Der Architekt ist der Erfüllungsgehilfe des Bauherrn. Nach dem üblichen Vertragsrecht (Gebührenordnung für Architekten (GOA) § 19ff., Bayerische Bauordnung (BayBO) I, Art. 74, 75, 76) haftet der Architekt auch hinsichtlich der statischen und konstruktiven Sicherheit eines Gebäudes für die von ihm übernommenen Leistungen, dass sie den allgemein anerkannten Regeln der Technik (Baukunst) entsprechen. Hierzu gehören neben den baupolizeilichen Verordnungen insbesondere die vom Deutschen Normenausschuss geschaffenen Bestimmungen (DIN-Vorschriften).

Der Architekt muss die größten und sinnfälligsten statischen Fragen eines von ihm entworfenen Projektes erkennen können und gegebenenfalls für ihre anderweitige Lösung sorgen. Wenn er aufgrund seiner fachlichen Vorbildung nicht dazu berufen sein kann oder sich nicht berufen fühlen darf, muss er z. B. einen Sonderfachmann für Statik, Bodenmechanik usw. heranziehen, sofern nicht im Einvernehmen bzw. auf Wunsch des Bauherrn die ausschließliche Verantwortung für die statische und konstruktive Sicherheit des Projektes dem Bauunternehmer übertragen werden soll.

Dem Architekten obliegt die Pflicht den Bauherrn aufzuklären, zu beraten und hinzuweisen.

Übernimmt der Architekt gleichzeitig die Oberleitung, besonders die technische Oberleitung und auch die örtliche Bauaufsicht, so muss er mit den ihm zu Gebote stehenden Mitteln die Beseitigung derjenigen Fehler und Mängel veranlassen, welche er auf seinen Baustellenbesuchen wahrnimmt oder die von anderer Seite an ihn herangetragen werden.

Im Rahmen der örtlichen Bauaufsicht haftet der Architekt aber auch noch für die Beseitigung solcher Fehler und Mängel, die er bei genauer Prüfung hätte erkennen müssen. Es gibt für den Architekten die mögliche subsidiäre Haftung bei mangelnder Sorgfalt im Rahmen der örtlichen Bauaufsicht und wenn beim Unternehmer wegen Unvermögens nichts zu holen ist.

Um Irrtümer zu vermeiden, muss jedoch einschränkend hinzugefügt werden, dass der Architekt nur insoweit Erfüllungsgehilfe seines Auftraggebers ist, als er eine Tätigkeit entfaltet, die im Verhältnis zum Auftragnehmer zur Aufgabe des Auftraggebers gehört. Dies ist zum Beispiel die Fertigung und Bereitstellung von Plänen, nicht aber die Überwachung der Bauausführung. Pflichten des Auftraggebers gegenüber dem Auftragnehmer finden sich zum Beispiel in § 3 VOB/B.

2.2.3 Aufgaben der Fachingenieure

Der Bearbeiter einer statischen Berechnung übernimmt die Verantwortung dafür, dass die Berechnungen den für das betreffende Bauwerk maßgebenden amtlichen Vorschriften entsprechen, alle für die Sicherheit des Bauwerks wesentlichen Umstände erschöpfend (eine gewisse Voraussicht ist hier gefordert) und zutreffend behandeln und schließlich die der Berechnung zugrunde liegende Bauweise wirtschaftlich und zweckmäßig ist sowie den allgemein anerkannten Regeln der Technik (Baukunst) entspricht.

Neben der Aufgabe der Tragwerksplanung gibt es eine Reihe weiterer Fragestellungen, die das Heranziehen von Sonderfachleuten erfordern. Beispiele für solche Sonderdisziplinen sind:

- Bodenmechanische Untersuchungen,
- Klima, Heizung und Lüftung, Sanitär,
- Bauphysik,
- Stark- und Schwachstromanlagen sowie
- Vermessung.

Die Leistung der Sonderfachleute kann in der Regel nicht vom Architekten überprüft werden. Damit liegt in diesen Fällen die Verantwortung bei den Sonderfachleuten, die selbst die Durchführung ihrer Planung zu überwachen haben [Lit 53].

2.3 Technische Begriffsbestimmungen in der Bauschadenslehre [Lit 1]

2.3.1 Fehler

Fehler sind unzulässige Abweichungen von vorgeschriebenen oder vereinbarten Forderungen bzw. Eigenschaften und ihrer Toleranzräume (z. B. Standards, Rechtsvorschriften, Planungs- und Projektierungsgrundlagen, Allgemeine Regeln der Bautechnik). Fehler werden durch Messungen oder Vergleich festgestellt. Neben den Projektierungs- und Ausführungsfehlern können auch Nutzungsfehler zu Bauschäden führen.

Ein Fehler ist zum Beispiel eine falsch geplante Dränage unter einem Haus oder die falsch ausgeführte Dichtung gegen Grundwasser. Beides kann zum Schaden des nassen Kellers führen [Lit 84].

2.3.2 Mängel

Mängel sind nicht erfüllte vorgeschriebene oder vereinbarte Forderungen bzw. Eigenschaften des Leistungsgegenstandes. Die Folgen können den Gebrauchswert mindern bzw. die Nutzungsfähigkeit beeinträchtigen. Der Auftraggeber muss nach der Feststellung eines Mangels die Qualitätsverletzung nachweisen und zur Sicherung seiner Rechte Mängelanzeige erstatten. Maßstab für die Bewertung eines Mangels sind grundsätzlich die vertraglichen Vereinbarungen [Lit 72].

2.3.3 Unregelmäßigkeiten

Unregelmäßigkeiten am Bau sind überwiegend optische Beeinträchtigungen. Bei ihrer Beurteilung sind verschiedene Ergebnisse denkbar [Lit 72]:

1. Die kritisierten Unregelmäßigkeiten bewegen sich innerhalb der vertraglich vereinbarten bzw. der durch die allgemein anerkannten Regeln der Technik definierten Grenzen. Es liegt in diesem Fall kein Mangel vor. Die kritisierten Unregelmäßigkeiten müssen als unvermeidbar und üblich hingenommen werden.
2. Ist die Nachbesserung einer als Mangel beurteilten Unregelmäßigkeit möglich, zumutbar und nicht unverhältnismäßig aufwendig, so hat der Auftraggeber einen Anspruch auf die Beseitigung des Mangels. Der Unternehmer hat seinerseits ein Recht auf Nachbesserung.
3. Ist die Nachbesserung einer als Mangel beurteilten Unregelmäßigkeit möglich, aber mit einem unverhältnismäßig hohen Aufwand verbunden, kann der Auftraggeber nicht auf einer Mangelbeseitigung bestehen. Stattdessen wird der sogenannte Minderwert in „Geld“ abgegolten.

2.3.4 Nutzungsfehler

Nutzungsfehler sind nicht projektgemäße (anormale) Nutzungen eines Bauwerkes für Zwecke, für die es weder von der Funktion noch von bauphysikalischen, brandschutztechnischen, statischen oder anderen Beanspruchungen her ausgelegt wurde. Bautechnische Fehler und bauliche Mängel führen zu Bauschäden. Nutzungsverschleiß, Nutzungsfehler, natürlicher Verschleiß und mangelhafte Instandhaltung führen zu Nutzungs- und Verschleißschäden (Bauwerksschaden).

2.3.5 Bauschäden

Bauschäden sind Auswirkungen nicht erfüllter vorgeschriebener oder vereinbarter Forderungen bzw. Eigenschaften, die die Stand- und/oder Tragsicherheit bzw. die Funktions- und/oder Gebrauchssicherheit innerhalb der normalen Nutzungsdauer beeinträchtigen. Bauschäden sind alle unbeabsichtigten Veränderungen, die während der Herstellung und Nutzung auftreten.

2.3.6 Standsicherheit

Standsicherheit eines Bauwerkes bedeutet, dass alle tragenden Bauteile so bemessen sind, dass sie die ihnen zugedachten Aufgaben mit Sicherheit erfüllen. Die Standsicherheit muss sowohl während der Errichtung als auch bei baulichen Änderungen und dem Abbruch gesichert sein.

2.3.7 Funktionssicherheit

Funktionssicherheit gewährleistet die geplante Nutzung eines Bauwerkes für den

vorgesehenen Verwendungszweck.

2.3.8 Gefährdung

Gefährdung liegt vor, wenn in einem betrachteten Zustand die Möglichkeit des Eintretens nicht gewollter Folgezustände besteht.

2.4 Allgemeine Grundlagen der Wiederherstellung von Bauwerken [Lit 100]

Bauwerke unterliegen ähnlich wie jedes andere Ding auf Erden, einem gewissen Zyklus. Technisch kann man diesen immerwährenden Zyklus mit folgenden Stationen beschreiben:

Herstellung — Instandhaltung — Instandsetzung — Modernisierung — Abbruch — Ersatz.

Für die Teile von Instandhaltung bis Modernisierung wird oft auch der Oberbegriff Rekonstruktion verwendet.

2.4.1 Rekonstruktion

Unter Rekonstruktion versteht man die Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes eines Bauwerkes, eines Teiles davon, aber auch ganzer Gebäudekomplexe oder Stadtgebiete. Während seiner Lebensdauer unterliegt das Bauwerk einem physischen (materiellen) sowie einem funktionellen Verschleiß, welcher beseitigt werden muss. Die Problematik der Bauwerkserhaltung besteht in den unterschiedlichen Verschleißfristen der verschiedenen Bauelemente, aus denen ein Bauwerk zusammengesetzt ist.

2.4.2 Instandhaltung

Die Instandhaltung umfasst Maßnahmen, die während der Nutzungsdauer erforderlich werden, um den bestimmungsgemäßen Gebrauch zu sichern. Dieser wird durch Abnutzung, Alterung und Witterungserscheinungen beeinflusst, welche wiederum zu baulichen oder sonstigen Mängeln führen. Instandhaltungsmaßnahmen sind schadensvorbeugend und beinhalten keine Gebrauchswerterhöhung.



Bild 1: Die Alte Waage in Braunschweig als Beispiel einer gelungenen Rekonstruktion

2.4.3 Instandsetzung

Im Rahmen der Instandsetzung werden bauliche Mängel behoben, die infolge Abnutzung,

Alterung, Witterungseinflüssen sowie durch Einwirkung Dritter entstanden sind. Im Gegensatz zur Instandhaltung ist die Instandsetzung schadensbeseitigend. Da die Instandsetzung zur Wiederherstellung des ursprünglichen Gebrauchswertes dient, ergibt sich keine Gebrauchswertterhöhung. Bei Instandsetzungsarbeiten am Gebäudeäußeren sind örtliche Bauvorschriften über die äußere Gestaltung von baulichen Anlagen einzuhalten. Durch sie können gestalterische Festlegungen z. B. über Farbe und Material der Dacheindeckung und der Außenwände getroffen werden. So kann die Größe, Form und Umfang der Fenster festgesetzt und Rollläden ausgeschlossen werden. (§§ 83 BauO)

2.4.4 Modernisierung

Die Modernisierung wird im Gesetz zur Förderung der Modernisierung von Wohnungen und von Maßnahmen zur Einsparung von Heizenergie (Modernisierungs- und Energieeinsparungsgesetz - ModEnG) vom 20.06.1980 (BGB I S. 701) wie folgt beschrieben: „Verbesserung von Wohnungen durch bauliche Maßnahmen, die den Gebrauchswert der Wohnungen nachhaltig erhöhen oder die allgemeinen Wohnverhältnisse auf die Dauer verbessern.“

Da dies in einer Vielzahl von Wohnungen erforderlich wird, soll an dieser Stelle geklärt werden, was unter baulichen Maßnahmen im Rahmen einer Modernisierung zu verstehen ist. Sie müssen zur Verbesserung

- der Wärmedämmung,
- der Belichtung und Belüftung,
- des Schallschutzes,
- der Wasserversorgung und Entwässerung,
- der Energieversorgung,
- der sanitären Einrichtungen,
- der Beheizung,
- des Zuschnitts der Wohnungen,
- der Funktionsabläufe in Wohnungen oder
- der Sicherheit vor Gewalt und Diebstahl

dienen. Dazu kann natürlich auch ein Anbau zählen, wenn dadurch der Gebrauchswert der Wohnungen erhöht wird. Man kann aber auch den Einbau eines Aufzuges oder besondere Maßnahmen für Behinderte oder alte Menschen dazu zählen, wenn die Wohnungen auf Dauer für sie bestimmt sind.

Es handelt sich um eine Modernisierung, wenn die Arbeiten darauf abzielen, dem Gebäude oder Bauwerk eine neue früher nicht vorhandene Qualität zu verleihen. Bei der Modernisierung werden Bauteile oder technische Anlagen nicht nur instand gesetzt oder repariert, sondern dem Stand der Technik entsprechend erneuert. Die Instandsetzung unterscheidet sich von der Modernisierung. Sie dient vor allem der Erhaltung der Bausubstanz. Es werden lediglich schadhafte Bauteile ausgetauscht oder repariert. Das äußere und innere Erscheinungsbild und die Konstruktionsweise des Gebäudes werden nicht verändert.

2.4.5 Abbruch

Abbruch bezeichnet die vollständige Beseitigung bzw. Entfernung einer baulichen Anlage. Der Teilabbruch gehört dagegen zu den baulichen Änderungen. Mit dem Abbruch erlischt grundsätzlich der Bestandsschutz einer baulichen Anlage. Bei einer Wiedererrichtung sind deshalb die Vorschriften des Bauplanungs- und des Bauordnungsrechtes einzuhalten.

2.4.6 Verschleiß

Der Verschleiß (wertmäßig) ist der Ausdruck für die Wertminderung infolge materieller Abnutzung und wirtschaftlicher Entwertung. Man unterscheidet den physischen und den funktionellen Verschleiß. Der physische Verschleiß entsteht durch den Gebrauch, der funktionelle Verschleiß durch den technischen Fortschritt.

2.4.7 Nutzungsdauer

Die Nutzungsdauer ist die Zeit, in der ein Gebäude funktionstüchtig ist, d. h. physisch nicht verschlissen und nicht vom technischen Fortschritt überholt. Es gibt auch eine normative Nutzungsdauer. Sie legt für ein Grundmittel wie es z. B. ein Gebäude darstellt, die Zeitdauer in Jahren fest, in der der Wert auf die Miete übertragen wird (Abschreibung). Die Restnutzungsdauer ist der Zeitraum, in welchem ein Grundmittel nach einer Rekonstruktion funktionsfähig bleiben muss. Die Grundmittel sind aus ökonomischer Sicht Arbeitsmittel, die in einem längeren Zeitraum als ein Jahr gebraucht und verschlissen werden. Gebäude und Gebäudeausrüstungen gehören demzufolge dazu.

2.4.8 Umwidmung (Grundrissänderung)

Die Umwidmung beinhaltet Maßnahmen zur Veränderung der Nutzung von Teilen eines Gebäudes oder ganzer Gebäude. Die Umwidmung, aber auch die Modernisierung vorhandener Gebäude, ist häufig mit Änderungen von Grundrissen von Wohnungen, Nutzungseinheiten oder einzelnen Räumen verbunden.

2.4.9 Umbau

Für einen Umbau müssen grundlegende Eingriffe in die Substanz des Gebäudes vorgenommen werden, wozu auch Anbauten und bauliche Erweiterungen zählen können. Als Anbauten werden bauliche Erweiterungen von Gebäuden bezeichnet. Im Regelfall bestehen sie aus Umfassungswänden und einem Dach. Zu den Anbauten gehören auch Wintergärten und Vorbauten. Unterirdische Anbauten liegen vollständig unter der Erdoberfläche und werden erdüberdeckt ausgeführt.



Bild 2: Umwidmung und Umbau der Auferstehungskirche Berlin in ein Umweltforum [Lit 105]

2.4.10 Restaurierung

Die Restaurierung ist grundsätzlich im Zusammenhang mit historischen Bauten zu verstehen. Sie bedeutet den Wiederaufbau oder die Ergänzung dieser Gebäude oder Gebäudeteile nach historischem Vorbild, alten Plänen oder vergleichbaren Bauten.

2.5 Zusammenhänge über die Entstehung von Bauschäden

Es gibt Zusammenhänge, die oftmals nicht erkannt werden, deren Folgen aber Auswirkungen auf die Rekonstruktion von Gebäuden haben.

2.5.1 Entstehen von Bauschäden - Instandhaltung

Bauschäden, die nicht umgehend behoben werden, wachsen im Allgemeinen nicht linear, sondern progressiv mit der Zeit an. Daraus kann man folgern:

- Je später ein Schaden behoben wird, desto größer ist der erforderliche Material-, Arbeits- und Kostenaufwand und um so notwendiger wird der Einsatz spezialisierter bautechnischer Kapazitäten.
- Die laufende Instandhaltung ist die wichtigste und wirtschaftlichste Phase.
- Die laufende Instandhaltung muss man planen.

Die schematische Darstellung in Bild 3 geht bei der Inbetriebnahme des Bauwerks von einem 100-prozentigen Abnutzungsvorrat aus. Im sich anschließenden Nutzungszeitraum werden sich jedoch die einzelnen Bauwerksteile hinsichtlich ihrer Abnutzung recht unterschiedlich verhalten, sodass im Rahmen der laufenden Instandhaltung auch größere, umfangreichere Instandsetzungen nach einem entsprechend angepassten und zeitlich differenzierten Konzept durchgeführt werden müssen. Deren Ausführung kann jedoch zu auch größeren Unterschieden hinsichtlich des Erhaltungszustands, d. h. des „Neuheitsgrades“ der einzelnen Bauwerksteile führen.

Instandsetzungsmaßnahmen verfolgen das Ziel, den Abnutzungsvorrat möglichst wieder auf 100 % (im Idealfall sogar darüber hinaus) zu bringen. Dies ist jedoch in der Praxis in aller Regel nur durch den Neubau eines Teiltragwerks oder gegebenenfalls auch der Gesamtanlage möglich. Nun wird jedoch z. B. eine Schleuse nicht neu gebaut werden, nur weil einer der Verschlusskörper bereits seine Grenzlebensdauer erreicht hat und damit dessen Abnutzungsvorrat bis zur Grenze der Trag- und Betriebssicherheit aufgebraucht ist. Die Abhängigkeit des Abnutzungsvorrats vom in der Nutzungszeit betriebenen Instandsetzungsumfang lässt sich schematisch in der Form gemäß Bild 3 darstellen.

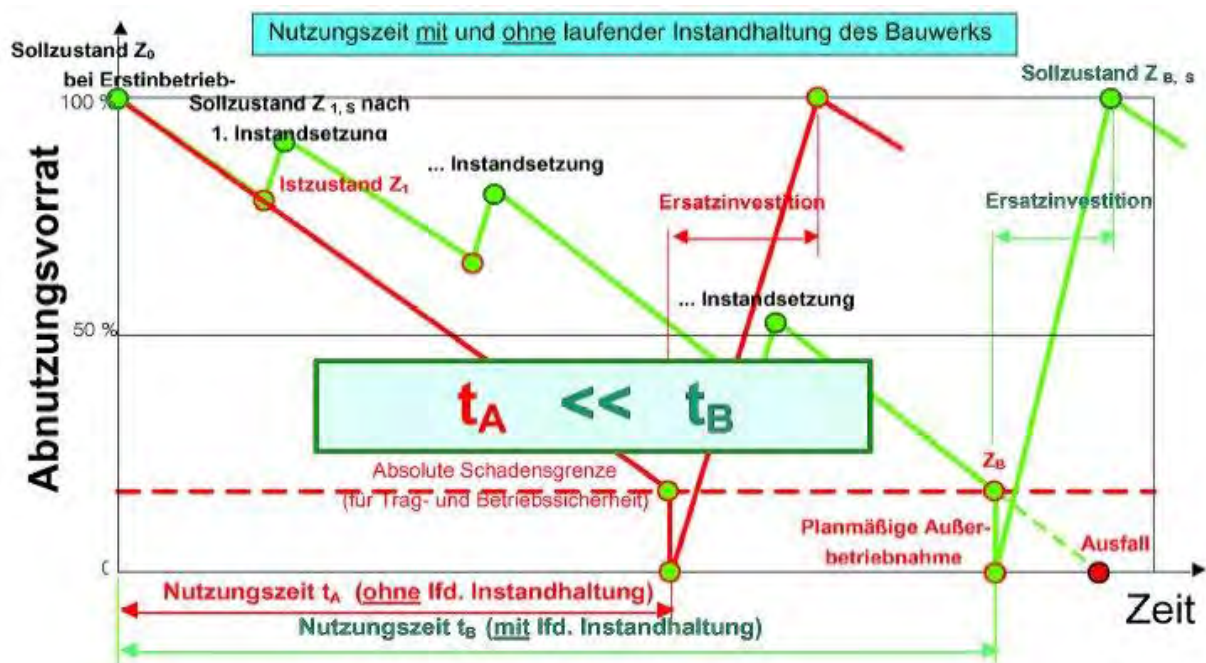


Bild 3: Schematischer Zusammenhang zwischen Abnutzungsvorrat, Instandsetzungshäufigkeit -umfang und der Nutzungszeit (in Anlehnung an DIN 31051) [Lit 62]

Anhand der Grafik wird ebenfalls erkennbar, dass durch lfd. Instandhaltung eines Bauwerks dessen Gesamtnutzungszeit logischerweise deutlich verlängert werden kann (vgl. auch Beispiele Bild 4). Dennoch ist für alte Bauwerke kennzeichnend, dass zu einem bestimmten Zeitpunkt, trotz laufender Instandsetzungen, eine absolute Schadensgrenze erreicht wird, an der die Reserven von Trag- und Betriebssicherheit aufgebraucht sind. Um den unkontrollierten Ausfall zu vermeiden, muss das Bauwerk dann planmäßig außer Betrieb genommen werden. Die möglichst realistische Ermittlung des noch vorhandenen Abnutzungsvorrates durch differenzierte Untersuchungen und Bewertungen bildet deshalb die maßgebliche Grundlage für die Einschätzung der für das Gesamtbauwerk bzw. für einzelne Anlagenteile zu prognostizierenden Restlebensdauer.

Nach einer Angabe im Bundesbaublatt (6/1968) betragen die Instandhaltungskosten in Deutschland jährlich etwa 0,7 bis 1,0 % der Herstellungssumme. Ohne diese laufenden Unterhaltskosten werden nach einigen Jahren Schäden auftreten [Lit 84].



Bild 4: Beispiel für den Zustand von Schleusentoren zum Zeitpunkt t_A nach Bild 3 links ohne Instandhaltung bzw. rechts mit Instandhaltung [Lit 62]

2.5.2 Wahrscheinliches Auftreten von Bauschäden - Baualter

Die Wahrscheinlichkeit, dass Bauschäden auftreten, beginnt schon mit der Fertigstellung des Gebäudes, wenngleich sie in den ersten 5 Jahren noch gering ist.

Anfangsschäden

Die in Bild 5 gezeigten Anfangsschäden umfassen all die Schäden, die aus einmalig nach der Herstellung der Bauteile ablaufenden physikalischen und chemischen Vorgängen herrühren - also z. B. Schwind- und Setzungen. Die Anfangsschäden umfassen weiter all die Schäden, die dann entstehen, wenn das Gebäude zum ersten Mal allen üblichen Beanspruchungen gegebenfalls in ungünstigster Kombination ausgesetzt wurde und die Schadensreaktion Mängel bei der Planung und/oder Ausführung des Gebäudes sichtbar werden lässt.

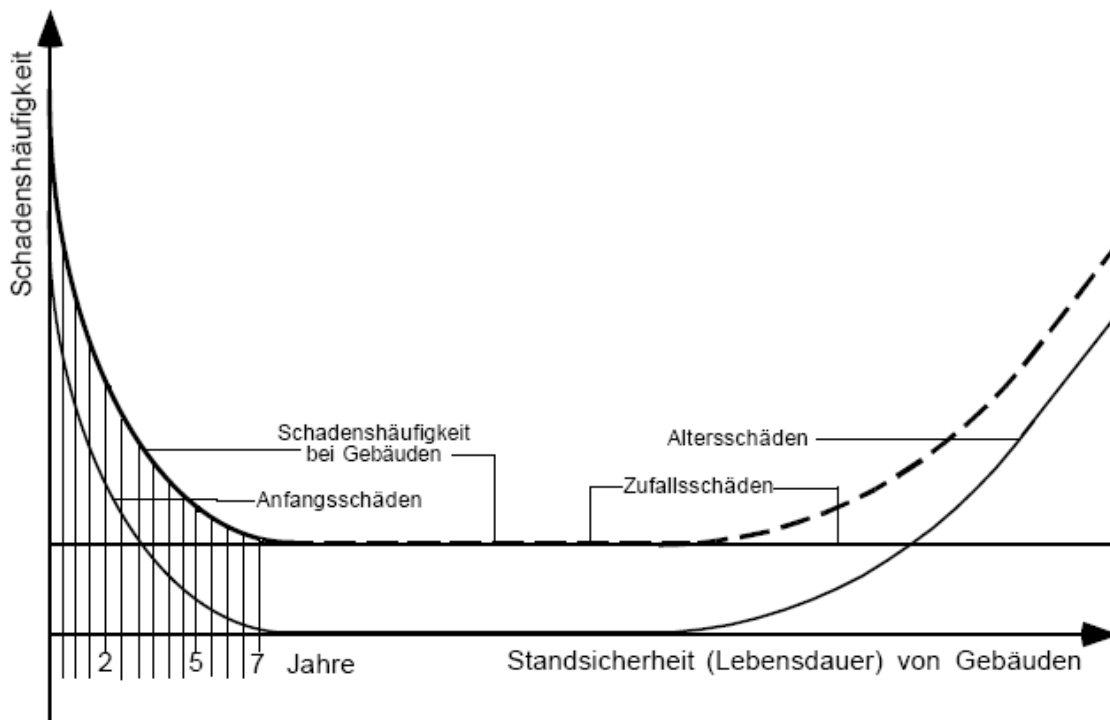


Bild 5: Verteilung der Schadenshäufigkeit über die Lebensdauer von Gebäuden [Lit 38]

Vor allem die Anfangsschäden rühren aus Fehlern der Planung und Ausführung her – es sind die Schäden, die durch die Gewährleistungszeit erfasst werden müssen. Die Anfangsschäden sind aber auch die Schäden, die zu betrachten sich besonders lohnt, da durch ihre Kenntnis weitere und erneute Schäden vermeidbar werden [Lit 38].

Die allgemeine Darstellung in Bild 5 wird durch Untersuchungen für die verschiedensten Bauteile grundsätzlich bestätigt [Lit 9]. Danach lässt die zeitliche Verteilung von Neubauschäden erkennen, dass ca. 80 % aller Schadensfälle während der ersten 5 Jahre der Standzeit auftreten, wobei fast $\frac{2}{3}$ aller Schadensfälle (65 %) in den ersten beiden Jahren nach Baufertigstellung beobachtet werden. Diese globale Schadensverteilung kann in Bezug auf einzelne Bauteile und Gewerke deutlich abweichen. So tritt z. B. bei Flachdächern oder Betonarbeiten ein sehr großer Anteil der Schäden auch noch nach 8 - 12 Jahren Standzeit auf, während andererseits, z. B. bei Zementestrichen oder geneigten Dächern, mehr als 90 % der Schäden in den ersten beiden Jahren der Standzeit beobachtet werden (siehe Bild 6). Die Untersuchungen zeigen, dass Mängel in der Mehrzahl während der fünfjährigen Gewährleistungsfrist gemäß BGB bzw. der zweijährigen Regelfrist nach § 13 Nr. 4 VOB/B erkennbar werden. Es gibt jedoch auch Gewerke, bei denen verlängerte Gewährleistungsfristen zu empfehlen sind, weil eventuelle Mängel häufig erst nach fünf bzw. zwei Jahren erkannt werden, erhebliche Folgeschäden auftreten und der Aufwand für die Mängelbehebung beträchtlich ist. Diese Fälle sind in § 13 Nr. 2 VOB/A bereits ausdrücklich angesprochen, danach können längere Gewährleistungsfristen vereinbart werden, wenn dies von der Sache her gerechtfertigt ist.

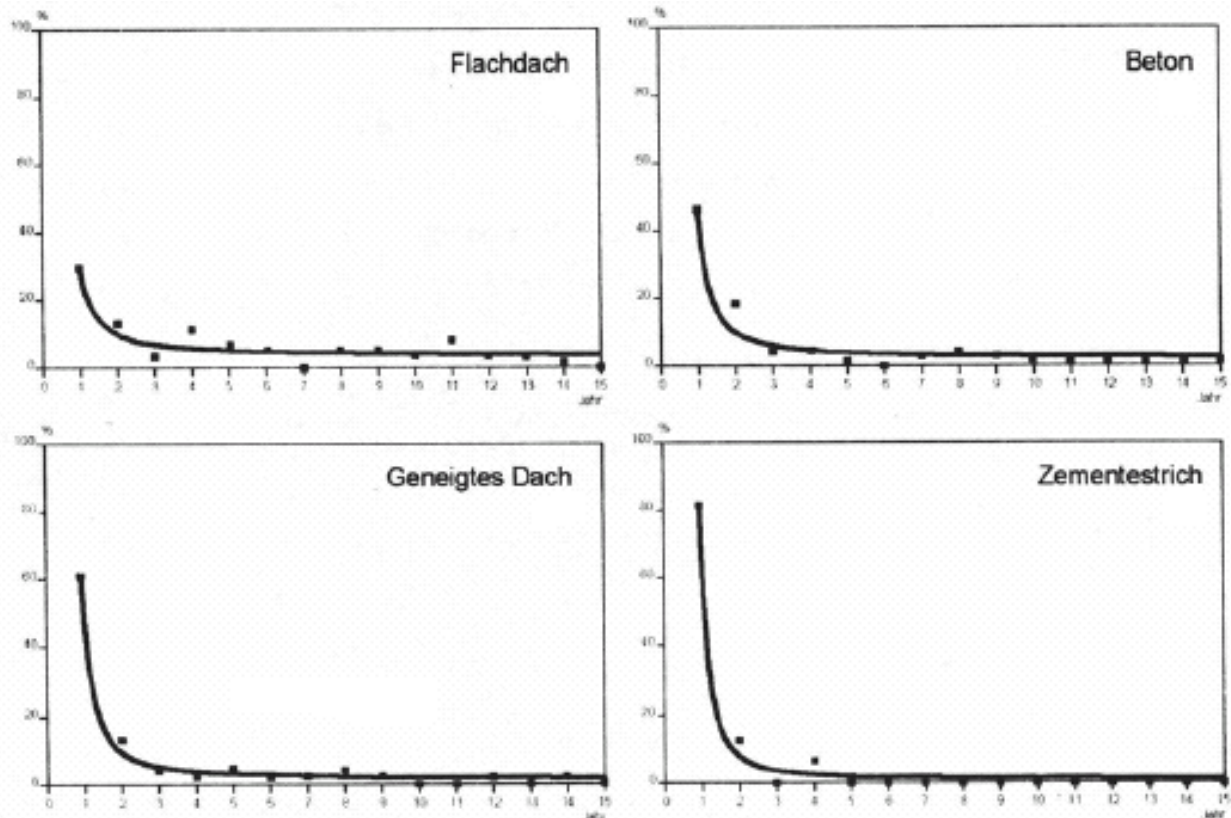


Bild 6: Zeitliche Verteilung der Schäden typischer Schadensschwerpunkte in den ersten Jahren der Standzeit. Oben: Bauteile mit lang gestreckter Schadensverteilung; unten: Bauteile mit deutlichem Schadensschwerpunkt in den ersten Jahren

Alterungsschäden

Alterungsschäden in Bild 5 entstehen durch die natürliche Alterung der Bauteile, Baustoffe und Abnutzung. Wann und in welchem Umfang Altersschäden an einem Bauwerk auftreten, hängt entscheidend von der Gesamtqualität des Gebäudes und der Gebäudeunterhaltung ab. Bei einem mit großem Aufwand aus bestem Material und sorgfältiger Handwerksarbeit mit aufwendigen Detaillösungen hohen Sicherheitsgrades ausgeführten und sachgerecht unterhaltenen Gebäude werden Altersschäden erst später auftreten als bei einem nach den Minimalanforderungen billigst hochgezogenen, sparsamst unterhaltenen Haus.

Der Einsetzzeitpunkt der Altersschäden wird also in zweifacher Weise durch den Bauherren bestimmt: durch seine finanziellen Möglichkeiten im Hinblick auf die Ausführungsqualität und durch seine Sorgfalt bei der Bauunterhaltung (vgl. Bild 3).

Zufallsschäden

Anfangs- und Alterungsschäden werden, wie dies in Bild 5 schematisch dargestellt ist, über die Standzeit des Gebäudes gleichmäßig von den verteilten Zufallsschäden überlagert. Sie umfassen Schäden, die grundsätzlich aus zufällig auftretenden Ursachen herrühren - z. B. höher Gewalt, Naturkatastrophen, Beschädigung durch Dritte. Die Übergänge zwischen den drei Schadensgruppen sind fließend und die Zuordnung kann durchaus strittig sein. So ist häufig nicht einfach zu entscheiden, ob „höhere Gewalt“, „normale Alterung“ oder „fehlerhafte Ausführung“ die Schadensursache ist.

2.5.3 Gebäudegröße - Bauschäden

Zwischen der Gebäudegröße und den Bauschäden zeigt sich ein enger logarithmischer Zusammenhang. Große, wenig gegliederte Baukörper sind günstiger und erfordern zumeist

weniger Aufwand für das Instandhalten. Verfeinerte Berechnungen und gesteigerte Baustoffausnutzung führen immer mehr zu hoch ausgenutzten und feingliedrigen Konstruktionen. Diese sind gegenüber äußeren Einflüssen empfindlicher als traditionelle Bauformen.

2.5.4 Instandhaltung - Instandsetzung

Jedes Bauwerk unterliegt äußeren Einflüssen in unterschiedlichem Maße. Bei der Instandhaltung sind meist nicht das ganze Bauwerk, sondern nur einzelne Bauteile Gegenstand der Erhaltung. Es kommt also darauf an, die schwachen Stellen bzw. die besonderen Angriffspunkte an einer Konstruktion zu erkennen, auf die die Instandhaltungsmaßnahmen zu konzentrieren sind. Dazu lassen sich drei Gruppen bilden:

- Annähernd regelmäßig wiederkehrende Arbeiten, die ohne vorherige Besichtigung angeordnet werden,
- Arbeiten, die aufgrund regelmäßig durchzuführender Kontrollen erkannt und durchgeführt werden,
- Arbeiten, die aufgrund von Havariefällen durchgeführt werden müssen.

Gebäude können einige Hundert Jahre alt werden, wenn sie dauerhaft gebaut, ständig gepflegt und nicht von Menschen mutwillig zerstört werden. Dies stellt jedoch nicht den Regelfall dar. Die Masse der Wohngebäude, in denen wir heute leben, ist jünger als 100 Jahre. Nur etwa ein Drittel ist älter als 50 Jahre.

Die verlängerte Lebensdauer durch Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen muss bezahlt werden. Nach einer Schweizer Erhebung an Wohngebäuden [Lit 65] beträgt der Instandhaltungsaufwand ca. 0,8 % bis 1,1 % des Gebäudeversicherungswertes. Für den Instandsetzungsaufwand sind jährlich ca. 1,6 % bis 2,6 % des Gebäudeversicherungswertes anzusetzen. Ohne Rücksicht auf die Teuerung muss innerhalb einer Nutzungszeit von 100 Jahren für einen gut unterhaltenen Wohnungsbau zusätzlich zu den Erstellungskosten etwa der dreifache Betrag aufgewendet werden.

- Instandhaltung ca. 100 % Erstellungskosten
- Instandsetzung ca. 200 % Erstellungskosten

Wertvermehrende Maßnahmen für zusätzliche Wärmedämmung, Komfortsteigerung im Ausbau etc. sind zusätzlich zu finanzieren.

2.6 Schadensarten nach dem Erscheinungsbild

Es ist in der Regel das Erscheinungsbild, das auf einen möglichen Schaden aufmerksam macht. Das Erkennen potenzieller Schadensbilder kann und muss man trainieren. Die verschiedenen Erscheinungsbilder werden zu Schadensartengruppen zusammengefasst.

2.6.1 Oberflächenveränderung

Es zeigen sich ablösende Beschichtungen, Fäulnis, Schimmel- und Fleckenbildung oder Durchfeuchtungen und Ausblühungen (Bild 7). Es liegen Oberflächenveränderungen vor. Eine Oberflächenveränderung führt nicht primär zu Strukturzerfall, Verrottung, Fäulnis, Quell- und Schwindbewegungen der Baustoffe, sondern sekundär zu erhöhten Energieverlusten infolge erhöhter Wärmeleitfähigkeit, zu einem ungesunden Innenklima sowie zur Verringerung der Festigkeit von Baustoffen. Hier ist nicht nur das Erscheinungsbild zur Schadensbestimmung heranzuziehen, der Schaden ist auch riechbar. Er ist an einem dumpfen Modergeruch wahrzunehmen. Ursache ist die Durchfeuchtung von Bauteilen. Sie kann unvermeidbar sein als Folge von Anmachwasser oder der Eigenfeuchtigkeit von Baustoffen. Meist ist sie aber vermeidbar und hat ihre Ursache in bauphysikalischen oder

dichtungstechnischen Mängeln.



Bild 7: Auswirkung eines Wasserrohrschadens für die durchnässten Innenwände [Lit 79]

2.6.2 Abnutzung

Ein unebener Fußboden oder ausgetretene Stufen im Inneren oder ausgebleichene Farben an Außenwänden bzw. ausgewittertes Holz im Freien weisen auf eine Abnutzung hin. Unter dieser Schadensart wird im weitesten Sinne ein Oberflächenabtrag verstanden. Hier muss allerdings unterschieden werden zwischen

- der natürliche (witterungsbedingte) Abnutzung, wie
 - Einwirkungen von Wind, Regen und Sand in Form einer Abtragung (Bild 8),
 - Sprengwirkungen bei Eisbildung,
 - Verwitterung von Baustoffen,
 - temperaturbedingte Wechselbeanspruchung,
 - Versprödungen durch UV-Strahlung oder
 - Alterung



Bild 8: Witterungsbedingte Abnutzung der Decksteine an den Pyramiden von Gizeh und der

- funktionsbedingte (nutzungsbedingte) Abnutzung, wie
 - Abrieb von Fußböden und Stufen
 - Verschleiß durch Bauteilbewegungen oder
 - Bauteilschäden durch mechanische Beschädigungen.

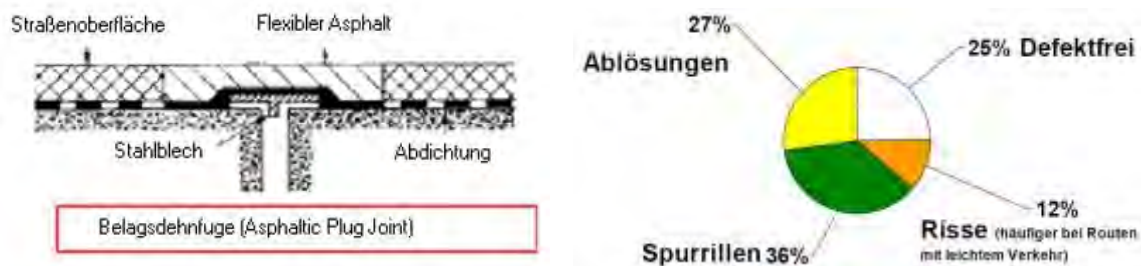


Bild 9: Ausbildung von Belagsdehnfugen in GB (links); Verteilung der Schäden (rechts)

2.6.3 Korrosion

Angerostete Trägerflansche, abfallende Steinschalen aus dem Natursteinsockel, loser Zementstein auf einer Stahlbetonwand weisen auf eine Korrosion hin. Die Schäden durch Korrosion betragen weltweit etwa einer halben bis einer Milliarde € jährlich. Andere Schätzungen gehen allein in den Industrieländern von korrosionsbedingten Schäden an Metallen in Höhe von drei bis vier Prozent des Bruttosozialproduktes (50 Mrd. €/a) aus [Lit 24]. Es ist eine von der Oberfläche ausgehende Zerstörung von Werkstoffen durch chemische oder elektrochemische Reaktion mit den umgebenden Medien. Sie greift nahezu alle Baumaterialien an, also nicht nur Stahl, sondern z. B. auch Naturstein, Beton usw. Man spricht daher von Stahl-, Beton-, Zementstein- oder Gesteinskorrosion. Bei einer Luftfeuchtigkeit um 80 % vollzieht sich Korrosion in einer für Bauteile kritischen Geschwindigkeit.



Bild 10: Korrodiertes Mauerwerksanker [Lit 61]

2.6.4 Verformung

Eine durchgebogene Decke, eine ausgeknickte Stütze aber auch der sich aufwölbende Straßenasphalt an einer Haltestelle eines Busses weisen auf eine Verformung hin. Unplanmäßige Verformungen können in ihrer Erscheinung und Wirkung von der Störung des ästhetischen Empfindens bis zum Gefahrenzustand für ein Bauteil oder ein Bauwerk gehen.

Verformungen werden nur dann als Bauschäden angesehen, wenn die Funktionstüchtigkeit bzw. Standsicherheit gemindert oder nicht mehr gewährleistet ist. Beispiele für Verformungen sind:

- Durchbiegungen von Decken, Balken und Trägern,
- Ausknickung von Stützen und Fachwerkstäben,
- Volumenänderung von Baustoffen, z. B. durch Feuchtigkeit,
- Drehung von Querschnitten in vertikaler Ebene,
- Verdrehung z. B. bei schief gestellten Stützen, Wänden und Bindern,
- Verschiebung, z. B. horizontale Auflagerverschiebung bei extremen Temperaturen,
- Dehnung eines Bauteiles, z. B. infolge Temperaturerhöhung.



Bild 11: Eingestürztes Turnhallendach infolge einer Verdrehung am Auflager [Lit 101]

2.6.5 Risse

Ein deutlich sichtbarer unregelmäßiger Spalt in der Fassade eines Hauses, der Sprung in einer Scheibe aber auch kleine Öffnungen an der Unterseite von Stahlbetonbalken werden als Risse bezeichnet. Hinsichtlich der Häufigkeit der vorkommenden Schäden an Bauwerken haben Risse einen großen Anteil (Bild 12). Oft werden Risse als störend empfunden, weil sie bereits für den Beginn eines bauwerksgefährdenden Schaden gehalten werden. Mindert ein Riss allerdings den Gebrauchswert eines Bauwerkes in erheblichem Maße, auch in ästhetischer Hinsicht, dann liegt ein Bauschaden vor. Ein Riss im Bauteil entsteht durch die Wirkung innerer und äußerer Kräfte, wenn die Festigkeit oder Verformbarkeit überschritten wird und der Zusammenhang des Baustoffes örtlich verloren geht. Man unterscheidet Risse nach Spannungszuständen und nach anderen Ursachen. Nach den auslösenden Spannungszuständen spricht man von Zug-, Biegezug-, Schub- und Scherrissen. Andere Ursachen ergeben Schwind-, Dehnungs-, Schrumpf-, Setzungs- und Frostrisse. Bild 13 zeigt die Verteilung unterschiedlicher an Schleusen vorgefundener Risse.

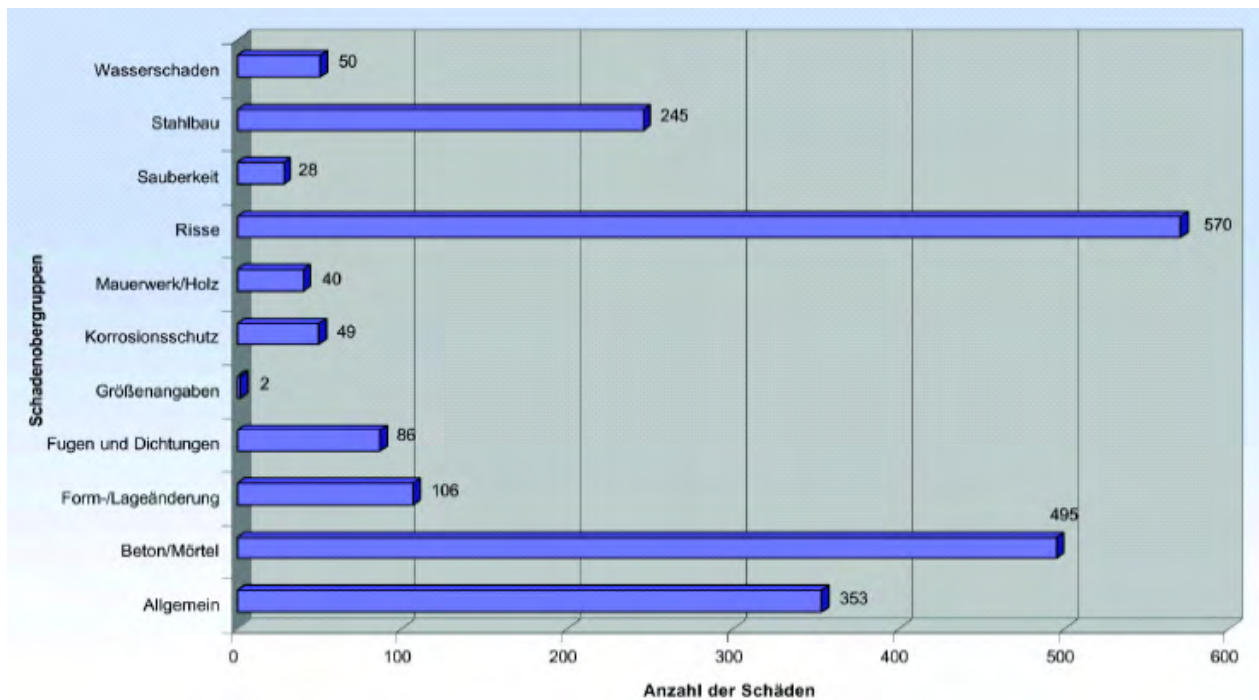


Bild 12: Verteilung der Schäden nach Schadenobergruppen [Lit 54]

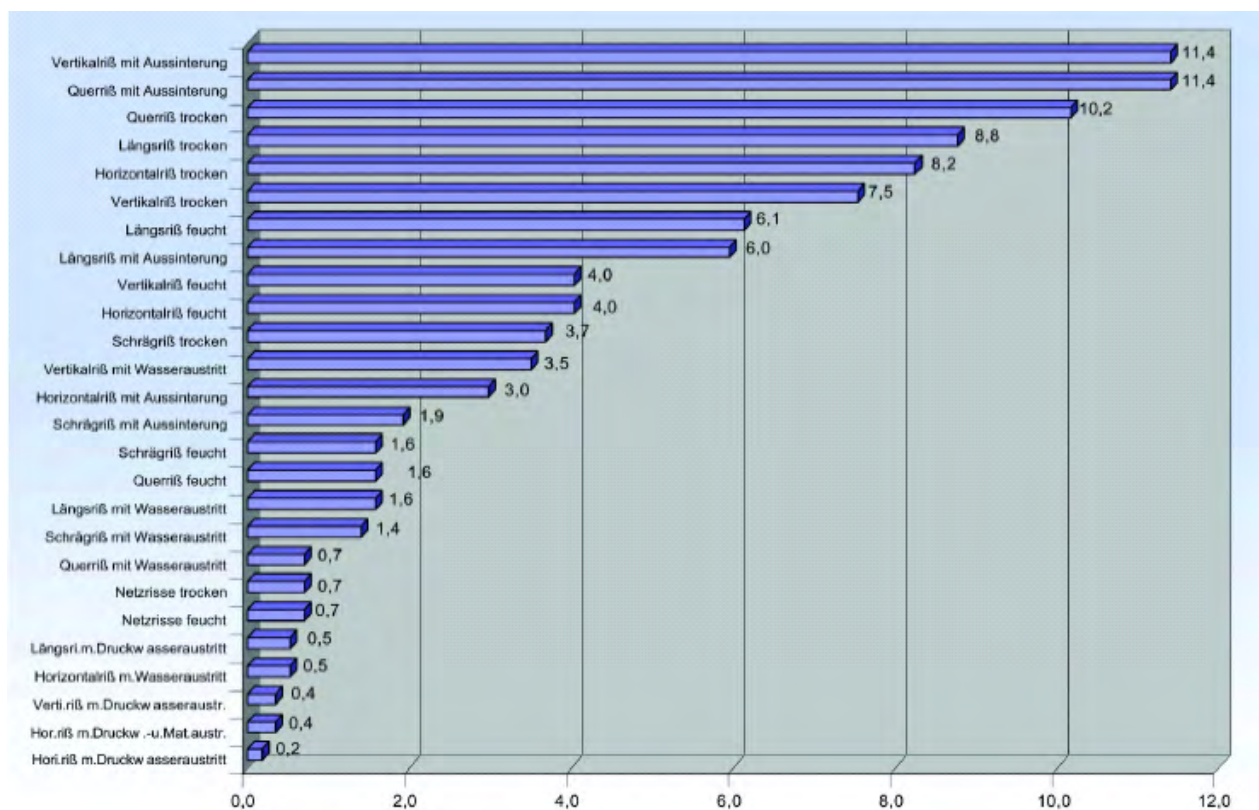


Bild 13: Prozentuale Verteilung von Schäden innerhalb der Schadenobergruppe „Risse“ [Lit 54]

2.6.6 Bauteilschwächung

Löcher in Wänden, fehlende Konstruktionshölzer im Dachstuhl eines Hauses, Abplatzungen an Stahlbetonstützen usw. bezeichnet man als Bauteilschwächung. In diese Gruppe sind ursachengemäß sehr verschiedene, aber in ihrer Wirkung der Schwächung und

Tragkraftverringering eines Bauteiles ähnliche Schäden einzuordnen. Eine Querschnittsminderung (Bild 14) kann bereits beim Bauen, oder durch nachträgliche, meist nutzungsbedingte Veränderungen entstehen. Sie kann aber auch durch Umweltbedingungen auftreten, z. B. durch aggressive Medien, Insektenfraß oder Brandeinwirkung, bzw. durch Versprödung von oberflächennahen Schichten. Wichtig ist dabei, dass Risse, Brüche oder Verdrehungen oftmals ihren Ausgangspunkt an Orten von Bauteilschwächung haben. Dies ist am auffälligsten bei Zugstäben im Stahl- und Holzbau zu beobachten. Gefügelockerungen und Abplatzungen sind materialspezifische Bauteilschwächungen bei Mauerwerk und Beton.



Bild 14: Querschnittschwächung durch das Abplatzen der Betondeckung eines mehrstegigen Plattenbalkens oberhalb eines Lagers am Oste-Sperrwerk [Lit 102]

2.6.7 Bauteilversagen

Die spektakulärsten Fälle von Bauteilversagen sind zusammenstürzende Brücken. Natürlich können auch einzelne Bauteile von Bauwerken versagen, z. B. eine Decke oder ein Dachbinder. Ein gänzlich Versagen einer Baukonstruktion, der Bruch eines Trageiles oder gar ein Einsturz sind Schadensfälle, die zwar spektakulär sind, aber zahlenmäßig nur einen kleinen Teil aller Bauschäden ausmachen. Der Schaden dabei ist jedoch besonders groß. Unangenehme Wirkung kann aber schon das Versagen einer Abwasserleitung haben, nämlich die Durchfeuchtung ganzer Kellerteile.



Bild 15: Koror - Babeldaob Brücke in Mikronesien, links nach der Eröffnung 1977 und rechts kurz nach dem Einsturz 1996 [Lit 71]

2.7 Entstehungsbereiche von Bauschäden [Lit 100]

Bei einem auftretenden Bauschaden erfolgt in den meisten Fällen die Suche nach dem Verursacher. Eine Auswertung schwerwiegender Schäden durch die Bauaufsichtsbehörden ergaben Ursachenbereiche mit nachfolgender Aufschlüsselung:

- Planung 15 %
- Ausführung 45 %
- Nutzung 40 %.

Je nach Ermittlungsbereich oder Zielstellung ist der Streubereich groß. So ist z. B. bei Industriebetrieben der Entstehungsbereich Nutzung wesentlich höher anzusetzen. Er kann sogar 80 % erreichen.

2.7.1 Mängel in der Planung

Ausgehend von den in den Prüfbescheiden erteilten Auflagen zeigt sich, dass durchschnittlich

- etwa 45 % der Projekte ohne Auflage zurückgegeben wurden,
- etwa 38 % der Projekte mit geringfügigen Auflagen durchkamen,
- etwa 13 % der Projekte größere Mängel hatten, die eine Überarbeitung von Teilunterlagen und Nachweisen erforderten und
- etwa 4 % der Projekte so große Mängel aufwiesen, dass eine mehrmalige Rückgabe zur Überarbeitung erfolgte.

Die häufigsten Planungsfehler waren dabei:

- falsche Baustoffauswahl,
- fehlerhafte Bemessungen sowohl in statischer aber auch bauphysikalischer Hinsicht,
- fehlerhafte Konstruktionen,
- ungenügende Beachtung der Umweltbedingungen, Lage, Verkehr, Klima, Windanfall usw.
- fehlende Baugrunduntersuchung und
- mangelnde Aufsichtspflicht.

2.7.2 Mängel in der Ausführung

Die Schadensquote bei Fällen mit Bauteilversagen während der Bauzustände liegt ungleich höher als im Gebrauchszustand. Die Ursachen der meisten Fehler liegen vor allem im Nichterkennen, Aufnehmen und Werten von Informationen oder Sachverhalten sowie in mangelnder Kontrolle. Häufige Ausführungsfehler sind:

- schlechte Baustoffqualität, ungeeignete Baustoffe,
- unsachgemäße Verarbeitung,
- nicht projektgemäße Ausführung und
- mangelnde Aufsichtspflicht.

2.7.3 Mängel bei der Nutzung

Oft werden Bauwerke im Laufe der Standzeit nach Umbauten oder Einbauten zu anderen Zwecken genutzt. Dadurch können erhöhte mechanische Beanspruchungen, veränderte thermische oder chemische Beanspruchungen oder veränderte bauphysikalische Beanspruchungen auftreten. Bei erhöhter mechanischer Beanspruchung, z. B. Belastung, werden im Allgemeinen die notwendigen Konsequenzen gezogen, bei erhöhten chemischen, thermischen oder bauphysikalischen Beanspruchungen jedoch häufig nicht. Die meisten Nutzungs- und Verschleißschäden resultieren aus ungenügender Instandhaltung und Instandsetzung. Häufige Nutzerfehler:

- Nichtbeachten des natürlichen Verschleißes,
- eine anormale Nutzung,
- Vernachlässigung der Instandhaltung,
- nachträgliche Einbauten,
- Umbauten mit Veränderungen des statischen Systems.

Diese Aufzählung ist allerdings nicht vollständig. Es kann auch ganz andere Ursachen geben. Großbauten wie Talsperren, Braunkohlegruben, aber auch Bergwerke, verändern die Umwelt teilweise so, dass sich schwerwiegende Bauschäden an der Umgebungsbebauung ergeben. Das kann vor allen Dingen mit der Veränderung des Grundwasserspiegels, aber auch mit Auslaugungen und Bodeneinbrüchen zusammenhängen.

2.7.4 Bauschadenstruktur im Hochbau in Deutschland

Die Verteilung der Schadenshäufigkeit hängt logischerweise von der Art des Bauwerks ab. So unterscheidet sich die Verteilung der an Schleusen auftretenden Schäden (vgl. Bild 12) grundsätzlich von denen an Wohngebäuden. Der Vergleich von Bild 16 und Bild 17 belegt anhand von traditionell errichteten Mehrfamilienhäusern und Mehrfamilienhäusern in Fertigteilbauweise, wie sich die Schadensschwerpunkte bei Wohngebäuden verschieben können.

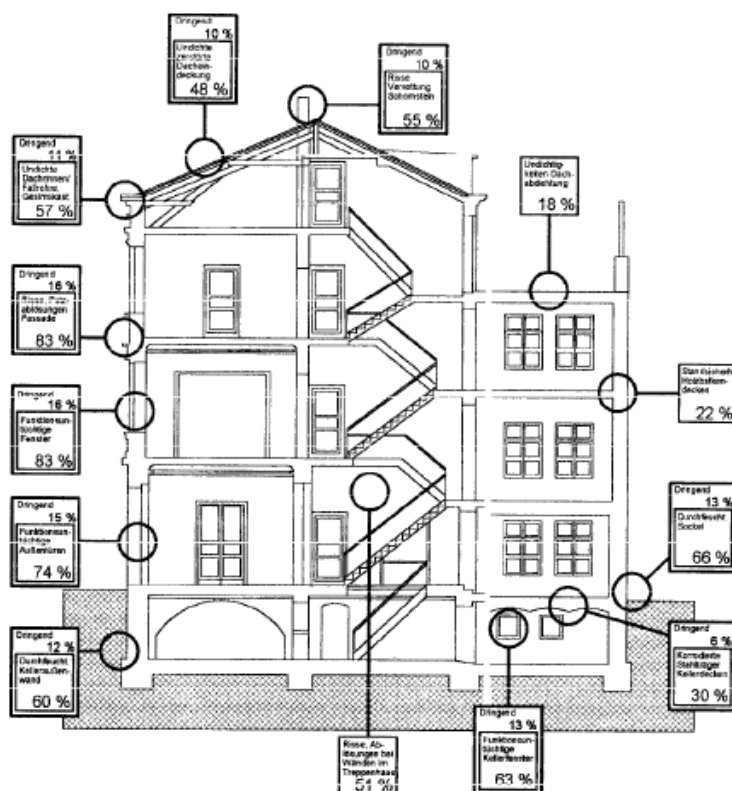


Bild 16: Schadensschwerpunkte am nicht industriell errichteten Mehrfamilienhausbau (bis 1960) der neuen Bundesländer (Häufigkeit schadhafter Bauteile) [Lit 9]

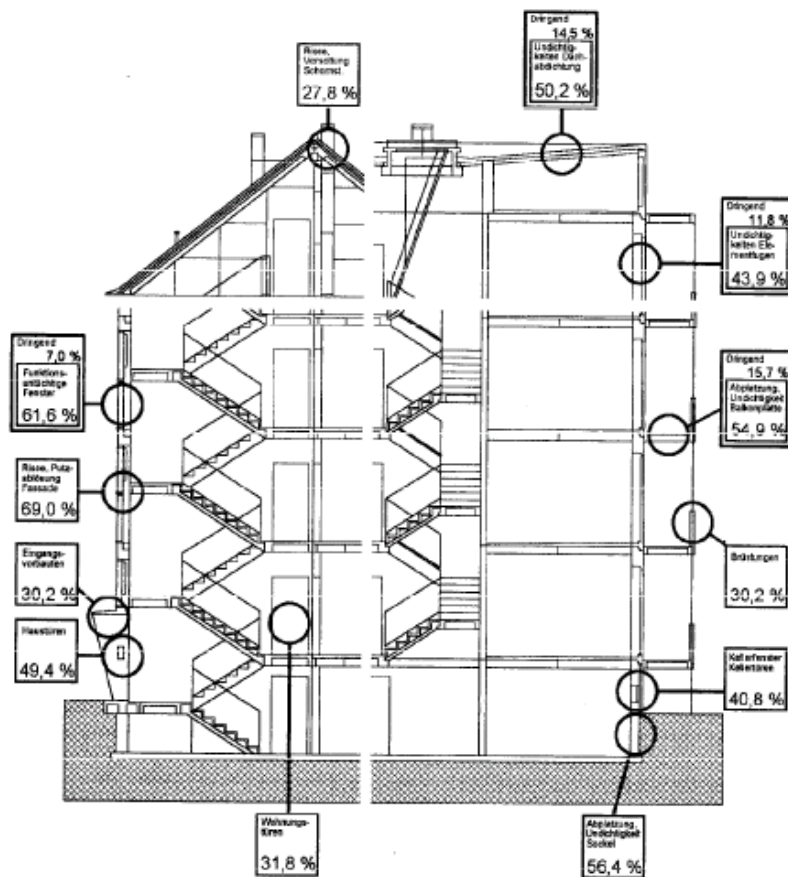


Bild 17: Schadensschwerpunkte an den Wohnungen in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern (Häufigkeit schadhafter Bauteile) [Lit 9]

Alle bisher vorliegenden Einzeluntersuchungen zeigen, dass ein großer Anteil von vermeidbaren Schäden auch bei Bauleistungen im Bestand (Instandsetzungs- und Modernisierungsarbeiten) auftreten. Circa 37 % aller Schäden bei Instandsetzungs- und Modernisierungsarbeiten wurden bei Außenwänden, ca. 33 % bei Dächern und Balkonen und ca. 16 % bei Bauteilen im Erdreich beobachtet. Wie aus Bild 18 ersichtlich ist, weicht die Schadensverteilung bei Arbeiten im Bestand nicht wesentlich von der Schadensverteilung bei Neubauten ab. Der höhere Prozentsatz von Schäden an Außenwänden bei Sanierungen ist im Wesentlichen auf Schimmelpilzbefall nach dem Fensteraustausch zurückzuführen. Schäden an Dächern und Balkonen entstehen sowohl durch mangelhafte Flachdachsanierungen als auch durch nicht fachgerechten nachträglichen Ausbau von geneigten Dächern. Die deutlich höheren Schäden an Fußböden im Neubaubereich sind in der Regel Schäden des schwimmenden Estrichs, der im Altbau in wesentlich geringerem Umfang verwendet wird [Lit 9].

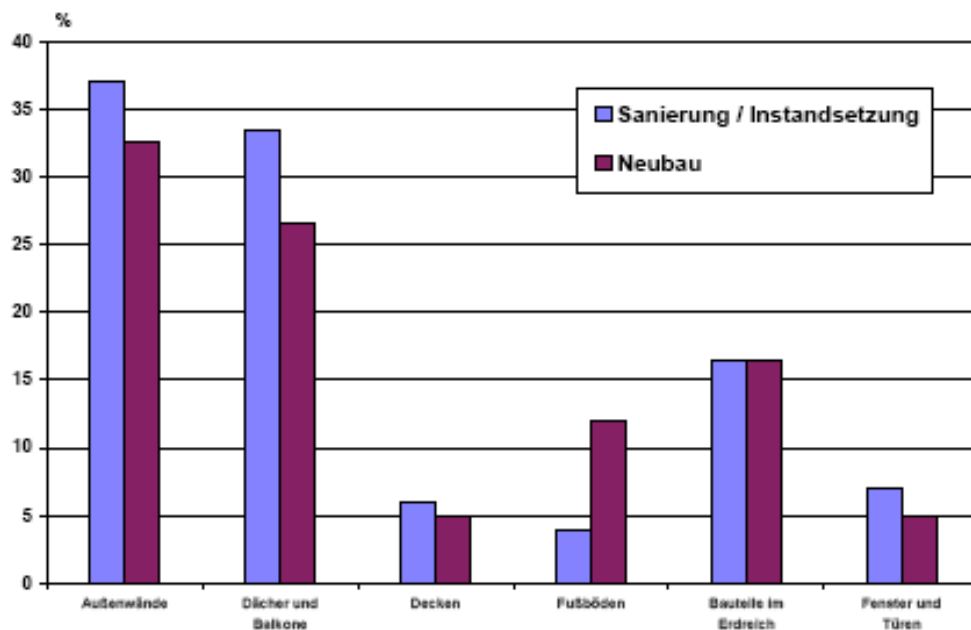


Bild 18: Prozentualer Anteil der Bauteilgruppen an der Gesamtheit aller Schäden bei Arbeiten im Bestand bzw. bei Neubauarbeiten [Lit 9]

2.8 Lebensdauer der Gebäude und der Einzelbauteile

2.8.1 Lebensdauer von Gebäuden

Die rechnerische Lebensdauer eines Wohngebäudes wird in den Richtlinien zur Finanzierung und Abschreibung auf 80 bis 100 Jahre angesetzt. Damit haben etwa zwei Drittel unseres Wohnungsbestandes noch eine rechnerische Lebensdauer von 40 bis 60 Jahren. In der Praxis sieht dies jedoch etwas anders aus, denn eine Reihe von Konstruktionsmerkmalen und Faktoren beeinflussen die Lebensdauer entscheidend. Da ist zuerst auf die Qualität der Einzelbauteile hinzuweisen. Die Abmagerung der Konstruktionen in Verbindung mit Mängeln der Herstellung führt oft zu vorzeitigem Schäden. Die Missachtung der Regeln der Bauphysik, die neben Schäden an der Konstruktion noch einen Verlust der Nutzungsfähigkeit bringen kann, ist ein weiterer Grund. Sehr oft führt die mangelhafte Pflege und Wartung der wichtigen Bauteile sowie die Unterlassung der Instandhaltung zu vorzeitigem Verschleiß. Natürlich haben auch die Nutzer ihren Anteil an der Alterung. Ein schonender und pfleglicher Umgang mit Wohnung und Gebäude ist dabei Voraussetzung. Einer oder mehrere dieser Faktoren können dazu beitragen, dass die Lebensdauer eines Hauses entscheidend verringert wird oder dass die Kosten einer Instandsetzung unangemessen steigen. Normalerweise verschleßen die Außenbauteile und die Bauteile des Innenausbau zuerst, wenn keine ständige Instandhaltung erfolgt. So wird im Verlauf einer Lebensdauer von 80 bis 100 Jahren immer wieder die Erneuerung einzelner Bauteile erforderlich. Schwerpunktmäßig treten solche Erfordernisse nach 30 bis 50 Jahren Nutzungsdauer auf, wobei ihr Umfang nach den vorgenannten Einflussfaktoren schwankt. Aus welchen Einzelteilen besteht nun ein Gebäude? Man fasst sie in Hauptbauteilgruppen zusammen, die folgendermaßen beschrieben werden:

- Bauteile im Erdreich, wie Fundamente, Bodenplatten, Gewölbe und Mauern im Freien,
- Tragkonstruktionen mit tragenden Wänden, Stützen, Unterzügen, Decken und Dachdecken, Dachstühlen und Treppenanlagen,
- Außenbauteile, Außenputz oder -Verkleidung, Dacheindeckung sowie Außentreppe und Terrassen,

- Bewegliche Bauteile, wie Fenster und Türen, Rollläden, Klappläden, Tore,
- Innenausbauteile, Innenputz, Innenverkleidungen, Innentüren, Estriche, Bodenbeläge, Fliesen und Platten, Tapeten,
- Einrichtungen der technischen Gebäudeausstattung, Elektro-, Gas-, Sanitär- und Heizungsinstallation einschließlich Einrichtungen der Küchen und Bäder, Aufzüge und Fahrtreppen sowie Müllsammelanlagen.

Zusätzlich sind noch die Außenanlagen um das Haus zu berücksichtigen. Das sind die Zu- und Ableitungen, Wege und Zufahrten, alle Einrichtungen für den ruhenden Verkehr, Zäune und Mauern, Spiel- und Freizeitanlagen. Die ersten beiden Bauteil-Hauptgruppen, Bauteile im Erdreich und Tragkonstruktionen, entsprechen dem Rohbau eines Hauses. Ihre Kosten am Neubau betragen etwa 40 bis 45 %.

2.8.2 Lebensdauer von Bauteilen in Gebäuden

Baualter 5 bis 15 Jahre

Das sind Bauteile, die der direkten Witterung ausgesetzt sind, wie die Außenanstriche an Fassaden, Fenstern und Außentüren, aber auch die Dacheindeckung bei Flachdächern. Im Inneren des Gebäudes sind es die Bauteile, die direkt genutzt werden, wie Fußbodenbeläge oder Elektro-Warmwasserbereiter aber auch Tapeten und Anstriche.

Baualter 15 bis 30 Jahre

Die Bauteile der Baualtersgruppe 5 bis 15 Jahre fallen häufig zum 2. Mal an. Ein Hauptpunkt ist hier die Heizung mit Kessel, Thermen und Radiatoren. Auch elektronische Regeleinrichtungen sind in diesem Zeitraum meist verschlissen. Außen sind es vor allem Blechteile aus Zinkblech wie Dachrinnen, Fallrohre und Dachanschlüsse, die erneuert werden müssen, aber auch Plattenbekleidungen und Abdichtungen von Außenbauteilen mit Fugenmassen. Innen werden die Kunststoffbodenbeläge und Teile der Sanitärausstattung neu benötigt.

Baualter 30 bis 50 Jahre

Die Bauteile der Baualtersgruppe 5 bis 15 Jahre fallen häufig zum 3. Mal an. Jetzt ergeben sich massive Ausbaurbeiten. Die größten Teile sind die Dacheindeckung mit Dachanschlüssen und Schornsteinköpfen sowie der Außenwandputz bzw. die -bekleidung. Sinnvoll ist dabei die gleichzeitige Erneuerung der Fenster und Außentüren. Auch innen sind Teile des Wand- und Deckenputzes häufig erneuerungsbedürftig. Auf jeden Fall muss aber das Be- und Entsorgungsnetz, d. h. die Elektroinstallation, die Sanitärleitungen und das Heizungsrohrnetz erneuert werden. Das zieht dann die Ausstattung von Küchen und Bädern nach sich. Auch Fliesen und Plattenbeläge sind teilweise so abgenutzt, dass sie erneuert werden müssen.

Nimmt man die aufgeführten Bauteile zusammen, die nach 50 Jahren zu erneuern sind, so ergeben sich etwa 60 % des Finanzbedarfes für einen Neubau. Damit würde allerdings auch die Nutzungsdauer aller Bauteile wieder entsprechend verlängert. Voraussetzung dafür ist, dass über den ganzen Zeitraum eine ständige Instandhaltung vorgenommen wurde. Erfolgt diese nicht, so können weitere Folgeschäden auftreten, die dann auch konstruktive Bauteile angreifen. Das schlimmste sind hier Schäden durch aufsteigende Feuchtigkeit, Sickerwasser und vor allem Kondenswasser.

2.9 Wirtschaftliche Bedeutung der Gebäudeinstandhaltung

Alle Zeichen deuten auf eine nachhaltige Strukturveränderung des gesamten Bauwesens hin. Mit überdurchschnittlichen jährlichen Zuwachsraten entwickelt sich die Bauwerkserneuerung

und Bauwerkserhaltung zum Schwerpunkt des Baugeschehens. Auslöser dafür sind Alterung bestehender Bauwerke, Nutzungsänderung und die sich wandelnden Ansprüche an den Standard. Bild 19 zeigt die Verschiebung der Gesamtinvestitionen von Neubau- auf Erneuerungs- und Erhaltungsinvestitionen. Man erkennt, dass bereits heute die Erneuerungsinvestitionen die Neubauinvestitionen übertreffen. Bei einem Gesamtwert der bestehenden Bausubstanz von ca. 25 Billionen € ergeben sich bei als optimistisch angenommenen Lebensdauern von ca. 100 Jahren jährliche Reinvestitionskosten von 250 Milliarden €. Die hier anfallenden Kosten sind von den Bauherren in sehr vielen Fällen nicht aufbringbar. So ist die öffentliche Hand bereits seit einigen Jahren nicht mehr in der Lage, die notwendigen Erhaltungsmaßnahmen im Bereich der Verkehrsanlagen und der Kanalisation [Lit 49] durchzuführen, wie der Mittelrückgang für diesen Bereich ausweist.

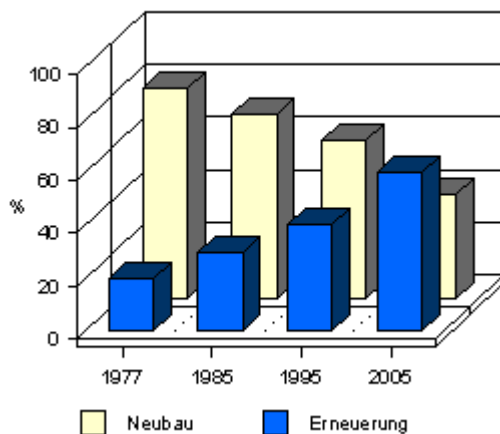


Bild 19: Umlagerung der Bauinvestitionen [Lit 44]

In den vorangegangenen Kapiteln lag ein Hauptaugenmerk auf dem Bereich des Hochbaus. Dieser Schwerpunkt beruht auf der wirtschaftlichen Bedeutung dieses Bereiches. Ein weiterer Grund sind die vielen in der Praxis bei Hochbau auftretenden Fehler, die so oder in ähnlicher Form auch bei anderen Bauten anzutreffen sind.

2.9.1 Daten zum Gebäudebestand

Eine detaillierte Analyse des Wohnungsbestands in Deutschland enthält der dritte Bauschadensbericht [Lit 9]. Danach betrug das Brutto-Bau-Anlagevermögen in Wiederbeschaffungspreisen 1992 in den alten Bundesländern 9,34 Billionen DM. (Neuere Daten für die alten Bundesländer lagen Anfang 1995 nicht vor. Angaben für die neuen Bundesländer fehlen ganz.) Davon entfallen 56,6 % (5,29 Billionen DM) auf den Wohnungsbereich; 32,3 % (3,02 Billionen DM) auf Unternehmen (ohne Wohnungswirtschaft) und 10,9 % (1,02 Billionen DM) auf den staatlichen Bereich.

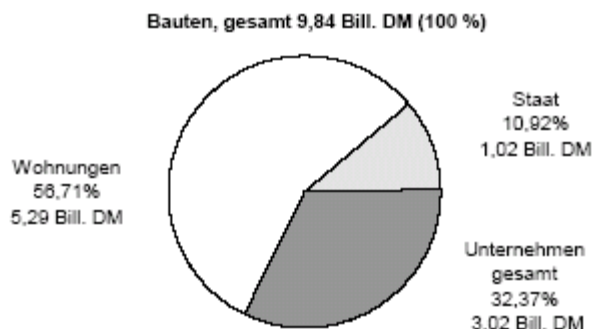


Bild 20: Brutto-Bau-Anlagevermögen 1992 der alten Bundesländer in Wiederbeschaffungspreisen [Lit 9]

Die rund 34 Mio. Wohnungen der Bundesrepublik Deutschland befinden sich zu 54,4 % in Mehrfamilienhäusern und zu 45,6 % in Ein- und Zweifamilienhäusern. In den alten Bundesländern weicht dabei die Anzahl der Wohnungen in Ein- und Zweifamilienhäusern nicht wesentlich von der Anzahl Wohnungen in Mehrfamilienhäusern ab (13,2 Mio. zu 13,8 Mio.), während in den neuen Bundesländern mehr als zwei Drittel aller Wohnungen aufgrund der seit 1958 bevorzugten Fertigteilbauweisen sich in Mehrfamilienhäusern befinden. Rund ein Fünftel aller Wohnungen in der Bundesrepublik Deutschland wurde bis zum Jahr 1918 errichtet und 13 % im Zeitraum zwischen den beiden Weltkriegen. Mehr als ein Drittel stammt aus der Nachkriegszeit zwischen 1949 und 1970 (Bild 21).

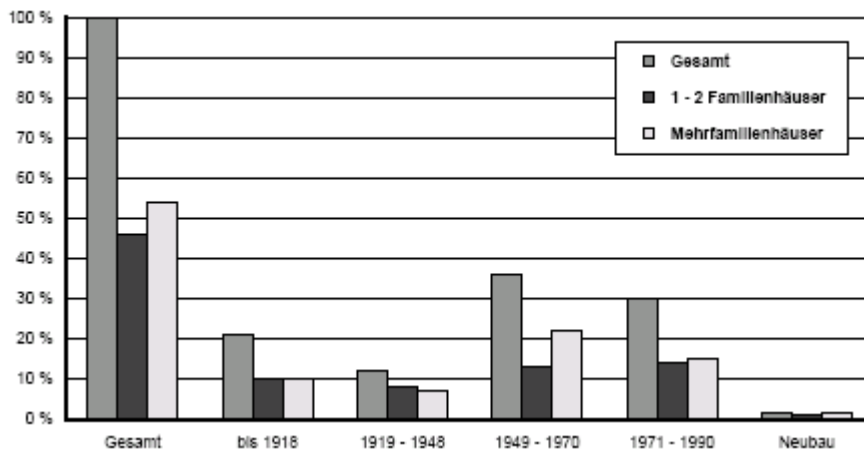


Bild 21: Wohnungsbestand in Deutschland nach Baualtersklassen (Stand 1992) [Lit 9]

Der prozentuale Anteil der Wohnungen bei mehr als 50 Jahre alten Mehrfamilienhäusern (Baualtersstufe bis 1948) liegt in den neuen Bundesländern mit 41,7 % (rund 2 Mio. Wohnungen) erheblich über dem Prozentsatz in den alten Bundesländern mit 25,5 % (3,5 Mio. Wohnungen). Dies ist einer der Gründe, warum im Bauschadensbericht ein besonderes Gewicht auf die Untersuchung dieses Mehrfamilienaltheusbestandes der neuen Bundesländer gelegt wurde.

2.9.2 Globaldaten zu den Hochbauleistungen

Der Baubestand der Bundesrepublik Deutschland wird kontinuierlich durch Neubauleistungen vergrößert. Zugleich werden angesichts des großen Bestandes in sehr großem Umfang Bauleistungen zur Instandsetzung und Modernisierung erbracht.

Der 2. Bauschadensbericht (1988) beschrieb die Situation für das Jahr 1985. Wie aus Bild 22 ersichtlich, hat im Bereich der alten Bundesländer in den Jahren 1985 bis 1992 der Umfang der jährlichen Bauleistungen um rund 30 % zugenommen. Während im ersten Jahr nach der Vereinigung nur 6,9 % der Hochbauleistungen in den neuen Bundesländern getätigt wurden, betrug dieser Anteil 1992 bereits 14,2 %. Der Anteil der Bauleistungen im Wohnungsbau am gesamten Hochbauvolumen war in den alten Bundesländern mit rund 63 % wesentlich höher als in den neuen Bundesländern mit 37 %.

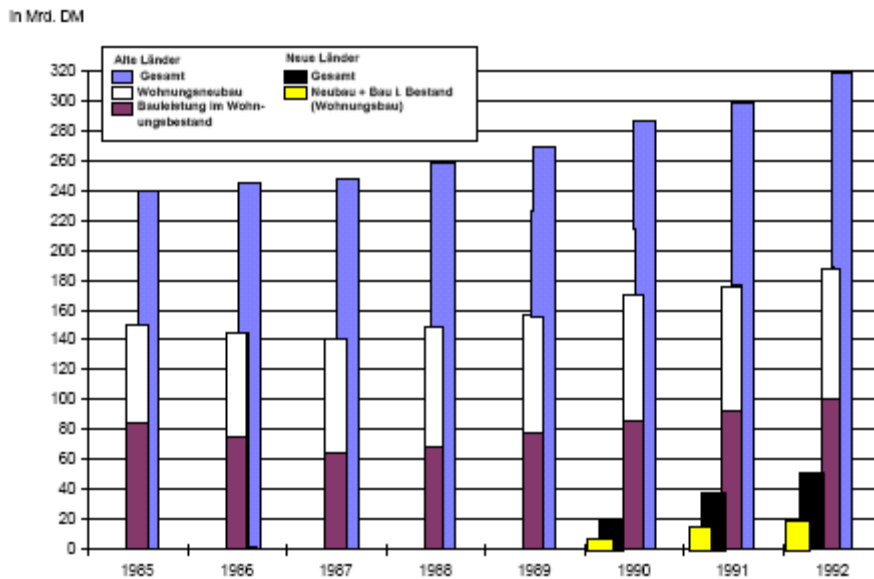


Bild 22: Hochbauleistung 1985-1992 in den alten und - ab 1990 - neuen Bundesländern in Preisen von 1992 [Lit 24]

2.9.3 Instandsetzungsbedarf

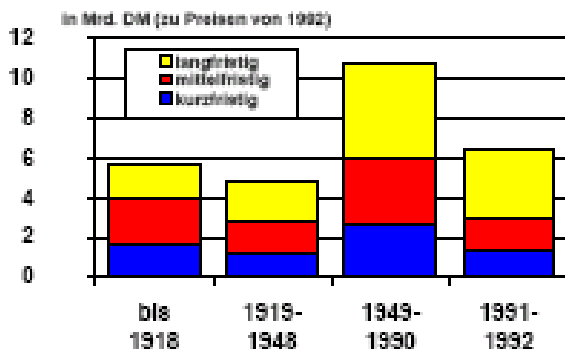
2.9.3.1 Alte Bundesländer

Der Instandsetzungsbedarf im Wohnungsbestand der alten Bundesländer liegt insgesamt bei ca. 46 Mrd. DM im Jahre 1992. Dabei entfallen etwa 43 % auf den langfristigen, ca. 31 % auf den mittelfristigen und 25 % auf den kurzfristigen Instandsetzungsbedarf.

Der Instandsetzungsbedarf im Bestand der Ein- und Zweifamilienhäuser ist erheblich höher als bei den Mehrfamilienhäusern, obwohl die Anteile der Wohnungen in den beiden Gebäudearten annähernd gleich groß sind. Ursache hierfür ist vor allem der Sachverhalt, dass bei Ein- und Zweifamilienhäusern aufgrund der Bauart und der Wohnungsgröße auf jede Wohnung ein wesentlich größerer Anteil an Außenbauteilen entfällt, der verstärkt der Alterung und dem Verschleiß unterworfen ist.

Der Anteil des langfristigen Instandsetzungsbedarfs überwiegt mit 43 % am Gesamtbedarf deutlich den des kurz- und mittelfristigen Bedarfs. Schäden oder Mängel entwickeln sich überwiegend durch einen mehr oder weniger langsam fortschreitenden Prozess, der zunächst keinen unmittelbaren Handlungsablauf nach sich zieht, sodass anfänglich die Instandsetzung unterbleibt. Auffallend hoch ist der Instandsetzungsbedarf bei Wohnungen, die in der Zeit zwischen den beiden Weltkriegen erbaut wurden. Besonders in der Spanne zwischen dem dreißigsten und fünfzigsten Lebensjahr eines Gebäudes fallen durch den eingetretenen Verschleiß einer erhöhten Zahl von Bauteilen und Komponenten hohe Kosten an. Zwar haben seit Beginn der 70er Jahre die Instandsetzungsleistungen und seit der ersten Hälfte der 80er Jahre die werterhöhenden Umbau- und Ausbaumaßnahmen im Altbaubestand sehr stark zugenommen, dennoch ist der Instandsetzungsbedarf gerade bei Gebäuden dieser älteren Altersklassen erheblich.

Instandsetzungsbedarf nach Dringlichkeit
Ein- und Zweifamilienhäuser



Instandsetzungsbedarf nach Dringlichkeit
Mehrfamilienhäuser

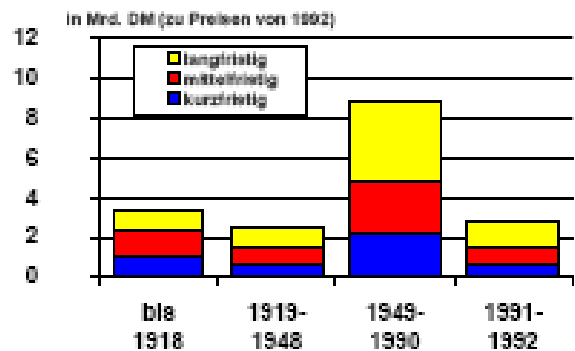


Bild 23: Instandsetzungsbedarf im Wohnungsbestand der alten Bundesländer nach Dringlichkeit, differenziert nach Baualtersklassen [Lit 34]

2.9.3.2 Neue Bundesländer

Der durch die Erhebung ermittelte Instandsetzungsbedarf des Wohnungsaltbaubestandes der neuen Bundesländer von rund 83 Mrd. DM übersteigt bei Weitem das im Jahr 1992 erbrachte Gesamt-Hochbauvolumen der neuen Länder von 51,8 Mrd. DM (der Bedarf beträgt somit 160 % des gesamten Hochbauvolumens inkl. Neubauten) (Bild 24). Hieraus wird deutlich, dass die erforderlichen Gelder nicht in kurzer Zeit aufgebracht werden können. Daher wurde der Instandsetzungsbedarf differenziert nach Dringlichkeitsstufen gegliedert. 40 % der Instandsetzungskosten, d. h. 33,2 Mrd. DM, müssen kurzfristig zur Erhaltung des Bestandes aufgewendet werden.

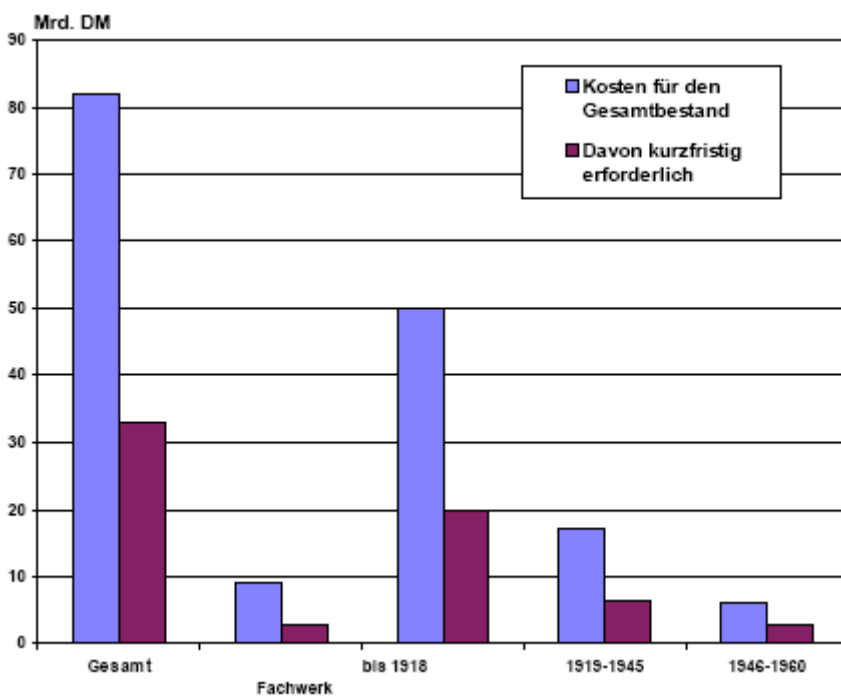


Bild 24: Instandsetzungsbedarf an nicht industriell errichteten Mehrfamilienhäusern in den neuen Bundesländern nach Baualtersklassen und Dringlichkeit [Lit 38]

Eine Gegenüberstellung der im Zeitraum 1990 bis 1994 bereits durchgeführten Instandsetzungs- und Modernisierungsmaßnahmen am nicht industriell errichteten Wohnungsbestand der neuen Bundesländer (siehe Bild 25) mit dem kurzfristig erforderlichen Instandsetzungsbedarf zeigt, dass nach der Vereinigung der beiden Teile Deutschlands bis

1994 besonders an den jüngeren Altersgruppen Modernisierungsarbeiten und Instandsetzungsarbeiten durchgeführt wurden, während die besonders instandsetzungsbedürftige Gruppe der Fachwerkgebäude der Baujahre 1918 und auch der Mauerwerksbau der gleichen Altersklasse nur im äußerst geringen Umfang bearbeitet wurden. Investitionen finden zurzeit also nicht an den besonders instandsetzungsbedürftigen Gebäuden statt.

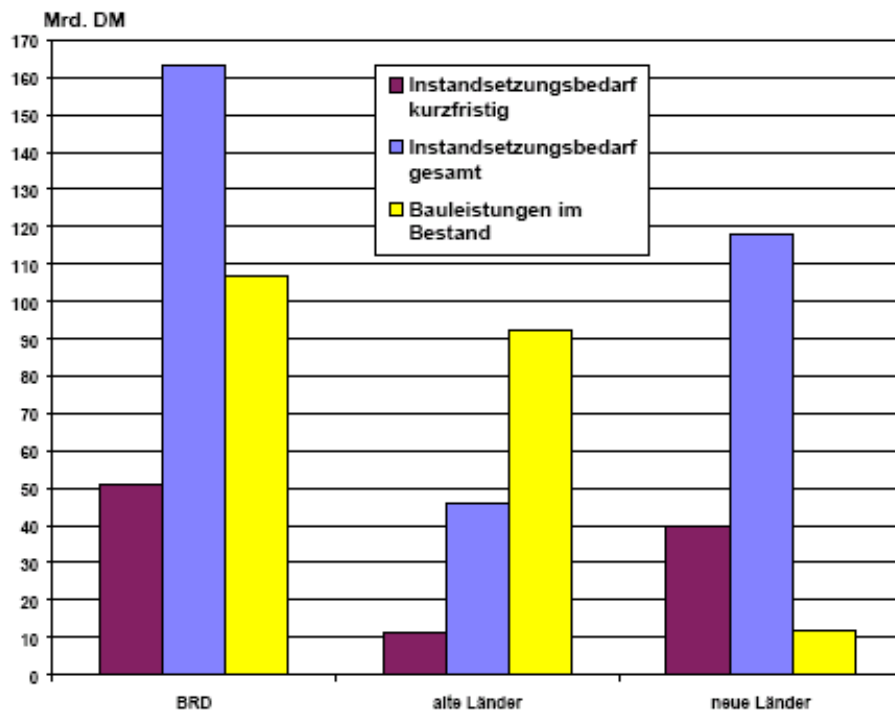


Bild 25: Gegenüberstellung der Bauleistung im Bestand und des Instandsetzungsbedarfs an Wohngebäuden in Deutschland (1992) [Lit 9]


Eine Gegenüberstellung der im Zeitraum 1990 bis 1994 bereits durchgeführten Instandsetzungs- und Modernisierungsmaßnahmen am nicht industriell errichteten Wohnungsbestand der neuen Bundesländer (Bild 26) mit dem kurzfristig erforderlichen Instandsetzungsbedarf zeigt, dass nach der Vereinigung der beiden Teile Deutschlands bis 1994 besonders an den jüngeren Altersgruppen Modernisierungsarbeiten und Instandsetzungsarbeiten durchgeführt wurden, während die besonders instandsetzungsbedürftige Gruppe der Fachwerkgebäude der Baujahre 1918 und auch der Mauerwerksbau der gleichen Altersklasse nur im äußerst geringen Umfang bearbeitet wurden. Investitionen finden zur Zeit also nicht an den besonders instandsetzungsbedürftigen Gebäuden statt.

2.9.4 Vermeidbare Bauschäden an Hochbauleistungen

Zu Bauschäden im engeren Sinne, wie sie im ersten Bauschadensbericht ausschließlich behandelt worden sind, wurden danach bis 1992 zwar Globaluntersuchungen zur zeitlichen Schadensverteilung und zu Schäden bei Instandsetzungs- und Modernisierungsmaßnahmen durchgeführt. Statistisch verlässliche Globaluntersuchungen zur Schadensverteilung und zu den Schadenskosten bei Neubaumaßnahmen wurden jedoch nicht durchgeführt. Grobe Schätzwerte bei den Schadenskosten bei Neubauten sind daher nur auf der Grundlage der Hochrechnungen älterer Untersuchungen möglich (diese Hochrechnungen berücksichtigen dabei die jeweiligen jährlichen Gebäudefertigstellungen und die zeitliche Schadensverteilung über die Standzeit der einzelnen Altersklassen). Demnach können die vermeidbaren Bauschäden bei Neubaumaßnahmen für 1992 auf 3,4 Mrd. DM geschätzt werden (Tabelle 1).

Tabelle 1: Fertiggestellte Gebäude (ab 1990/91 inkl. neue Bundesländer), Hochbauvolumen, geschätztes Neubauvolumen und geschätzte Schadenskosten in Preisen von 1992

Jahr	Hochbauvolumen in Mrd. DM	geschätztes Neubauvolumen in Mrd. DM	Fertiggestellte Gebäude (Anzahl)	geschätzte Kosten vermeidbarer Neubauschäden in Mrd. DM
1985	240,6	136,2	162 377	3,6
1986	244,8	124,1	149 472	3,3
1987	245,5	114,2	140 023	3,1
1988	256,7	119,1	144 917	3,0
1989	270,9	136,3	163 429	3,1
1990	309,1	159,5	153 872	3,1
1991	337,3	174,0	166 380	3,2
1992	365,4	186,8	179 151	3,4

Quellen: Statistisches Bundesamt / DIW / AlBau 

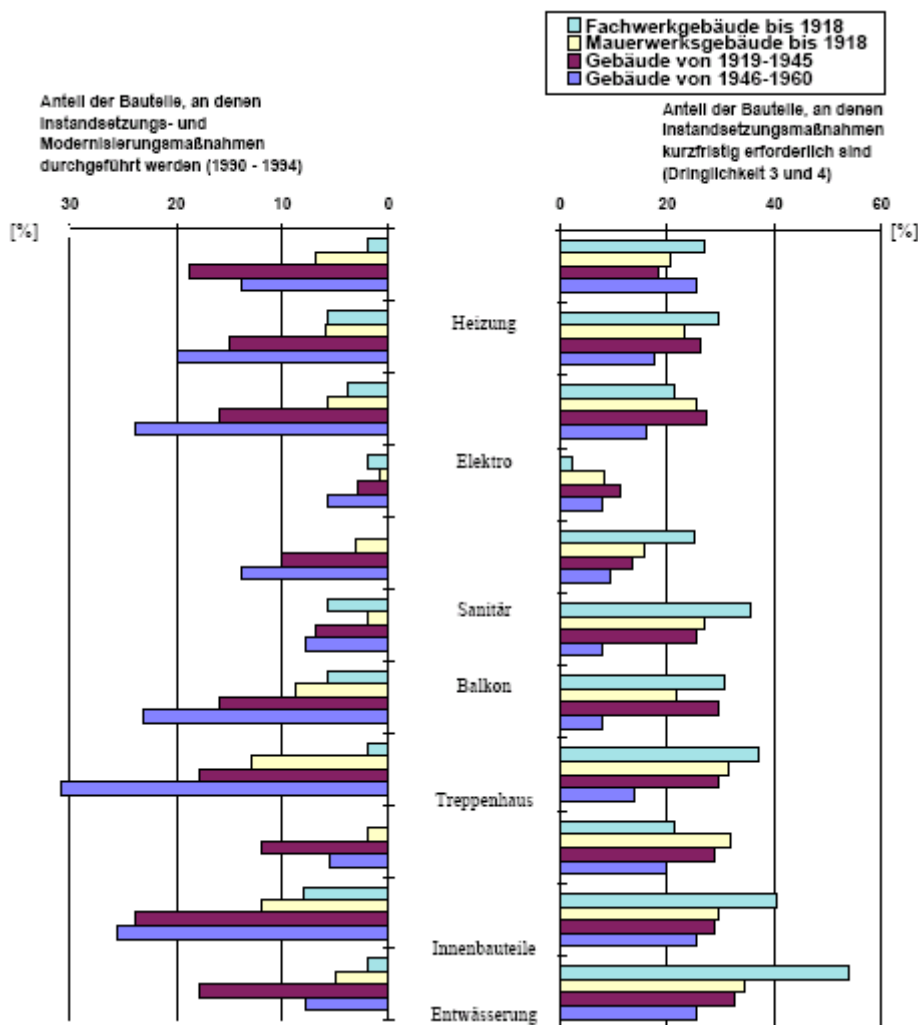


Bild 26: Vergleich bereits durchgeführter Instandsetzungs- und Modernisierungsmaßnahmen (1990-1994) mit noch kurzfristig erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen (ab 1995) nach Baualtersstufen und Bauteilen (nicht industriell errichteter Mehrfamilienhausbestand der neuen Bundesländer) [Lit 9]

3 Untersuchungsmethoden

Bevor ein Schaden behoben werden kann, müssen seine Ursache und der Schadensmechanismus erkannt werden. Die dazu benötigten Untersuchungsverfahren werden in diesem Kapitel beschrieben.

3.1 Allgemeines

Durch die Untersuchung sollen die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe, der Zustand von Bauteilen und der gesamten Konstruktion beurteilt werden. Zur Ermittlung des Istzustandes bzw. des Schadensgrades haben sich eine Reihe von bewährten Ermittlungsmethoden bzw. Analyseverfahren herauskristallisiert. Diese Methoden sind zum Beispiel in zerstörungsfreie und zerstörende Verfahren zu unterteilen. Eine umfassende Übersicht gängiger und auch sehr spezieller Verfahren wird von der Bundesanstalt für Materialprüfung veröffentlicht [Lit 89].

Nachfolgend werden die für die Schadensuntersuchung erforderlichen Geräte in drei Gruppen vorgestellt:

- Einfache Verfahren ohne großen Geräteeinsatz
- Verfahren, die vom Anwender erhöhte Sachkenntnis bei der Durchführung und Auswertung verlangen
- Verfahren, bei denen hochwertige Geräte eingesetzt werden und die hohe technische Anforderungen an den Anwender und Prüfer stellen.

Die Prüfung und Beurteilung des Gesamtzustandes von Bauwerken soll vom sachkundigen Ingenieur ausgeführt werden. Seine Erfahrung mit dem zu untersuchenden Baustoff kann nicht durch teure Geräte ersetzt werden. Die Auswahl repräsentativer Messstellen ist für das Endergebnis wichtig.

Prüfen und Erkennen des Schadensumfangs und der -ursachen müssen vor dem Erstellen der Ausschreibung für eine eventuell erforderliche Sanierung erfolgen. Die Voruntersuchung ist die Grundlage für die Leistungsbeschreibung und das Leistungsverzeichnis (LV) und nicht ein Teil davon.

3.2 Vorbereitung und Zubehör [Lit 31]

3.2.1 Ortsbesichtigung

Bei der Ortsbesichtigung soll anhand des vorliegenden Schadensbildes visuell der erforderliche Prüfumfang abschätzen werden. Schadensumfang und Intensität bestimmen den Aufwand.

Aufgrund seiner fachlichen Kenntnis und Erfahrung unterbreitet der prüfende Ingenieur dem Bauherrn/ Planer ein Angebot über die Bauwerksprüfung mit den Untersuchungsmethoden, die er für erforderlich hält.

3.2.2 Ziel der Untersuchung

Es ist wichtig, dem Auftraggeber klar zu verdeutlichen, welches Ziel mit der Untersuchung erreicht werden muss und welcher Aufwand dafür erforderlich ist. Nicht selten klaffen dabei die Auffassungen über den erforderlichen Umfang der Untersuchung und die damit verbundenen Kosten weit auseinander. Bei Bauherren ohne technische Vorbildung ist bereits zu diesem Zeitpunkt eine Erklärung der Schadensmechanismen und die Folgen ihrer

Einwirkungsdauer angebracht. Die klare Zielsetzung der Untersuchung ist es, die Grundlage für Planung und Ausschreibung einer Instandsetzung zu legen. Mit dem LV wird für alle Bieter eine gemeinsame Angebotsgrundlage erstellt. Der Bauherr kann nun anhand der Angebote seinen Finanzierungsbedarf für die Instandsetzung abschätzen.

3.2.3 Planunterlagen

Schon bei der Beurteilung des Prüfaufwandes ist es wichtig, Kenntnisse über die Konstruktion zu erhalten. Vorhandene Planunterlagen des Bauherrn sind dabei hilfreich. Sind solche Pläne nicht vorhanden, müssen sie in jedem Falle für einzelne Bauteile erstellt werden. In die Pläne werden die gefundenen Schäden detailliert aufgenommen. Man erhält ein Schadenskataster.

3.2.4 Fotodokumentation

Vom Gesamtobjekt, von typischen Schadensbildern, wichtigen Detailpunkten und Bauwerkszuständen werden Fotos angefertigt. Die Mindestgröße ist 9 x 13, das farbige Foto ist heute Standard. Obwohl die digitale Fototechnik klare Vorteile beim späteren Erstellen von Berichten hat, kann sie im Hinblick auf die Beweiskraft die klassische Fotografie nicht ersetzen. Im Zweifelsfall sollten beide Fototechniken parallel benutzt werden.

Zum Größenvergleich wird ein Fotomaßstab bei Detailaufnahmen aufgelegt und mit fotografiert. Standort und Richtung beim Fotografieren sollen in den Planunterlagen vermerkt werden, wenn es für die Zuordnung der Bilder zu einzelnen Schadenspunkten von Bedeutung ist.

3.2.5 Diktiergerät

Das tragbare Gerät zur sofortigen Aufzeichnung der allgemeinen Beobachtung vor Ort sollte schon bei der ersten Ortsbegehung und erst recht bei der Schadensaufnahme und der Prüfung des Bauwerks genutzt werden.

3.2.6 Zubehör

Ein handlicher Koffer, der alle Kleingeräte beinhaltet, die gebraucht werden, heißt nicht Diagnosekoffer. Er ist vielmehr dazu da, alle lose mitgeführten Geräte geordnet zu transportieren. Er ist der ständige Begleiter des Bauwerksprüfers und enthält unter anderem:

Schreibgerät, Papier, Meterstab, Maßband, Messschieber, Handschuhe, Hammer, Meißel, Geologenhammer, Taschenlampe, Messer, Lackmuspapier, Spritzflasche, Indikatorlösungen, kleine Behälter und Flaschen zur Probeentnahme, Pinsel, Seife, Handcreme, Thermometer, Dauermagnet etc.

3.3 Einfache Verfahren ohne großen Geräteeinsatz

3.3.1 Beurteilung nach Augenschein

Die Veränderungen am Bauwerk gegenüber dem Sollzustand, die alleine schon aus der Betrachtung erkennbar sind, werden in einem Protokoll festgehalten und in die Planunterlagen eingezeichnet.

Einige typische Merkmale sind:

- Abplatzungen, Roststellen, Verfärbungen, Schmutz, undichte Fugen, Abläufe, Ausblühungen, Ausbesserungen, mechanische Beschädigungen etc.

Eine erste Wertung des sichtbaren Schadensbildes erfolgt meist schon bei der ersten Besichtigung des Bauwerks und ist Grundlage für die Festlegung von Art und Umfang der nachfolgenden Prüfungen.

3.3.2 Hammer

3.3.2.1 Zweck

Erkennung von Hohlräumen, Rissen, losen Bestandteilen und Abplatzungen im Beton und Feststellen der Gleichmäßigkeit der Betongüte.

3.3.2.2 Messprinzip

Mit dem Hammer wird die Betonfläche des Bauteils angeklopft und der Klang, der Rückprall und eventuelle Schwingungen beurteilt.

3.3.2.3 Gerät

Die Größe des Hammers ist dem persönlichen Bedürfnis überlassen. Bei der Prüfung von Massenbeton wird man sicher größere Gewichte wählen als bei schlanken Bauteilen. Der Geologenhammer hat an einer Seite eine Spitze. Mit einem Schlag der Spitze kann das Eindringen beurteilt werden.

3.3.2.4 Durchführung

Die gesamte Betonfläche, die beurteilt werden soll, wird durch gleichmäßiges Anschlagen vom Prüfer abgetastet.

3.3.2.5 Auswertung

Die großflächige Prüfung mit dem Hammer gibt Aufschluss über Hohlstellen, Kiesnester und ungenügende Verdichtung. Mit diesem Verfahren werden auch diejenigen Prüfstellen ermittelt, bei denen später zusätzlich Bohrkerne gezogen werden, um genauere Kenntnis über den Beton im Inneren zu bekommen.

3.3.3 Calciumcarbid-Methode

3.3.3.1 Zweck

Schnellprüfung vor Ort zur Bestimmung des Wassergehaltes von mineralischen Lockergesteinen bzw. zerkleinertem Material aus dem Druckanstieg der chemischen Reaktion des freien Wassers mit Calciumcarbid im CM-Gerät.

3.3.3.2 Messprinzip

Das Verfahren ermöglicht die Bestimmung des Gehaltes an freiem, nicht chemisch gebundenem Wasser von mineralischem Material. Die Probe muss in der Regel dem Bauwerk entnommen und homogenisiert werden.

Die abgewogene Materialprobe wird in einem vorgegebenen Volumen und einem definierten Mischungsverhältnis mit Calciumcarbid (CaC_2) vermengt, worauf das freie Wasser zu Acetylen (C_2H_2) reagiert. Der dadurch im geschlossenen Gefäß erzeugte Druckanstieg stellt ein Maß für den Wasseranteil dar, der anhand von Kalibriertabellen abgelesen wird.

Die Kalibriertabellen ermöglichen das Ablesen des Wassergehaltes in Abhängigkeit vom Manometerdruck in bar und der Einwaagemenge in g.

Zur Feuchtegehaltsbestimmung von Beton sollten relativ große Probemengen von 100 bis 200 g gemessen werden, um eine repräsentative Aussage zu ermöglichen. Das ist mit einigen der handelsüblichen Gerätesätze nicht möglich. Genauere Werte über die notwendigen Probenmengen in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung sind in der ZTV-SIB 90 [Lit 20] angegeben.

3.3.3.3 Gerät

Das CM-Gerät zur Prüfung der Feuchtigkeit vor Ort wird in der Bodenmechanik seit Langem verwendet. Im Hochbau wird es häufig zum Festlegen der Belegreife von Estrichen herangezogen.

3.3.3.4 Durchführung

Die entnommene Betonprobe wird zerkleinert und gewogen. Sie kommt zusammen mit einer Ampulle Calciumcarbid und zwei Stahlkugeln in eine Stahlflasche, die dicht verschlossen wird. Beim Schütteln wird die Ampulle zerbrochen. Es entsteht Gasdruck. Die Ablesung am Manometer wird mit einer Tabelle in den Feuchtegehalt der Probe umgerechnet. Die Durchführung der Messung dauert etwa 15 bis 20 Minuten.

3.3.3.5 Auswertung

Anhand mehrerer Messergebnisse kann die Betonfeuchte abgeschätzt werden.



Bild 27: CM-Gerät [Lit 89]

Mit den CM-Geräten lässt sich der Feuchtegehalt von mineralischen Probesubstanzen einfach und ausreichend genau vor Ort bestimmen. Bei der Prüfung am Bauwerk ist dies oft schwierig, weil durch die Probeentnahme und den Transport zum Labor Feuchtigkeitsverluste entstehen können, die das Ergebnis verfälschen. Gegenüber dem Darrversuch (Bestimmung des Massenverlustes nach dem Trocknen im Ofen oder über einer Flamme) sind die Handhabung, der notwendige Zeitaufwand und der in sich geschlossene Gerätesatz (keine

Waage notwendig) beim CM-Gerät von Vorteil. Dennoch ist einige Erfahrung erforderlich, um Fehlmessungen sofort erkennen zu können.

Die Feuchtegehaltsbestimmung von Frischbeton kann bei einer Einwiegemenge von 200 g zuverlässig mit der CM-Methode erfolgen. Dagegen ergeben sich bei der Messung von erhärtetem Beton i. d. R. zu kleine Werte [Lit 89].

3.3.4 Karstenröhrchen

3.3.4.1 Zweck

Messung der kapillaren Wasseraufnahme an Bauwerksoberflächen: Es wird die Wassermenge pro Zeiteinheit bestimmt, die aus einem aufgeklebten Glasröhrchen in die Oberfläche eindringt.

3.3.4.2 Messprinzip

Die Wassereindringprüfung erfolgt über das Messen der Wassermenge, die pro Zeiteinheit von der Bauwerksoberfläche aus einer an der Fläche angebrachten und an der Eintrittsstelle rundum abgedichteten Glasküvette aufgenommen wird. Je nach Ausführung der Küvette können Ablesegenauigkeiten bis 0,01 ml erreicht werden.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit des Verfahrens ist die Möglichkeit der Abschätzung von Rissabmessungen aus der Menge des eingedrungenen Wassers im Vergleich zu einer Stelle ohne Riss.

Die vom Messprinzip her ähnliche ISAT-Methode ergibt auch sehr gute Anhaltswerte für die Widerstandsfähigkeit von Beton gegenüber physikalischem Angriff wie Schleifverschleiß oder Frost-Tau-Wechsel. Die ISAT-Methode (Initial Surface Absorption Test) ist für Messungen an Proben im Laboratorium im britischen Standard BS 1881 [Lit 7] genormt und ist in angepasster Form auch für Untersuchungen unmittelbar am Bauwerk geeignet.

3.3.4.3 Gerät

Karstenröhrchen (Bild 28) sind im Handel preiswert erhältlich. Es gibt gesonderte Ausführungen für waagerechte und senkrechte Flächen.

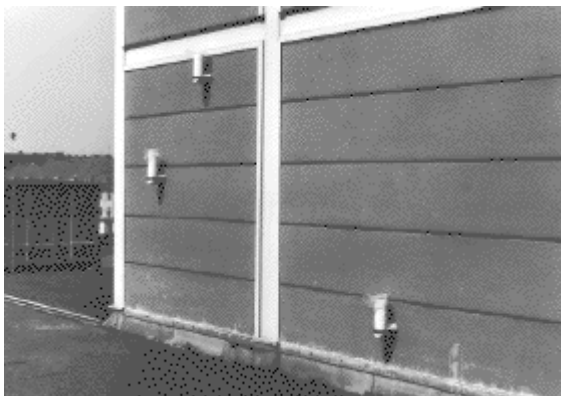


Bild 28: Messung der kapillaren Wasseraufnahme an einer Bauwerksoberfläche [Lit 89]

3.3.4.4 Durchführung

Die Röhrchen werden an die Oberfläche mit geeignetem Kitt aufgeklebt, 10 cm mit Wasser gefüllt und das Absinken des Wasserspiegels in der Zeiteinheit gemessen. Bei

Langzeitmessungen ist im Nullversuch, an nicht saugendem Untergrund, die Verdunstungsmenge zu ermitteln.

3.3.4.5 Auswertung

Anwendungsbereiche für diese preiswerte Methode sind die Bestimmung des Saugverhaltens von Baumaterialien und die Qualitätsüberprüfung von Hydrophobierungen. Gegenüber der Untersuchung von Bohrkernen besteht der Vorteil der genauen Bestimmung des Wassereindringkoeffizienten unter den tatsächlichen Randbedingungen am Bauwerk.

Die Messergebnisse sind nur relativ. Absolutbestimmungen sind nicht möglich. Für sehr stark saugende Untergründe ist das Verfahren nicht geeignet. Der erfahrene Prüfer kann anhand dieser Untersuchung die Saugfähigkeit des Untergrundes abschätzen.

3.3.5 Rissmarken

3.3.5.1 Zweck

Methode zur Detektion der Materialstruktur (Rissdynamik).

3.3.5.2 Messprinzip

Einfache Methode zur Verfolgung der Rissdynamik: Auf einem Riss angebrachte Gipsmarkierungen (Bild 29) kennzeichnen Wachstum oder Schrumpfung der Risse.

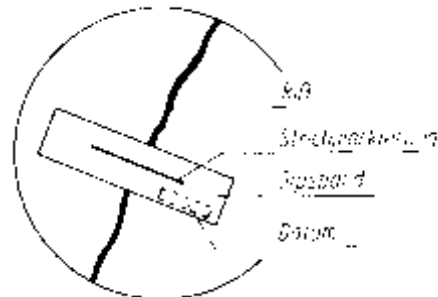
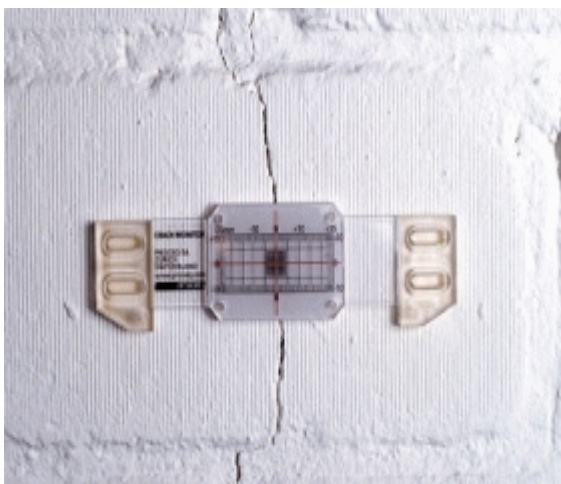


Bild 29: Gipsmarkierung auf einem Riss (links), Messprinzip [Lit 84] (rechts)

3.3.5.3 Durchführung

Es wird quer über den Riss eine Gipsmarkierung angebracht. An dieser kann eine Rissaufweitung durch einen Riss der Markierung und eine Rissverringering durch Ablösung oder Zerstörung der Markierung erkannt werden. Anhand von Linienmarkierungen kann zusätzlich die Rissverbreiterung mit Rissvermessungsgeräten (siehe Kapitel 3.3.6) optisch gemessen werden.

Gipsmarken werden z. B. vor dem Einsatz von schweren Gerätschaften (z. B. Dampfhammern) an bereits bestehenden Rissen in umliegenden Bauwerken angebracht, um einen Einfluss der Bauarbeiten auf andere Objekte auszuschließen bzw. nachzuweisen. Auch kann auf diese Weise beobachtet werden, ob und wann Bauwerkssenkungen zum Stillstand kommen.

3.3.5.4 Auswertung

Das Anbringen von Rissmarken stellt eine sehr einfache und wirkungsvolle Methode zur Kontrolle von Rissuferbewegungen dar. Das Untersuchungsergebnis beschränkt sich aber auf die Aussage, ob eine Bewegung an der Messstelle stattgefunden hat oder nicht. Das Ausmessen der Rissbreite gibt dagegen nur einen Anhaltswert, da z. B. durch Temperatureinwirkung und entsprechende Verformungen des Bauwerks der Riss zu einem anderen Zeitpunkt eine andere Breite aufweisen kann.

Überall dort, wo die Überwachung von bestehenden Rissen kritisch ist, steht prinzipiell das gesamte Instrumentarium der modernen Sensor- und Messtechnik zur Verfügung. Durch entsprechende Weglängenmessung und die Speicherung der Messdaten und -zeiten bei einer Veränderung kann damit eine genauere Messung der Rissuferbewegungen stattfinden (s. a. Lichtwellenleiter). Der Aufwand für solche Messungen ist jedoch ungleich viel größer als das Anbringen von Gipsmarken.

3.3.6 Messung der Rissbreite

3.3.6.1 Zweck

Optische Messung der Breite von Rissen in Betonteilen.

3.3.6.2 Messprinzip

Vergleich der Risse mit Rissbreiten, die auf einem Messstreifen markiert sind.

Überprüfung mit der Risslupe, die einen eingblendeten Nonius mit einer Teilung von 0,1 mm besitzt.

3.3.6.3 Gerät

Rissbreitenmessstreifen, auf der die Breiten 0,1 - 5,0 mm als Striche dargestellt sind (Bild 30).

Messlupe mit 5 bis 10-facher Vergrößerung, mit oder ohne Innenbeleuchtung und Maßstabsteilung von 0,1 mm.



Bild 30: Messstreifenset für unterschiedliche Rissbreiten

3.3.6.4 Durchführung

Der Messstreifen wird über den Riss geführt und solange verschoben, bis die zugehörige Breite gefunden ist.

Die Lupe wird auf den Riss aufgesetzt und der Abstand zwischen den Rändern auf dem eingblendeten Maßstab abgelesen (Bild 31).

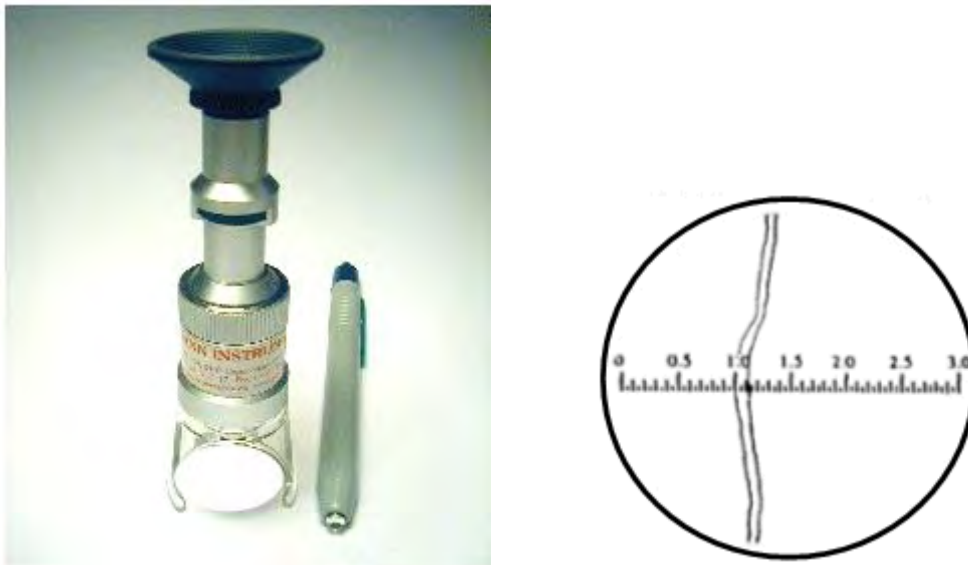


Bild 31: Risslupe (links) und ablesen der Rissbreite mittels des eingblendeten Maßstabes (rechts)

3.3.6.5 Auswertung

Die festgestellten Rissbreiten werden im Prüfbericht festgehalten und in die Planunterlagen eingezeichnet.

3.3.7 Messung der Carbonatisierungstiefe

3.3.7.1 Zweck

Bestimmung der Betonzone hoher Alkalität zum Beurteilen des Korrosionsschutzes der Bewehrung im Beton.

3.3.7.2 Messprinzip

Durch Carbonatisierung von Beton ändert sich der pH-Wert. Durch Aufsprühen der Indikatorlösung erfolgt ein Farbumschlag.

Das Kohlendioxid der Luft dringt über die Oberfläche in den Beton ein und reagiert dort mit dem Calciumhydroxid des Zements zu Calciumcarbonat. Durch diese Reaktion sinkt der pH-Wert von ursprünglich annähernd 13 auf etwa 9 ab. Eine frisch freigelegte Betonoberfläche wird mit einer Indikatorlösung besprüht, die einen Farbumschlag von farblos nach Violett bei einem pH-Wert von etwa 9 hat. Als Indikatorlösung wird 1-prozentige Phenolphthaleinlösung verwendet.

3.3.7.3 Geräte

Sprühflasche; die Phenolphthaleinlösung wird als Nebel fein über die Betonoberfläche gesprüht.

3.3.7.4 Durchführung der Prüfung

Auf frischen Bruchflächen am Beton oder auf gespaltene Bohrkern wird ein feiner Sprühnebel mit der Indikatorlösung gleichmäßig aufgebracht, eine Tropfenbildung ist zu

vermeiden. Die Lösung soll vom Untergrund gleichmäßig aufgenommen werden. Gegebenenfalls ist der Vorgang zu wiederholen, bis die Grenzen des Farbumschlages deutlich erkennbar sind (Bild 32).

Die Grenze des Farbumschlages wird senkrecht zur Oberfläche mit einer Tiefenlehre gemessen und auf 1 mm genau als Carbonatisierungstiefe angegeben. Der Farbumschlag der Indikatorlösung erfolgt in einem pH-Wertebereich von 8,5 bis 9,5. Mit dieser einfachen Methode kann die Tiefe der Karbonatisierungsfront auf $\pm 10\%$ bis $\pm 15\%$ genau gemessen werden.

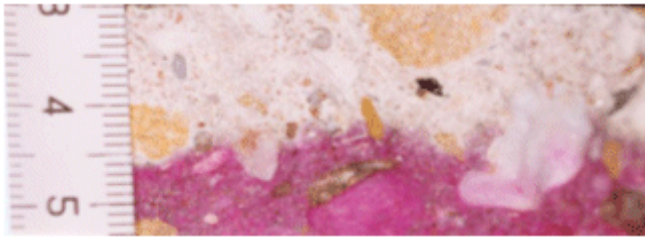


Bild 32: Mittels Indikatorlösung dargestellte Karbonatisierungsfront (mittlere Tiefe der Front etwa 16 mm) [Lit 33]

3.3.7.5 Auswertung

Der Prüfumfang ist von der Lage und dem Zustand des Bauteils und dem Aussageziel abhängig und bleibt in allen Fällen dem sachverständigen Prüfer mit Erfahrung überlassen. Bei der Beurteilung der Messergebnisse sind Alter, Umgebungsbedingungen, Lagerung und Lage der Bewehrung zu beurteilen. Auch hier ist eine statistische Auswertung sinnvoll. Die Darstellung des Verlaufes, der Carbonatisierungsfront, ist mit der Tiefe der Bewehrung, ist im Prüfbericht anzugeben.

3.3.8 Messung der Baustofffeuchte

3.3.8.1 Zweck

Messung der Feuchtigkeit in oberflächennahen Schichten.

3.3.8.2 Messprinzip

Die dielektrische Feuchtemessung nutzt die hohe statische Dielektrizitätskonstante von Wasser ($\epsilon \sim 80$) aus. Im Prinzip wird das zu messende Material zwischen zwei Kondensatorplatten oder andere geeignete Elektroden gebracht, die Kapazitätsänderung im Vergleich zur trockenen Umgebung gemessen und daraus ein zunächst relativer Feuchtigkeitswert erhalten, der noch auf das Material und dessen Dichte bezogen werden muss. Da Wasser auch eine relativ hohe elektrische Leitfähigkeit besitzt, muss mit elektrischen Wechselfrequenzen bis zu wenigen Megahertz gearbeitet werden, bei denen sich aber die statische Dielektrizitätskonstante des Wassers noch nicht wesentlich ändert. Die eigentliche Kapazitätsmessung erfolgt dann über eine Messung des Stroms zur Aufladung des Kondensators oder über eine Bestimmung der Resonanzfrequenz eines Schwingkreises.

Verbreitet sind dielektrische Feuchtemessungen in nach außen abgedichteten Bohrlöchern. Aus der sich einstellenden Gleichgewichtsfeuchte wird über die Sorptionsisotherme auf die Feuchte des Bauwerks geschlossen. Dieses Verfahren eignet sich jedoch nur sehr bedingt für quantitative Feuchtegehaltsbestimmungen.

Für absolute Messungen ist eine Kalibrierung notwendig. Diese hängt jedoch empfindlich von der Materialzusammensetzung ab, u. a. wegen des unterschiedlichen Anteils von Kristallwasser in den einzelnen chemischen Verbindungen des Baustoffs.

3.3.8.3 Geräte

In der praktischen Anwendung im Bauwesen werden die Kondensatorplatten bei den meisten Geräten so angeordnet, dass diese nebeneinander auf der Bauwerksoberfläche aufgebracht werden und das elektrische Feld so den Baustoff bis zu einer gewissen Tiefe durchdringt. Bei Betonbauwerken ist die Eindringtiefe in der Regel geringer als die Betondeckung oberhalb der Bewehrung. Bei einer anderen Bauform ist der Kondensator geschlossen mit den anderen elektronischen Bauteilen in einem Gehäuse untergebracht. Hier wird die Dielektrizitätszahl nur über das Streufeld gemessen, es reicht also aus, wenn man den Kondensator nur in die Nähe des Baustoffs bringt. Die Kondensatorplatten können auch vollständig unterschiedliche Formen annehmen (z. B. Kugel und Platte), sodass auch an unzugänglichen Stellen gemessen werden kann.



Bild 33: Feuchtemessgerät

3.3.8.4 Durchführung der Prüfung

Die dielektrische Feuchtemessung eignet sich sehr gut als preiswerte Methode, um durchfeuchtete Bereiche in Beton und anderen mineralischen Baustoffen zu orten und einen Vergleichswert mit der Feuchtigkeit an verschiedenen Stellen desselben Bauwerks zu erhalten. Je nach Gerätetyp muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Art und Weise, wie das Messgerät gehalten wird, ebenso einen Einfluss auf den Messwert hat wie die Oberflächenbeschaffenheit (Rauigkeit).

Ein weiterer Nachteil ist die große Abhängigkeit des Messwertes vom Salzgehalt des Baustoffs. Für die Absolutmessung der Feuchtigkeit ist das Verfahren daher wenig geeignet, da auch die Baustoffzusammensetzung einen wesentlichen Einfluss auf die Kapazität des Messkondensators hat und deshalb z. B. für jede Betonrezeptur eine eigene Kalibrierkurve erstellt werden muss.

3.3.8.5 Auswertung

Es können mit diesem Verfahren nur Oberflächenfeuchtigkeiten bis zu einer Tiefe von wenigen cm gemessen werden.

3.3.9 Dickenmessung dünner Beschichtungen

3.3.9.1 Zweck

Geräte zur Bestimmung der Dicke von Beschichtungen bis höchstens 2 mm auf metallischem Untergrund sowie von Oberflächenschutzsystemen auf Bauteilen.

3.3.9.2 Messprinzip

Bei den elektromagnetischen Verfahren wird ein Messsignal entweder durch die magnetische Induktion oder durch die im metallischen Werkstoff induzierten Wirbelströme hervorgerufen.

Beim Keilschnittverfahren wird die Schichtdicke trigonometrisch ermittelt.

Beim Penetrationsverfahren durchsticht die Nadel eine Schicht. Der Weg wird gemessen.

3.3.9.3 Geräte



Bild 34: Prüfgerät für Schichten auf Stahluntergrund [Lit 30]

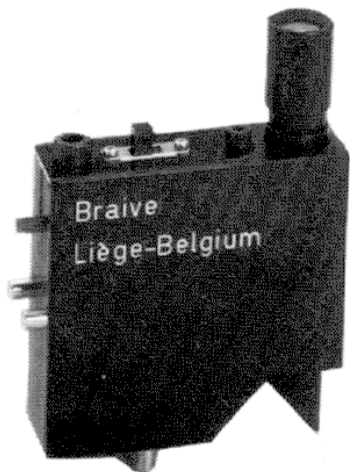


Bild 35: Gerät zur Dickenmessung dünner Beschichtungen von BRAIVE Instruments [Lit 33]

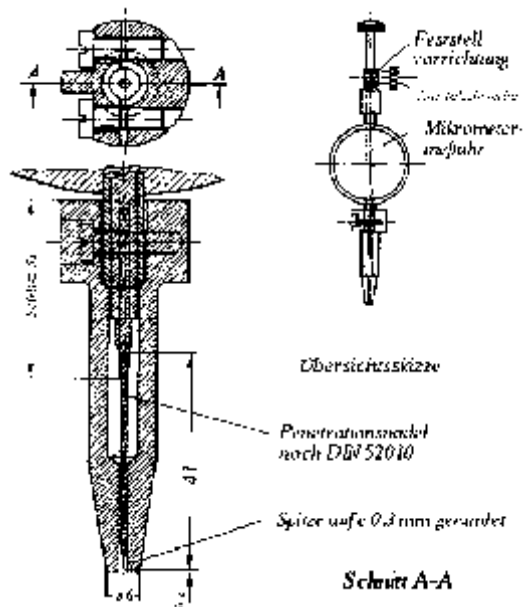


Bild 36: Schichtdickenprüfgerät [Lit 33]

3.3.9.4 Durchführung der Prüfung

Mit den vorgestellten Schichtdickenmessgeräten der ersten Gruppe kann die Dicke von dünnen Beschichtungen (wie Farben, Kunststoffe, galvanische Schichten) auf metallischem Untergrund bestimmt werden. Die zweite Gerätegruppe arbeitet nach einem optischen Prinzip und dient hauptsächlich zur Messung von Oberflächenschutzsystemen.

- Zur elektrischen Messung unterscheidet man zwei Messprinzipien: Für nichtmagnetische Schichten auf magnetisierbarem Untergrund wie Eisen und Stahl wird nach dem Prinzip der magnetischen Induktion gearbeitet, während für nichtmetallische und nicht leitende Schichten auf nichtmagnetischen Metallen das Wirbelstromverfahren eingesetzt wird. Üblicherweise können beide Verfahren mit demselben Grundgerät und unterschiedlichen Messköpfen durchgeführt werden. Es können in der Regel Schichtdicken bis 2 mm Dicke gemessen werden.
- Das Keilschnittverfahren arbeitet mit einer optischen Methode: Die zu prüfende Schicht wird mit einer Hartmetallschneide unter einem vorgegebenen Winkel eingeschnitten und die Schnittflanke mit einem Messmikroskop gemessen. Daraus errechnet sich die Schichtdicke trigonometrisch. Damit sind Schichtdickenmessungen auf sämtlichen Untergründen bis zu Dicken von 2 mm möglich. Oft lassen sich bestimmte Kombinationen von Beschichtung und Grundwerkstoff (wie z. B. ein Farbauftrag auf Beton, Holz oder Putz) nur zerstörend testen. Zudem lässt sich auf diese Weise die Dicke einer einzelnen Schicht bestimmen, wenn mehrere Schichten vorhanden sind.
- Ein einfaches zerstörungsarmes Verfahren misst die Differenzdicke. Eine Penetrationsnadel durchsticht die Schicht, anschließend wird die Aufstandsfläche auf die Oberfläche gesetzt und die Schichtdicke an einer Messuhr abgelesen. Die Messgenauigkeit ist besser als 10 Mikrometer.

3.3.9.5 Auswertung

Die angebotenen Verfahren zur Dickenmessung von Beschichtungen auf metallischen Werkstoffen können als ausgereifte Verfahren bezeichnet werden, die die Messung der Dicken in einer für das Bauwesen zufrieden stellenden Genauigkeit ermöglichen. Das

zerstörungsarme Anritzen der Oberflächen zur Benutzung des optischen Messverfahrens ist für solche Beschichtungen nur in seltenen Fällen notwendig.

Zur Messung der Dicke von Oberflächenschutzsystemen auf Betonbauteilen dagegen ist die minimale Beschädigung tolerierbar, da die erstgenannte Verfahrensgruppe dort nicht funktioniert.

3.4 Geräte und Methoden mit erhöhter Anforderung an den Prüfer

3.4.1 Rückprallhammer nach Schmidt

3.4.1.1 Zweck

Durch die zerstörungsfreie Prüfung der Oberfläche von Betonbauteilen wird die Betondruckfestigkeit abgeschätzt. Man bekommt damit nicht ein Ergebnis der Güte des Betons im Inneren und sollte deshalb zur Beurteilung des Bauwerks weitere Erkenntnisse über die Beschaffenheit des Betons in größerer Tiefe gewinnen.

3.4.1.2 Messprinzip

Ein am vorderen Ende leicht gerundetes Schlaggewicht, das durch eine Feder beschleunigt wird. Der Impuls des Schlaggewichtes wird über den Schlagbolzen auf die zu prüfende Betonoberfläche übertragen und aus dem Rückprallmaß -unter bestimmten Voraussetzungen- auf die Druckfestigkeit geschlossen. Mit zunehmender Betonfestigkeit wird die Rückprallstrecke größer.

3.4.1.3 Gerät

DIN 1048 beschreibt die Prüfung mit dem Rückprallhammer nach Schmidt in Teil 2 und Teil 4. Sie darf nur mit dem Modell N durchgeführt werden.



Bild 37: Rückprallhammer nach Schmidt [Lit 33]

3.4.1.4 Durchführung

Das Verfahren der Rückprallprüfung wird vornehmlich zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton eingesetzt, eignet sich aber auch zur Mauerwerks- bzw. Ziegelprüfung. Die Ermittlung der Mörteldruckfestigkeit des Mauerwerks ist nur eingeschränkt möglich.

Zur Prüfung wird der Schlagbolzen genau senkrecht gegen die zu untersuchende Fläche gepresst, worauf ein Schlaggewicht durch eine Feder gegen den Schlagbolzen geschleudert wird. Durch die Elastizität des zu prüfenden Materials (des Betons) erfährt der Bolzen einen Rückprall und wird durch eine Feder abgebremst. Der Rückprallweg R ist ein Kennwert für

das elastische Verhalten der oberflächennahen Schichten und auch für die Härte des Materials, was wiederum mit der Druckfestigkeit korrelierbar ist. Der angezeigte Rückprallweg R wird auf einer Skala abgelesen. Die Schläge sind gleichmäßig auf eine 200 cm² große Messstelle zu verteilen.

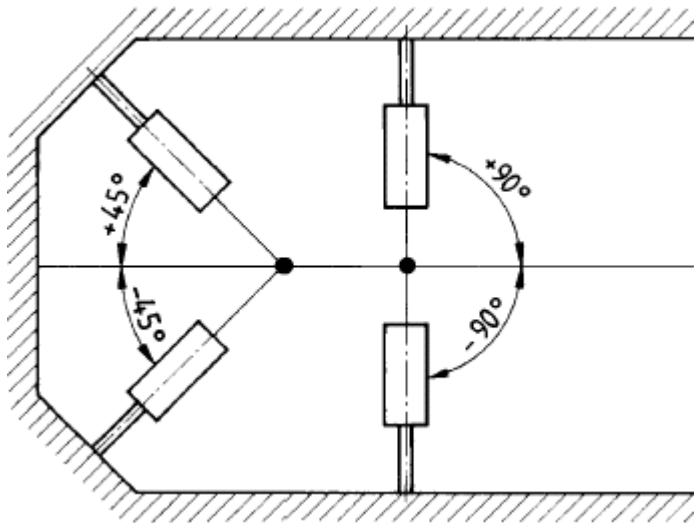


Bild 38: Abweichen der Schlagrichtung von der Waagerechten [Lit 26]

Da es eine Vielzahl von Einflussgrößen (wie Betonzusammensetzung und Betonalter) gibt, die die Härte und den Elastizitätsmodul von Beton unterschiedlich beeinflussen, kann eine Kalibrierung des Verfahrens nur bei vergleichender Messung an mehreren dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen oder an gesondert hergestellten Probekörpern erfolgen. Die Anzahl der zu entnehmenden Bohrkern richtet sich nach den Forderungen der DIN 1048 Teil 4 unter Beachtung der Größe des zu untersuchenden Bauwerks.

Grundsätzlich ist durch Auswertung der Messwerte nur eine Aussage über die Beton-Druckfestigkeit zur Zeit der Prüfung möglich. Ausschließlich bei Prüfung im Betonalter von 28 bis 90 Tagen ist eine Zuordnung zur Festigkeitsklasse nach DIN 1045 möglich.

Da die Messung mit dem Rückprallhammer ein schnelles Verfahren ist, lassen sich in relativ kurzer Zeit auch größere Betonflächen punktweise untersuchen, um die Streuung der Betonqualität zu ermitteln oder Anomalitäten zu orten.

Bei der Durchführung der Untersuchung ist zwischen DIN 1048, Teil 2 und DIN 1048, Teil 4 zu unterscheiden.

3.4.1.5 Auswertung

DIN 1048, Teil 2, enthält eine Tabelle, nach der die gefundenen Rückprallwerte in Betonfestigkeiten umgerechnet werden können.

DIN 1048, Teil 4, erlaubt eine höhere Ausnutzung der gefundenen Rückprallwerte bei der Umrechnung in Betonfestigkeiten durch die Anwendung einer Bezugsgeraden, die durch die zusätzlich zerstörende Prüfung von entnommenen Bohrkernen oder Würfeln statistisch zu ermitteln ist.

Die Umrechnung der Rückprallwerte in Absolutwerte der Druckfestigkeit ist nicht in jedem Fall direkt möglich, sondern nur anhand des Vergleichs von entnommenen Bohrkernen

desselben Bauwerks, an denen die Druckfestigkeit in einer Prüfmaschine zerstörend bestimmt wurde.

In jedem Fall gehört der leicht handhabbare Rückprallhammer in die Hand von erfahrenem Fachpersonal, damit Fehler wie Schlagen auf federnde Prüfobjekte (deshalb geforderte Dicke mindestens 100 mm), zu geringe Gerätetemperatur, falsche Schlagrichtung usw. vermieden werden (vergl. DIN 1048 Teil 2). Auch ist zu beachten, dass bei Unebenheiten und generell bei älterem karbonatisierten Beton die Messfläche zunächst angeschliffen werden muss. Vergleichsmessungen an ein und demselben Bauwerk ergeben jedoch eine große Aussagesicherheit.

3.4.2 Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit (Abreißversuch)

3.4.2.1 Zweck

Zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Betonoberflächen oder oberflächennahen Schichten. Die Prüfung dient zur Beurteilung der Güte vorhandener oder vorbereiteter Betonoberflächen und zur Überprüfung von ausgeführten Instandsetzungs- und/oder Beschichtungsarbeiten.

3.4.2.2 Messprinzip

Ein Stahlstempel wird auf die Oberfläche aufgeklebt und die Kraft zentrisch eingeleitet.

Die Zugkraft beim Versagen wird auf die Fläche des Stempels bezogen und als Oberflächenzugfestigkeit (Abreiß-, Haftzugfestigkeit) bezeichnet. Die Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit β_{oz} ist in DIN 1048, Teil 2 genormt.

3.4.2.3 Geräte

In DIN 1048, Teil 2 werden nur Geräte zugelassen, die eine Einrichtung zur Kontrolle der Belastungsgeschwindigkeit besitzen, die mit 100 N/s vorgeschrieben ist. Es sind nur runde Stahlstempel mit Durchmesser 50 mm zugelassen.

3.4.2.4 Durchführung

Der auf der Oberfläche mit geeignetem Kleber aufgebrachte Stempel wird mit einer Zugvorrichtung mit der vorgeschriebenen Belastungsgeschwindigkeit abgezogen.

Die Zugkraft beim Versagen wird festgehalten und auf den Stempeldurchmesser bezogen. Das Bruchbild wird beschrieben.

Je nach Prüfzweck kann eine Ringnut vorgesehen werden, um die Prüffläche zu begrenzen. Diese sollte mindestens $\frac{1}{10}$ besser $\frac{1}{5}$ der Tiefe des Zylinderstumpfdurchmessers in den Beton eingeschnitten werden.



Bild 39: Vorbereitende Ringnutbohrungen für eine Haftzugprüfung [Lit 82]

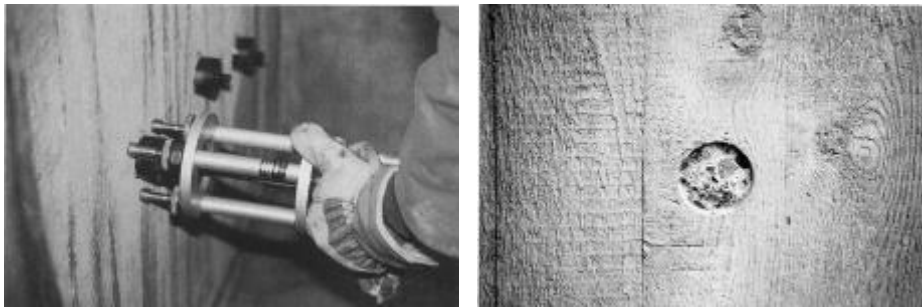


Bild 40: Ansetzen des Haftzuggerätes auf zuvor aufgeklebte Metallstempel (links) und zugehörige Bruchstelle nach der Prüfung (rechts) [Lit 82]

Untersuchungen haben keinen signifikanten Unterschied zwischen der Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit mit und ohne Ringnut im Beton ergeben. Bei beschichteten Oberflächen ist in jedem Fall vorzubohren.

3.4.2.5 Auswertung

Die Bruchflächen müssen nach Augenschein beurteilt werden (Bild 40 rechts). Man unterscheidet:

- B-Bruch im Beton,
- K-Bruch in der Klebefuge und
- A-Bruch an der Grenzfläche Kleber/Beton.

Bei einem Versagen der Klebefuge braucht der Prüfwert nicht zur Auswertung herangezogen werden. Die Anzahl der erforderlichen Versuche wird in DIN 1048 nicht beschrieben, sondern der jeweiligen Anforderungsnorm überlassen. Die festgestellten Ergebnisse sind im Prüfbericht zu vermerken. Ein im Ausland sehr gebräuchliches Alternativverfahren ist der Ausziehversuch [Lit 89].

3.4.3 Prüfung der Haftzugfestigkeit

3.4.3.1 Zweck

Verfahren zur Messung der Haftzugfestigkeit zwischen verschiedenen Schichten. Es ist das Standardverfahren zur Prüfung von Oberflächenschutzsystemen nach ZTV-SIB 90 [Lit 20].

3.4.3.2 Messprinzip

Eine mit Kunstharzkleber auf die Oberfläche geklebte Scheibe wird mithilfe eines mechanischen Gerätes abgezogen und die dafür aufgebrauchte Kraft bestimmt.

Das Verfahren entspricht in seiner Durchführung dem Abreißversuch (siehe Kapitel 3.4.2). Hier bei der Haftzugprüfung liegt jedoch die Fragestellung in der Haftzugfestigkeit zwischen unterschiedlichen Schichten der Bauwerkshaut.

3.4.3.3 Geräte

Für die Haftzugprüfung werden z. T. dieselben Geräte verwendet wie für den Abreißversuch (siehe Kapitel 3.4.2), es genügt jedoch zur Durchführung des Versuches i. d. R. eine kleinere Maximalkraft, als für den Abreißversuch (dort bis zu 40 kN).

3.4.3.4 Durchführung

Je nach Material der zu untersuchenden Schicht (Putz, Beschichtung, Anstrich) müssen die Größe der Abzugsplatte, der verwendete Kleber, das ggf. erforderliche Freischneiden der Prüffläche und die Abzugskraft (Abzugsfestigkeit) optimiert werden. In den jeweiligen Richtlinien finden sich hierzu bestimmte Festlegungen.



Bild 41: Haftprüfgerät mit Digitalmanometer [Lit 77]

Untersuchungen haben keinen signifikanten Unterschied zwischen der Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit mit und ohne Ringnut im Beton ergeben. Bei beschichteten Oberflächen ist in jedem Fall vorzubohren.

3.4.3.5 Auswertung

Die Haftzugprüfung stellt eine bewährte Methode der punktuellen Untersuchung des Haftvermögens von Beschichtungen dar, insbesondere von Kunststoffbeschichtungen, Betonanstrichen, Mörtel und Putzen. Bei Anstrichen auf glatten Oberflächen wird in der Praxis dagegen auf einfache Weise häufig der Gitterschnittkennwert bestimmt [Lit 28].

3.4.4 Geräte zur Ortung der Bewehrung

3.4.4.1 Zweck

Die zerstörungsfreie Feststellung der Lage und/ oder des Durchmessers von Bewehrungsstäben im Beton.

3.4.4.2 Messprinzip

Die ferromagnetischen Eigenschaften von Bewehrungsstäben werden zur Feststellung ihrer Lage/ ihres Durchmessers genutzt.

Ein Messsignal wird hervorgerufen, wenn ein magnetisches Gleichfeld oder ein magnetisches Wechselfeld beim Überfahren eines verdeckten Metalls (Bewehrung) gestört wird. Dieses Messsignal kann analog oder digital angezeigt werden.

Bisher ist es nicht möglich zu unterscheiden, ob ein dicker Stahl tief im Beton oder ein dünner Stahl näher an der Oberfläche liegt, wenn beide das gleiche Signal verursachen. Deswegen ist es erforderlich, dass die Anzeige durch Öffnen einiger weniger Stellen überprüft wird. Eine Kalibrierung des Gerätes, am Beginn und eine Überprüfung während der Messung, sind vorgeschrieben.

3.4.4.2.1 Bewehrungsprüfgerät I (magnetisches Gleichfeld, Anziehungskraft) [Lit 89]

In der einfachsten Version wird ein Dauermagnet über die Betonoberfläche geführt und an einem Kontrollkörper die gerade noch fühlbare Detektionstiefe eingestellt, die maximale Reichweite liegt unter 20 mm.

Zusätzlich kann die Kraft zwischen Permanentmagneten und Bewehrungsstahl gemessen werden. Dafür sind mehrere Ausführungsformen bekannt. Einmal kann die Kraft über die Spannung einer Spiralfeder mit angebrachter Skala gemessen werden, wobei mit einem Kalibrierkörper die Anzeige geeicht wird. Die zweite, empfindlichere Möglichkeit besteht darin, eine magnetische Waage zu verwenden, bei der über den Ablenkwinkel eines Balkens die Anziehungskraft zwischen Dauermagneten und Bewehrung angezeigt wird. Die Kalibrierung muss für jeden Bewehrungsdurchmesser getrennt durchgeführt werden.

Die beschriebenen Methoden können nur als halb quantitativ bezeichnet werden. Im Wesentlichen kann nur eine Ja/Nein Aussage erreicht werden, d. h. ob die Betondeckung z. B. einen Wert von 20 mm überschreitet oder nicht.

3.4.4.2.2 Bewehrungsprüfgerät II (magnetisches Gleichfeld, Streufeldmessung) [Lit 89]

Dieses Verfahren stellt quasi eine Weiterentwicklung des Bewehrungsprüfgerätes (magnetisches Gleichfeld, Anziehungskraft) dar. Die Magnetisierung der Bewehrung erfolgt mit einem Dauermagneten, wobei das Magnetfeld durch die ggf. vorhandene -magnetisierbare - Bewehrung gestreut wird. Der Vergleich des mit einem Magnetgleichfeld-Detektor (z. B. Hallsonde) gemessenen Feldes und eines am Kalibrierkörper gemessenen Gesamtfeldes liefert einen Wert für die Betondeckung. Vorausgesetzt wird dabei, dass bei vorgegebenem Stabdurchmesser das Gesamtfeld sich linear mit der Betondeckung ändert.

Zur Messung wird das Gerät im interessierenden Bereich des Bauwerks über die Oberfläche geführt und die Betondeckung an der von Zeit zu Zeit zu kalibrierenden Skala abgelesen.

In einer Weiterentwicklung des Verfahrens wird das Streufeld mit mehreren in einer Reihe angebrachten Hall-Detektoren synchron auf einer Länge von ca. 20 cm gemessen. Diese

Sensorleiste wird über die Betonoberfläche geführt und eine Amplituden-Ortskurve mit einem Rechner aufgezeichnet. Daraus werden die Betondeckung und der Durchmesser orts aufgelöst berechnet. Das Verfahren hat eine Ähnlichkeit mit dem Verfahren zur magnetischen Rissortung in Spannstählen.

Das Verfahren kann auch zur Bestimmung des Durchmessers der Bewehrung verwendet werden. Das Gleichfeldverfahren hat gegenüber dem Wechselfeldverfahren den Vorteil, dass es nur gering von der chemischen Zusammensetzung und dem Gefügestand des Eisens abhängt.

3.4.4.2.3 Bewehrungsprüfgerät III (magnetisches Wechselfeld)

Zur Ortung der Bewehrung wird der minimale Abstand zwischen einem auf der Betonoberfläche geführten Prüfkopf und dem (magnetisierbaren) Bewehrungsstabe bestimmt. In dieser Stellung kann dann auch der Abstand angezeigt und so die Betondeckung gemessen werden. Voraussetzung für die Betondeckungsmessung ist allerdings, dass entweder sämtliche interessierenden Bewehrungsstäbe denselben Durchmesser haben und hierfür zuvor der Zusammenhang zwischen Messanzeige und dem Maß der Betondeckung kalibriert wurde oder aber dass der jeweilige Stabdurchmesser mit Sicherheit bekannt ist.

Das Messprinzip beruht auf der Funktionsweise eines Transformators: Eine Primärspule erzeugt über eine angelegte Wechselspannung eine Induktionsspannung in einer Sekundärspule. Die Größe der induzierten Spannung stellt ein Maß für den Anteil und den Abstand von magnetisierbarem Material in der Umgebung dar. Über eine Kalibrierung in "eisenfreier" Umgebung kann dann die Stärke der Induktionsänderung mit einer Brückenschaltung sehr empfindlich gemessen und bei bekanntem Durchmesser der Bewehrung eine Abstandskalibrierung erreicht werden.

Im praktischen Einsatz treten viele Störgrößen auf, sodass man sich nicht auf einzelne Messpunkte verlassen sollte. Vielmehr sollte der Verlauf der Bewehrung unter der interessierenden Betonoberfläche punktwise verfolgt, und die Abstandsmessung an mehreren Punkten vorgenommen werden. An Kreuzungspunkten, sowie an Bauwerkskanten und in Bereichen, in denen der Bewehrungsabstand kleiner als die Betonüberdeckung ist, sind die Messwerte besonders kritisch zu betrachten. Weitere Einflussgrößen sind der Stahldurchmesser und letztlich auch die Stahlzusammensetzung.

3.4.4.3 Geräte

Die auf dem Markt befindlichen Prüfgeräte arbeiten nach den beiden o. g. Messprinzipien. Sie haben damit fast alle die gleichen Nachteile: Temperaturabhängigkeit, Nullpunktdrift, geringes Auflösungsvermögen bei kreuzenden Stäben und parallel liegender Bewehrung, Einfluss der Stahlart, Messgenauigkeit ± 4 mm.

Neuere Entwicklungen, die die aufgezeigten Fehler nicht mehr besitzen, sind angekündigt, jedoch noch nicht bis zur Ausführungsreife gediehen.

Ein Gerät hat eine akustische Anzeige. Es wird ein Mindestwert, z. B. 25 mm, eingestellt. Die akustische Anzeige erfolgt dann bei Stäben, die eine geringere Überdeckung als der eingegebene Grenzwert besitzen.

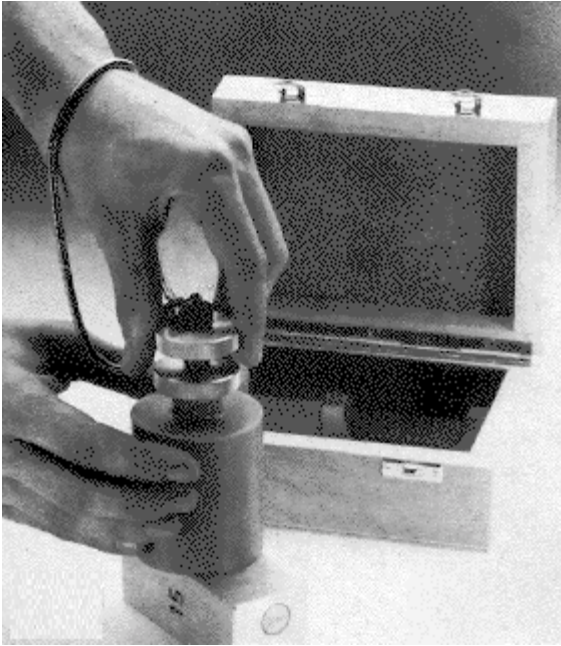


Bild 42: Einfaches Bewehrungsprüfgerät auf Basis der magnetischen Anziehungskraft [Lit 89]

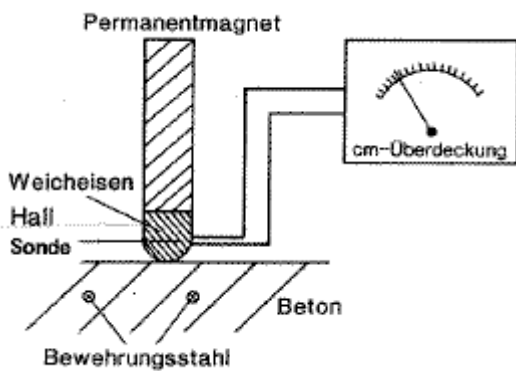


Bild 43: Messprinzip auf Basis des magnetischen Gleichfeldes [Lit 89]

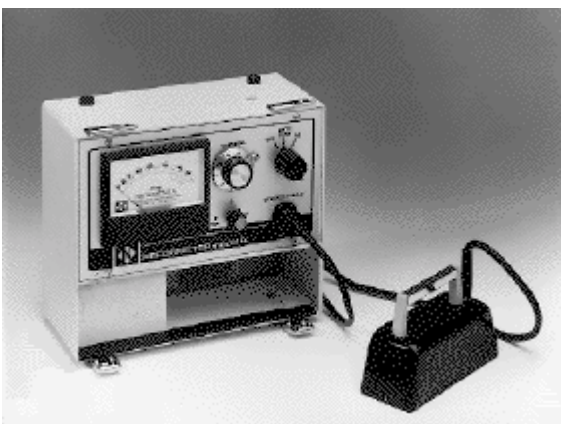


Bild 44: Bewehrungsprüfgerät mit Prüfkopf auf Basis des magnetischen Wechselfeldes [Lit 89]

3.4.4.4 Durchführung

Die Prüfung der Betonüberdeckung/ Stabdurchmesser ist ohne Bewehrungspläne sehr zeitaufwendig und teuer. Das Auffinden, das Bezeichnen der Lage an der Oberfläche, die Nachkontrolle durch Öffnen und die genaue Aufnahme der Bewehrung über große Flächen ist schwierig.

Liegen Bewehrungspläne vor, kann eine Flächen übergreifende Stichprobenprüfung erfolgen und das Einhalten des Überdeckungsmaßes kontrolliert werden.

Da in vielen Fällen die Ergebnisse von Messung der Betondeckung und des Carbonatisierungsfortschrittes zusammen gewertet werden, sind Messprofile vorteilhaft. Dabei werden große Betonflächen mit linearen Messprofilen überzogen und an einzelnen Messpunkten die Überdeckung bestimmt.

3.4.4.5 Auswertung

Die Auswertung von Messergebnissen erfolgt je nach Erkennungsziel

- nach Stichproben
- nach Mindestunterschreitung
- nach statistischer Fraktile

Wertet man die Überdeckungsmessung und die Messung des Carbonatisierungsfortschrittes gemeinsam statistisch aus, erhält man eine Aussage über den Anteil der Flächen, bei dem für die Bewehrung kein Rostschutz mehr besteht. Daraus leiten sich die erforderlichen Maßnahmen ab.

3.4.4.5.1 Bewehrungsprüfgerät I (magnetisches Gleichfeld, Anziehungskraft)

Die beschriebenen Methoden können nur als halb quantitativ bezeichnet werden. Im Wesentlichen kann nur eine Ja/Nein Aussage erreicht werden, d. h. ob die Betondeckung z. B. einen Wert von 20 mm überschreitet oder nicht.

Das Gerät eignet sich besonders gut für eine schnelle Prüfung, ob dicht unter der Oberfläche Bewehrungsstäbe verlaufen, z. B. vor dem Bohren kleiner Löcher.

3.4.4.5.2 Bewehrungsprüfgerät II (magnetisches Gleichfeld, Streufeldmessung)

Die Bewehrungsmessung nach dem Streufeldprinzip hat derzeit noch eine etwas geringere Aussagesicherheit (relativer Messfehler 5 %) als die anderen Messmethoden nach dem Wechselfeld- und Wirbelstromverfahren. Günstige Voraussetzungen bringt jedoch die geringe Abhängigkeit von den Kenngrößen des Werkstoffs.

Beim Gleichfeld-Streufeldverfahren wird der Messwert nicht von der elektrischen Leitfähigkeit des Werkstoffs, sondern nur von dessen Permeabilität beeinflusst. Dabei ist zusätzlich von Vorteil, dass Letztere nur sehr wenig von der chemischen Zusammensetzung des Eisens abhängig ist.

3.4.4.5.3 Bewehrungsprüfgerät III (magnetisches Wechselfeld)

Es handelt sich um ein bewährtes Verfahren für magnetisierbare Bewehrung. Es werden zunehmend Geräte eingesetzt, die es gestatten, den Durchmesser der Bewehrung zu messen. Die Ergebnisse der Durchmesserbestimmung sind bisher jedoch kritisch zu betrachten.

3.4.4.6 Anmerkung

Mit Dauermagneten kann die Lage der Bewehrung bei geringer Überdeckung festgestellt werden. Die subjektive Empfindung der Haftkräfte des Magneten an der Wand lässt bei Verwendung von verstellbaren Dauermagneten die Abschätzung der Betonüberdeckung zu.

3.4.5 Bohrkernentnahme und Prüfung

3.4.5.1 Zweck

Die Entnahme von Bohrkernen dient der Erkundung der Qualität des Betons auch im Inneren. Bohrkernentnahmen werden zur Bestimmung von bestimmten Eigenschaften im Labor herangezogen.

Z. B.: Rohdichte, Porosität, Mischungsverhältnis, Festigkeit, E-Modul, Risstiefe, Dichtigkeit, Carbonatisierung, Eindringen von Chemikalien (Chlorid, Sulfat), Alkalireaktivität, Zustand der Bewehrung, Güte der Betondeckung etc.

3.4.5.2 Messprinzip

Richtet sich nach dem Prüfzweck und der gewünschten Feststellung der Eigenschaften gemäß 3.4.5.1.

3.4.5.3 Gerät

Das Aussageziel der Prüfung bestimmt den Durchmesser der Bohrkörnung bei der Entnahme. Gängige Durchmesser sind im Handel von 15 mm bis 150 mm erhältlich. Für Spezialzwecke werden Übergrößen geliefert.

3.4.5.4 Durchführung

Bei der Entnahme von Bohrkernen sollte die Lage der Bewehrung vorher bestimmt werden, um das Bohren von Stahl zu vermeiden. Werden Eisen mitgebohrt werden, erhöht sich der Verschleiß der Bohrkörnung um das 10-fache.

An der Stelle der Entnahme ist jeweils für den Anschluss von Wasser und Elektrizität zu sorgen. Die Bohrmaschine wird auf dem Untergrund entweder mit Dübel oder mit Vacuumsaugplatte befestigt.



Bild 45: Bohrkernentnahme [Lit 82]

Vorsicht ist bei der Entnahme von Bohrkernen bei Spannbeton geboten.

Bei der Bestimmung der Eindringtiefe von Chemikalien kann anstelle von Bohrkernen auch Bohrmehl entnommen werden. Diese Methode ist unter anderem geeignet, um Chloridprofile aus dem aufgefangenen Bohrmehl zu erstellen. Hierfür sind Hohlbohrer mit innen liegender Absaugung und Auffangbehälter besonders gut geeignet.

3.4.5.5 Auswertung

Der Ort der Bohrkernentnahme ist in die Planunterlagen einzuzeichnen. Die Bohrkern sind zu beschriften und vor der Prüfung zu fotografieren.

3.4.6 Bohrwiderstandsmessung [Lit 89]

3.4.6.1 Zweck

Untersuchung des Dichteprofils von Holz

3.4.6.2 Messprinzip

Mit einem Bohrgerät wird eine Bohrnadel mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit in das Holz gebohrt und die Leistungsaufnahme des Bohrmotors als Maß für den Bohrwiderstand aufgezeichnet.

3.4.6.3 Gerät

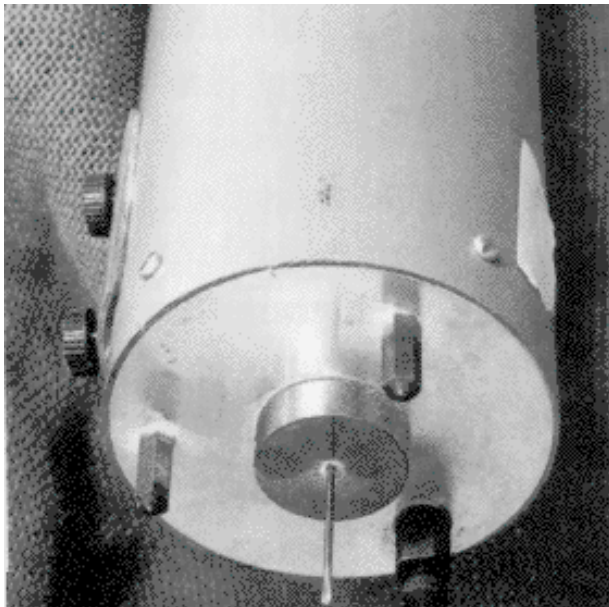


Bild 46: Bohrwiderstandsmessgeräte

Die eingesetzten Bohrer hinterlassen durch ihren geringen Durchmesser von 1,5 bis 3 mm kaum sichtbare Schäden.

3.4.6.4 Durchführung

Eine Bohrnadel mit 1,5 mm bis 3 mm Durchmesser dringt mit gleichmäßigem Vorschub bis zu einem Meter tief in den Holzkörper ein. Gemessen wird die dabei aufgewendete Energie in Form eines tatsächlichen Bohrwiderstands, der sich aus der jeweiligen Dichte des Holzes ergibt. Das Resultat bekommt man vor Ort je nach Gerätetyp auf einem Papier oder Wachspapierstreifen im Maßstab 1:1 [Lit 41].

Typische Anwendungsgebiete sind:

- Fäulnis und Fraßschadenerkennung sowie Restquerschnittsermittlung an Holzbauteilen (Dachverbandhölzer, Deckenbalken, Brücken, Holzmasten u. a.); Erkennen von Holzfehlern am verbauten Holz
- Zustandsbeurteilung an Anschlüssen und Verbindungen, insbesondere bei zimmermannsmäßigen Anschlüssen
- Baumprüfung (Jahresringverlauf, Zuwachsabschätzung, Erkennen von Holzfehlern)
- Rückschluss auf die Rohdichte des Holzes

Hinweis: Bohrwiderstandsmessungen zur Materialerkundung sind außer für Holz im Prinzip auch für Gesteine, mineralische Mörtel und speziell für historische Putze anwendbar. Trotz der dem jeweiligen Material angepassten Prüftechnik sind sie aber bisher nur in Sonderfällen erfolgreich.

Ein effektiver Einsatz ist an folgende Voraussetzungen gebunden:

- gründliche Vorbereitung der Untersuchung (Auswahl der Messpunkte, vorgeschaltete handwerkliche Untersuchungen oder begleitende Messungen, z. B. der Holzfeuchte),
- umfassende Fachkenntnisse zum Baustoff Holz und den Konstruktionsregeln im Holzbau sowie eine entsprechende Ausbildung zur Gerätetechnik und der Bedienung des Geräts und
- gute Pläne zur Dokumentation.

3.4.6.5 Auswertung

Die Bohrwiderstandsmessung stellt eine sinnvolle Ergänzung zur konventionellen (handwerklichen) Holzuntersuchung bzw. anderen Untersuchungsmethoden (z. B. Endoskopie, Penetrationsverfahren, Ultraschallprüfung) dar, da sie

- als zerstörungsarmes Verfahren nur geringfügige Beschädigungen (Bohrlochdurchmesser: ca. 1,5 bis 3 mm) am untersuchten Holz hervorruft, was vor allem bei Aufgaben der Denkmalpflege von Bedeutung ist,
- als mobile Untersuchungstechnik eine sofortige Ergebnisanzeige bzw. Aussage am Bauwerk ermöglicht ("in situ"-Methode),
- außer der Zugänglichkeit des zu untersuchenden Bauteils keine aufwendigen Vorbereitungen am Prüfobjekt und keine umfangreichen Nebenleistungen erfordert,
- hinsichtlich Portabilität (Abmessungen und Masse der Gerätetechnik) und Bedienhandlungen von einer Person ausgeführt und zudem netzunabhängig betrieben werden kann.



Bild 47: Einfluss der Jahresringe auf den Bohrwiderstand [Lit 41]

3.5 Geräte und Methoden mit sehr hohen Anforderungen bei Prüfung und Auswertung

3.5.1 Ultraschall

3.5.1.1 Zweck

Die Anwendung von Ultraschall bei der Prüfung von Beton dient in den meisten Fällen der Bestimmung der Güte und Gleichmäßigkeit. Die Laufzeit und Intensität von Ultraschallimpulsen werden in Abhängigkeit vom Schallweg bestimmt. Aus dem Kurvenverlauf und der Dämpfung kann auf Lage und Geometrie von Fehlstellen und Rissen geschlossen werden.

3.5.1.2 Messprinzip

An der Betonoberfläche wird der Sender angekoppelt. Er erzeugt Schallimpulse, diese durchlaufen den Beton. Ein Empfänger auf der gegenüberliegenden Seite empfängt die Schallwellen.

Bei bekanntem Abstand zwischen Sender und Empfänger lässt sich aus der Laufzeit die Schallgeschwindigkeit errechnen.

Die Schalllaufzeit wird durch Feuchtigkeit und Temperatur, sowie durch die Bewehrung im Beton beeinflusst.

3.5.1.3 Prüfgeräte

Die Prüfgeräte für diese Anwendung besitzen einen Sender, der Longitudinalwellen in den Prüfkörper abstrahlt. Der Empfänger nimmt die Wellenpakete auf und leitet sie als elektrischen Impuls der Elektronik zu.



Bild 48: Ultraschallmessgerät mit Sender und Empfänger [Lit 89]

3.5.1.4 Durchführung

An der Messstelle ist die Länge des Schallweges mit einem Messschieber abzumessen. Danach wird Sender um Empfänger möglichst genau gegenüber angekoppelt.

Am Bauteil werden Bereiche mit unterschiedlich großer Schallgeschwindigkeit festgestellt. Aus diesen Bereichen sind Bohrkerne zu ziehen und daran die Druckfestigkeit zu prüfen. Die Ergebnisse dieser Prüfung werden mit den Laufzeiten korreliert und eine Bezugsgerade errechnet.

Die Ultraschalltransmission von Bauteilen kann zur Ortung und Vermessung von Fehlstellen und Rissen verwendet werden. Die häufigsten Anwendungen beziehen sich auf die Untersuchung von Betonbauteilen, es sind aber auch Anwendungen für Mauerwerk und spezielle Rissuntersuchungen bekannt. Hochfrequente Ultraschallwellen werden in Baustoffen stark gedämpft, sodass sich die Anwendung auf den sogenannten Niederfrequenz-Ultraschall (ca. 50 kHz bis 300 kHz) beschränkt. Mechanisch angeregte elastische Wellen (ca. 1 kHz bis 20 kHz) kommen ebenfalls zum Einsatz, sie werden in Anlehnung an die Anwendungen in der Geologie auch als Mikroseismische Verfahren bezeichnet.

3.5.1.5 Auswertung

3.5.1.5.1 Betondruckfestigkeit

Die absolute Ermittlung der Betondruckfestigkeit über eine Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit war für lange Zeit ein wichtiges Ziel der Forschung und der Anwendung in der Praxis. Die Ultraschallgeschwindigkeit in Beton wird aber von so vielen Parametern beeinflusst, dass es keine eindeutige Beziehung zwischen den beiden Größen gibt. Die Ansätze, die Ultraschallgeschwindigkeit mit anderen zerstörungsfreien Verfahren zu kombinieren und die Aussage somit sicherer zu machen, haben zu keinen etablierten Verbesserungen geführt.

Es ist aber möglich, und das wird in der Praxis häufig angewandt, die Ultraschallgeschwindigkeit für Bauteile oder Bauwerksabschnitte mit jeweils gleicher Betonrezeptur und Herstellung mit der Betondruckfestigkeit auf empirischem Weg zu korrelieren. Dazu werden dem Bauteil aus typischen Bereichen Bohrkerne entnommen, an denen die Ultraschallgeschwindigkeit und anschließend die Druckfestigkeit im Druckversuch ermittelt werden (Kalibrierung). Aus einer so erhaltenen Regressionsgleichung zwischen den beiden Größen kann nun die Druckfestigkeit aus der Ultraschallgeschwindigkeit in dem entsprechenden Bauteil ermittelt werden.

Die Geschwindigkeit wird aus der Ultraschalllaufzeit in Transmission bestimmt, die Bauteildicke ist notwendigerweise bekannt. Es handelt sich immer um die Ausbreitung der Longitudinalwellen, also der sich am schnellsten ausbreitenden elastischen Welle, sodass immer der erste Puls auf der Empfängerseite zur Laufzeitmessung herangezogen werden kann.

Das Verfahren der Laufzeitbestimmung von Ultraschallwellen speziell in Beton, unterscheidet sich nicht prinzipiell von der Ultraschall-Geschwindigkeitsmessung in metallischen Werkstoffen. Aufgrund der Korngröße der Zuschläge im Beton muss mit kleinen Frequenzen von ca. 50 bis 300 kHz gearbeitet werden. Ein Nachteil dieser vergleichsweise niedrigen Frequenzen ist, dass die Ultraschallwellen im Werkstoff schlecht gebündelt werden und gemessene Laufzeitunterschiede sowohl von geänderten Materialeigenschaften als auch von einer veränderten Geometrie abhängen können.

Die Anstiegszeit der Ultraschallpulse in diesem Frequenzbereich beträgt mehrere Mikrosekunden, sodass besondere Maßnahmen zur genauen Laufzeitmessung unternommen werden müssen. Da sich diese von Gerät zu Gerät unterscheiden, ist es normal, wenn verschiedene Geräte an identischen Messstellen unterschiedliche Ergebnisse für die Laufzeit zeigen. Für die praktische Anwendung des Verfahrens ist das jedoch ohne Bedeutung, wenn alle Messungen mit dem gleichen Gerät ausgeführt werden, da es bei diesem Verfahren nur auf die relativen Unterschiede der Geschwindigkeit ankommt.

Hinweise zur sachgemäßen Anwendung des Verfahrens sind im Merkblatt der DGZfP für Ultraschallverfahren zur ZfP im Bauwesen [Lit 21] und in den Ergänzungen zur DIN 1045 [Lit 22] niedergelegt. Insbesondere ist auf die Untersuchung einer ausreichenden Anzahl von Bohrkernen mit ausreichendem Durchmesser zu achten.

Wenn bei der Untersuchung atypisch kleine Schallgeschwindigkeiten auftreten, lassen diese eine Schädigung vermuten und sollten eine gezielte Untersuchung mit anderen Methoden einleiten. Schädigungen dieser Art sind z. B. Verdichtungsmängel, Gefügelockerungen infolge Frosteinwirkung, Alkalireaktionen oder durch die gemischte Verwendung verschiedener Materialien.

Von einem der Hersteller wird eine Variante des Verfahrens zur Prognose der Festigkeit von jungem Beton angeboten. Es beruht darauf, dass für bestimmte Betonrezepturen der Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Alter des Betons bekannt ist und in einem Programm zur Verfügung steht. Wird nun an einem frisch betonierten Bauteil die Ultraschallgeschwindigkeit zu mehreren Zeitpunkten bestimmt, ist aus dem Vergleich mit der Verlaufskurve der gleichen Rezeptur eine Prognose der Festigkeitsentwicklung möglich. Dies kann zur genauen Bestimmung des Zeitpunktes der Ausschalung genutzt werden und damit zur Beschleunigung des Baufortschrittes dienen. Ebenso kann die Ausführung eines Bauabschnittes wiederholt werden, wenn abzusehen ist, dass die erforderliche Endfestigkeit nicht erreicht wird.

3.5.1.5.2 Dynamischer Elastizitätsmodul

Aus den Grundgleichungen der Abhängigkeit der Ultraschallgeschwindigkeit von den elastischen Konstanten lässt sich im Prinzip der Elastizitätsmodul bestimmen, wenn Dichte und Ultraschallgeschwindigkeit bekannt sind. Dies ist jedoch für die im Bauwesen verwendeten Probekörperabmessungen (Beton: 100 mm x 100 mm x 700 mm bzw. Mörtel: 40 mm x 40 mm x 160 mm) nicht exakt möglich. Das Verfahren wird deshalb üblicherweise als Relativverfahren eingesetzt und ein sogenannter Ultraschallmodul (EUS) bestimmt. Er findet als Fingerprint im Rahmen von Identitätsprüfungen, zur Qualitätssicherung und für die zeitliche Darstellung der elastischen Eigenschaften von Baustoffen bei der Prüfung im Laboratorium Anwendung.

Bei der Anwendung der Ultraschalltechnik für mineralische Baustoffe ist auf eine sorgsame Auswahl der Schallköpfe und der Kopplungsmittel zu achten. Gebräuchlich sind hierfür u. a. Vaseline, Wasser, Glyzerin, Schmierseife.

3.5.2 Endoskopie

3.5.2.1 Zweck

Die Betrachtung unzugänglicher technischer Hohlräume, Fehlstellen, Fugen und Risse in Bauteilen/ Bauwerken und/ oder deren Dokumentation im Bild.

3.5.2.2 Messprinzip

Für den zu betrachtenden Hohlraum muss ein Zugang vorhanden sein oder geschaffen werden. Dort wird das flexible Endoskop oder das starre Boroskop eingeführt. Eine Kaltlichtquelle bringt über Glasfaserstäbe oder Linsensysteme Licht an das Objektiv. Durch das Okular kann der Hohlraum betrachtet werden.

3.5.2.3 Geräte

Das Endoskop besitzt eine flexible, biegsame Sonde, das Boroskop einen starren Schaft. Das Objektiv an der Spitze kann ausgewechselt werden (Tele- oder Weitwinkel). Beim flexiblen Endoskop kann das Objektiv nach allen Seiten bewegt werden. Damit lässt sich die Blickrichtung beliebig verändern.

Durch das Okular kann man den Hohlraum betrachten. Eine Spiegelreflexkamera oder Videokamera kann angeschlossen werden. Über ein Bildsichtgerät können die Hohlräume betrachtet und auf Band aufgezeichnet werden.

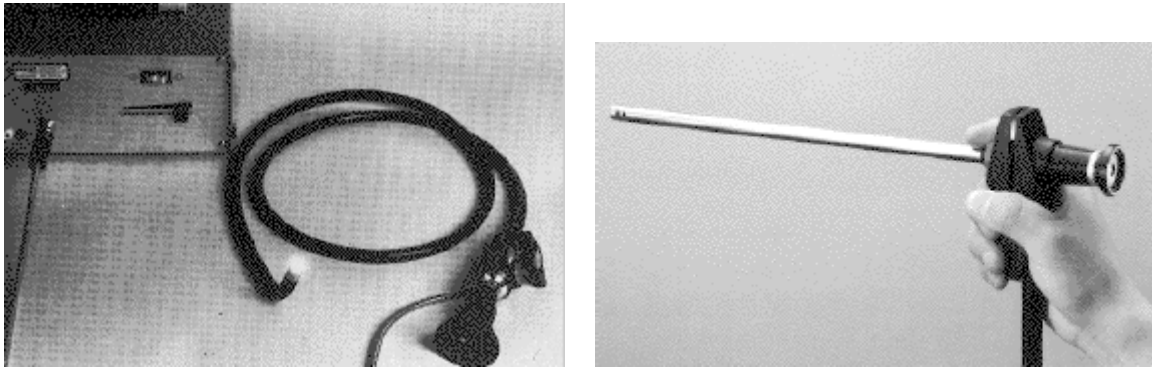


Bild 49: Endoskop (links) und Boroskop (rechts)

3.5.2.4 Durchführung

Die Deutung der Bilder erfordert große Erfahrung. Die Untersuchung ist sinnvoll, wenn Verdacht auf Hohlraum vorliegt (z. B. nicht ordnungsgemäß ausgepresste Spannkanäle, Brückenseile von Hängebrücken etc.). Zur Bestimmung der Rissbreiten kann in das Objektiv ein Maßstab eingespiegelt werden.

Auch für Untersuchungen im Altbaubereich und im Bereich der Fertigungstechnik und Qualitätssicherung werden Boroskope verwendet.

3.5.2.5 Auswertung

Es können Zustände dokumentiert und von Fachleuten mit Erfahrungen interpretiert werden. Der Erfolg von Instandsetzungsmaßnahmen kann mit dem Endoskop beurteilt werden.

3.5.3 Potenzialdifferenzanalyse

3.5.3.1 Zweck

Die zerstörungsfreie Ortung von Bewehrungskorrosion in Stahl- und Spannbeton.

3.5.3.2 Messprinzip

Korrosionsprozesse im Stahl sind elektrochemische Vorgänge, die sich aus Anoden- und Kathodenreaktion zusammensetzen, die gleichzeitig ablaufen.

Die anodische und kathodische Reaktion bestimmen das Korrosionspotenzial. Mithilfe einer Referenzelektrode können diese Potenziale gemessen werden. Die Elektrode ist über ein hochohmiges Voltmeter mit der Bewehrung elektrisch leitend verbunden (Bild 50).

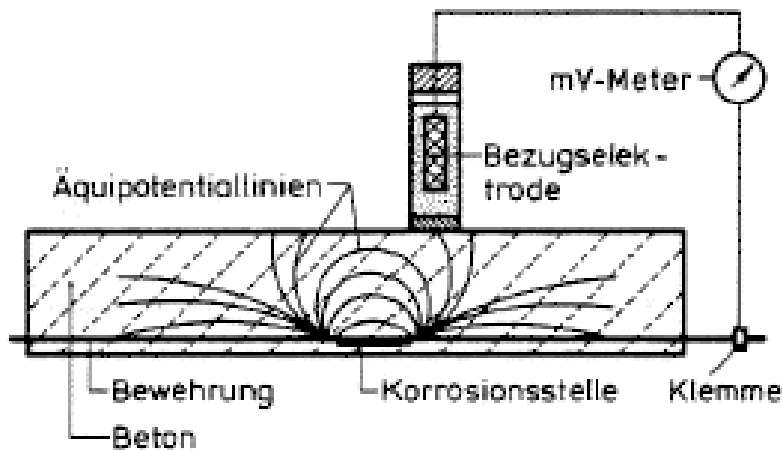


Bild 50: Schematische Darstellung der elektrochemischen Potenzialmessung [Lit 89]

3.5.3.3 Geräte

Einfache Geräte besitzen nur eine Elektrode (meist Kupfersulfatelektrode).

Geräte mit 8 und mehr Elektroden zeichnen beim großflächigen Abtasten der Betonfläche Potenziale auf. Über Rechner und Drucker werden Equipotenziallinien für die gemessene Fläche ausgedruckt.

3.5.3.4 Durchführung

Die elektrochemische Potenzialfeldmessung stellt ein Verfahren zur Beurteilung des Korrosionszustandes der Bewehrung in Stahl- und Spannbetonbauwerken dar. Dabei wird die Potentialdifferenz zwischen dem kontaktierten Bewehrungsstahl und einer auf der Betonoberfläche aufgetragenen Bezugselektrode gemessen. Letztere besteht entweder aus einer Kupferelektrode in Kupfersulfatlösung oder neuerdings auch zunehmend aus einer Silber/Silberchlorid-Elektrode in einer 0,5 mol/l Kaliumchloridlösung.

Beide Elektroden sind jeweils mit einem feuchten austauschbaren Schwamm leitend mit der Betonoberfläche verbunden.

Praktisch wird die Bezugselektrode längs über den Bewehrungen auf der Betonoberfläche entlanggeführt. An Stellen, an denen die den Stahl passivierende Oxid/Hydroxid-Schicht (Schutzschicht) durchbrochen und somit der anodische Teil des Korrosionsprozesses in Gang gekommen ist, wird eine geringere Potentialdifferenz als in den lokal getrennten Bereichen des kathodischen Korrosionsteilprozesses gemessen. Eine erste Bewertung des Korrosionszustandes der Bewehrung anhand der gemessenen Potentialdifferenz gestattet die nachstehende Tabelle 2 aus ASTM 876-91 [Lit 2].

Bei Potentialen größer als -200 mV besteht mit 95 %-iger Sicherheit keine Korrosion, bei Potentialen kleiner als -350 mV besteht mit 95 %-iger Sicherheit Korrosion.

Daraus ist ersichtlich, dass bis zwischen -200 und -350 mV eine Grauzone herrscht, bei der eine sichere Aussage über Korrosion unmöglich ist.

Einflussgrößen, die die Messwerte beeinträchtigen, sind Feuchtigkeit, Überdeckung, Chloridgehalt, Risse im Beton etc.

Tabelle 2: Einschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit anhand der gemessenen Potenzialdifferenz

Potenzialdifferenz U [mV] gegen			Korrosionswahrscheinlichkeit [%]
Standardsauerstoffelektrode	Ag/AgCl - Elektrode	Cu/CuSO ₄ - Elektrode	
<-670	<-463	<-350	>95
>-520	>-303	>-200	<5
-670 bis -520	-463 bis -303	-350 bis -200	ca. 50

Angemerkt sei jedoch, dass die Potenzialdifferenz zwischen der Bewehrung und der Bezugselektrode auch von der Temperatur, der Oberflächenbeschaffenheit, der Zementart sowie vom Feuchte- und Salzgehalt des Betons abhängig ist. So bedingt beispielsweise der unterschiedliche Anteil des Ca(OH)₂ im Portland- und Hochofenzement einen Potenzialunterschied von etwa 200 mV. Bei der Bewertung der gemessenen Potenzialdifferenz hinsichtlich des Korrosionszustandes der Bewehrung müssen die vorstehend angeführten Einflussgrößen einschließlich ihrer Wechselwirkungen berücksichtigt werden.

Zur flächenhaften Potenzialfeldmessung sind Messsysteme mit verschiedener Anzahl von Radelektroden entwickelt worden, die über die zu untersuchende Bauwerksfläche gefahren werden. Die dabei kontinuierlich gewonnenen Messwerte ermöglichen eine bildgebende Darstellung des Potenzialfeldes.

In einer weiterentwickelten Variante des Verfahrens, der galvanostatischen Pulstechnik, wird der Einfluss eines kurzzeitigen anodischen Strompulses auf die Potenzialdifferenz zwischen korrodiertem und nicht korrodiertem Bereich genutzt. Diese erfährt hierbei eine signifikante Zunahme.

Eine stark modifizierte Anwendung des Potenzialverfahrens zur kontinuierlichen Messung der Karbonatisierungstiefe am Bauwerk stellt die Korrosionsmesszelle dar: In unterschiedlichen Tiefen beim Betonieren eingebrachte Elektroden aus Baustahl und Edelstahl erzeugen beim Einsetzen der Korrosion des Baustahls eine Potenzialdifferenz, die Rückschlüsse auf die Carbonatisierungs- und Chlorideindringtiefe zulässt.

3.5.3.5 Auswertung

Das Verfahren stellt eine relativ preiswerte Möglichkeit zur Ortung von korrodierten oder korrosionsgefährdeten Bereichen dar, es ermöglicht jedoch keine Messung des Stadiums der Korrosion oder der Korrosionsrate. Die Durchführung der Messungen und die Interpretation der Messergebnisse müssen einem Spezialisten vorbehalten sein. Eine unkritische Anwendung kommerzieller Geräte (z. B. Nichtbeachtung der komplexen Wirkung der Einflussgrößen) kann unter Umständen zu erheblichen Fehlinterpretationen führen. Der Vergleich von Messwerten mit Korrosion, an geöffneten Stellen, hilft bei der Erkennung. Das Problem bei dieser Messmethode sind Potenziale im Bereich -300 mV, die nicht eindeutig interpretierbar sind.

Aus dem allgemeinen Messprinzip ergibt sich, dass mit der elektrochemischen Potenzialmessung ein Korrosionszustand nur dann festgestellt werden kann, wenn die Korrosion nicht in einer gewissen flächigen Ausdehnung, sondern an einzelnen, deutlich

getrennten Korrosionsnarben auftritt. Letzteres ist in der Regel bei der durch Chlorid verursachten Korrosion der Fall (z. B. durch Tausalzeinwirkung).

Andere einschränkende Faktoren für den Korrosionsnachweis durch Potenzialmessung sind:

- Kunststoff- und Epoxidbeschichtungen verhindern wegen der Unterbindung des elektrischen Kontaktes die Messung;
- Korrosionsstellen an in Hüllrohren verlaufenden Spannstählen können nicht gemessen werden;
- grobporige Betonoberflächen erschweren den Kontakt der Bezugselektrode.

Auch Risse und Inhomogenitäten des Salzgehaltes im Beton können das Ergebnis verfälschen.

Der Einfluss der Zementart auf die Potenzialdifferenz ist unbedingt zu beachten. Die genaue Ermittlung der Korrosionsursache (Carbonatisierung und/oder Chloridangriff) kann nur in Kombination mit anderen Verfahren erfolgen.

Unbedingt zu beachten ist ferner der Einfluss der Zementart auf die Potenzialdifferenz auch im nicht korrodierten Fall.

3.5.4 Durchstrahlungsprüfung

3.5.4.1 Zweck

Die Erkennung von Hohlräumen, Fehlstellen, Lage, Bewehrung, Spannstählen, Verpressmängel und Dichteunterschieden mithilfe der Durchstrahlung aus der radioaktiven Strahlenquelle.

3.5.4.2 Messprinzip

Stoffe unterschiedlicher Dichte und Dicke schwächen die Strahlenintensität unterschiedlich ab. Ein an der Rückseite des Messobjektes angebrachter fotografischer Film wird durch die Strahlen unterschiedlich geschwärzt.

3.5.4.3 Prüfgeräte

Hoch energetische Strahlenquellen, vorzugsweise Iridium 192 oder Kobalt 60, werden vor dem Bauteil aufgestellt. Dahinter wird ein Film mit entsprechender Schutzfolie angebracht, dessen Empfindlichkeit auf die Dicke des Bauteils und die Intensität der Strahlung abgestimmt wird.

Die Vorschriften der Strahlenschutzverordnung und der Röntgenverordnung sind zu beachten: umfangreiche Schutzmaßnahmen und Sicherheitsabstände sind einzuhalten.

3.5.4.4 Durchführung

Die Durchstrahlungsprüfung (Bild 51) von Stahlbeton beruht auf dem Effekt, dass die elektromagnetische Strahlung im Röntgen- und Gammabereich vom Beton anders absorbiert wird als von der Bewehrung und von Fehlstellen. Je geringer die Dichte, bzw. Rohdichte eines Bestandteils des Untersuchungsobjektes ist, desto weniger Strahlung wird absorbiert.

In der praktischen Anwendung wird das Prüfobjekt mit der breitbandigen Bremsstrahlung einer Röntgenröhre von einer Seite aus durchstrahlt und auf der Rückseite ein Röntgenfilm angebracht. Auf dem Film zeichnet sich dann eine zweidimensionale Projektion z. B. der Spannglieder durch eine geringere sowie eine Fehl- und Hohlstelle durch eine größere

Schwärzung ab. Damit sind im Prinzip auch unverpresste Hüllrohrbereiche im Falle von Spannbeton sichtbar zu machen.

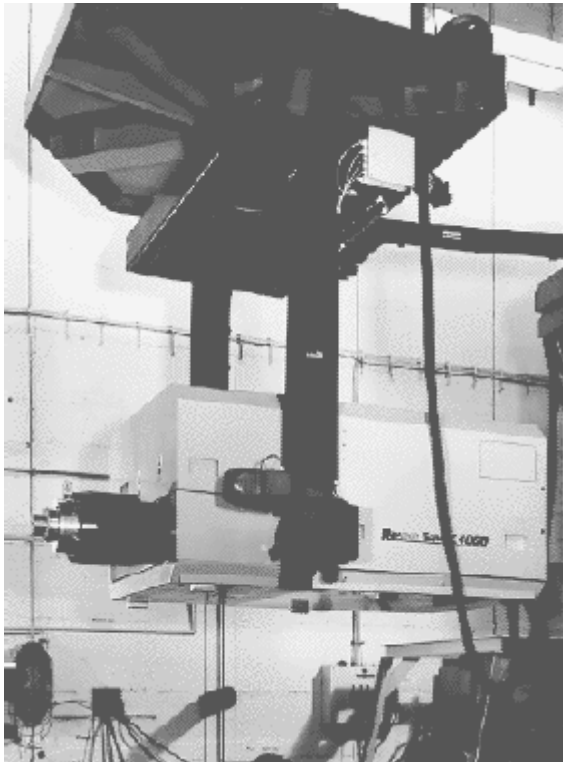


Bild 51: Durchstrahlungsprüfung mit Röntgenstrahlen [Lit 89]

Aufgrund der Grundabsorption des Betons ist die Durchstrahlungsprüfung mit Röntgenstrahlen nur bis zu einer Wanddicke von 30 cm durchführbar. Durch den Einsatz einer digitalen Bildverarbeitung lässt sich dieser Bereich etwas steigern. Ansonsten kann auf die anderen Radiografietechniken verwiesen werden.

Um eine Bestimmung der Tiefenlage und der Abmessung der Bewehrung vorzunehmen, ohne auf die sehr viel aufwendigere Computertomografie zurückgreifen zu müssen, ist die Peilung mit einer "Stereotechnik" möglich. Dazu werden zwei Aufnahmen unterschiedlicher Bestrahlungsrichtung ausgewertet. Mit Aufnahmen aus einigen wenigen Aufnahmewinkeln (Laminografie) können über Tiefenlage und Abmessungen der Bewehrung noch genauere Angaben gemacht werden.

3.5.4.5 Auswertung

Im Betonquerschnitt sind erkennbar: Zonen geringer Verdichtung, Hohlräume, Kiesnester, Risse, Mängel im Verpressmörtel und der Anteil an Stahl. Zeichenschärfe und Kontrast werden von der Anordnung und der Wahl des Filmes bestimmt. Die Art des Strahlers wirkt ebenso auf die Bildgüte ein.

Der Fachmann kann anhand der unterschiedlichen Schwarztöne auf den belichteten Film den Inhalt des Betonbauteils deuten.

3.5.5 Radarortung

3.5.5.1 Zweck

Zerstörungsfreie Ortung von Hohlstellen und Kiesnestern im Beton, Lokalisierung von schlaffer und vorgespannter Bewehrung und Ortung von Rohrleitungen im Baugrund.

3.5.5.2 Messprinzip

Die Abkürzung RADAR steht für "Radiation Detection And Ranging". Darunter verstand man in der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts ursprünglich ein Verfahren zur Ortung metallischer Gegenstände in Luft oder Wasser.

Das Radarverfahren beruht auf dem Impulsecho Prinzip: Von einem Impulsgenerator wird ein sehr kurzer elektrischer Impuls (Halbwertsbreite < 1 ns) erzeugt, der von der Sendeantenne in das zu untersuchende Material abgestrahlt wird. Dieser elektromagnetische Impuls wird an Grenzflächen reflektiert, an denen sich die dielektrischen Eigenschaften des Materials ändern, und von der Empfangsantenne detektiert. Insbesondere treten also Reflexionen an der Oberfläche und der Rückseite der zu untersuchenden Strukturen auf sowie an Inhomogenitäten im Material. Sowohl die Intensitäten der Reflexionen als auch die Laufzeiten sind abhängig von den dielektrischen Eigenschaften. Ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Material bekannt, so lässt sich aus der Laufzeit die Position des Reflexionszentrums bestimmen. Dabei muss berücksichtigt werden, dass die Dielektrizitätszahl und damit die Ausbreitungsgeschwindigkeit von der Temperatur und vom Feuchtegehalt abhängt. Dieser Effekt wird bei der Durchführung von Feuchtemessungen ausgenutzt.

Das Georadar wird seit mehr als 20 Jahren für geologische Untersuchungen und zur Grundwassersuche eingesetzt. Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet der Hochfrequenztechnik ermöglichen den Einsatz von Antennen im Frequenzbereich bis zu 2,5 GHz, sodass die örtliche Auflösung des Verfahrens im cm-Bereich liegt. Aus diesem Grund wurde das Radarverfahren in den letzten 5 Jahren erfolgreich für Strukturuntersuchungen und Feuchtemessungen im Bauwesen eingesetzt. Strukturuntersuchungen werden zur Analyse des Schichtaufbaus, zur Dickenbestimmung und zur Ortung von Ablösungen an mehrschichtigen Bauteilen durchgeführt (z. B. Dickenmessung von Betonsohlplatten und von Straßenbelägen, Ortung von Ablösungen von Vorsatzschalen usw.). Radar eignet sich sehr gut zur Lokalisierung von schlaffer und vorgespannter Bewehrung in Beton (Bild 52) sowie von metallischen Ankern und Trägern in Mauerwerk. Für die Bestimmung der Position von Hohlstellen in Beton und Mauerwerk ist das Verfahren nur unter bestimmten Voraussetzungen einsetzbar. Das Radarverfahren lässt sich gut zur Durchführung von Feuchtemessungen anwenden, tiefe aufgelöste Ergebnisse lassen sich jedoch nicht erzielen.

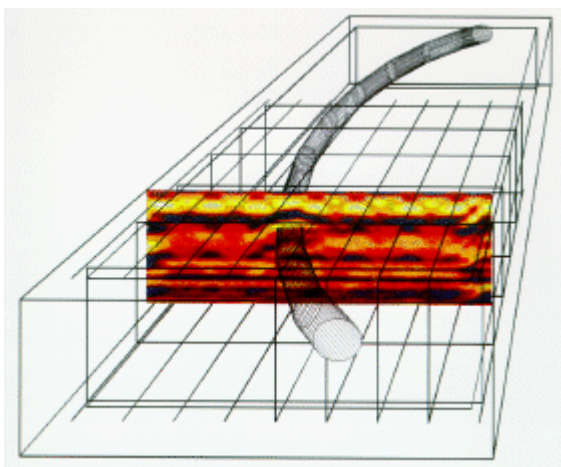


Bild 52: Schematische Darstellung der Ortung eines Spanngliedverlaufs mittels Radar [Lit 89]

3.5.5.3 Prüfgerät

Das Prüfgerät einer Radaranlage besteht aus der Antenne, die gleichzeitig sendet und empfängt, einer Steuereinheit und einem Aufzeichnungsgerät.

Ein Bildschirm, ein Rechner und elektronische Speichereinheiten sind zuschaltbar und dokumentieren die Signale zur späteren Auswertung. Die Antenne ist mit einer Hand greifbar und wiegt etwa 1 Kilogramm.

3.5.5.4 Durchführung

Die Antenne wird mit konstanter Geschwindigkeit über die Oberfläche des Betons oder des vorgezeichneten Messprofils geführt. Im Empfangsteil wird das reflektierte Signal aufgenommen und weitergeleitet. Nach jedem Impuls wird eine andere Stelle abgetastet.

3.5.5.5 Auswertung

Je kürzer die Wellenlänge, desto genauer können kleinformatige Gegenstände unter der Oberfläche erkannt werden. Betonschichten sind bis zu ± 1 cm messbar. Es gilt, dass eine Fehlstelle dann erkannt wird, wenn ihre Ausdehnung größer oder gleich etwa 10 % ihres Abstandes von der Oberfläche ist. Beton bis zu einer Dicke von 80 cm und Boden bis zu einer Dicke von 10 m können mit dem Radarsignal durchortet werden.

Im Bauwesen hat sich das Impulsradar zur Untersuchung von Straßenbelägen direkt vom fahrenden Fahrzeug aus sowie zur Ortung von vorgespannter Bewehrung in Stahlbetonkonstruktionen und insbesondere in Stahlbetonbrücken in den letzten Jahren sehr bewährt und wird auf diesen Gebieten immer häufiger eingesetzt. Nicht immer erfolgreich lässt sich das Verfahren für die Ortung von Hohlstellen einsetzen, da die Messungen z. B. in Beton sehr stark von der vorhandenen Bewehrung beeinflusst werden. Auf dem Gebiet der Feuchtemessung eignet sich Radar gut zur schnellen und großflächigen Ortung stärker durchfeuchteter Bereiche, quantitative Feuchtemessungen sind zurzeit jedoch nur eingeschränkt möglich. Für tiefenaufgelöste Messungen muss auf die Alternativmethoden verwiesen werden.

3.5.6 Rohrrinneninspektion

3.5.6.1 Zweck

Inspektion von Rohren, Abwasserkanälen, Schornsteinen mit drahtgebundenen oder autarken Robotersystemen, die je nach Aufgabenstellung mit Videokameras, Messgeräten oder Geräten zur Rohrrinnenbearbeitung ausgestattet sind.

3.5.6.2 Anwendung

Die allgemeine Anwendung der Videoinspektion liegt in der Zustandsbeurteilung von Rohren, Kanälen oder Schornsteinen. Je nach Fragestellung und System kann eine Videospeicherung, eine digitale Bildverarbeitung, eine Durchmesser- oder Querschnittsbestimmung, eine Innen- und Außenkorrosionsbestimmung, eine Unrundheits- oder Restwanddickenberechnung durchgeführt werden.

Je nach Innendurchmesser der Prüfobjekte und Anwendungsfall existieren verschiedene Systeme:

Videoskopie

Mittels der Videoskopie ist es möglich, Inspektionen in Leitungen ab einem Durchmesser von 6 mm durchzuführen. Die hochauflösenden Farbchips bzw. Kameras können in fast jeder

Leitungslage und Bogenabwinkelung auf einer Länge bis zu 60 m arbeiten, ab einem Durchmesser von 72 mm bis zu einer Länge von 150 m. Mit Sonderausführungen können sogar explosionsgeschützte Leitungssysteme inspiziert werden. Dabei können alle Phasen der Kontrolle auf einem Monitor überwacht und mit dem Rekorder aufgezeichnet werden.

Kamerafahrwagen

Für Rohre mit Nennweiten ab DN 100 sind Kamerafahrwagen geeignet, die über angetriebene Achsen verfügen und mit dreh- und schwenkbaren hochauflösenden Farbvideokameras ausgestattet sind. Im Bedarfsfall werden Kameras mit Scheibenwischern und zusätzliche Rückraumbeobachtungskameras eingesetzt. Dazu gehören fiberverstärkte, geschirmte Kabel mit Spezialmantel gegen aggressive Medien und hohe Belastungen, Kabeltrommeln mit gekapselten und vergoldeten Schleifringen und mit mechanischen oder elektronischen Wegzählern mit einer Länge von etwa 60 m. Die Bedienung und Datenspeicherung und -verwaltung erfolgt mittels tragbarer Steuereinheiten oder von Messfahrzeugen aus, die für diese Zwecke speziell ausgerüstet sind. Einige Systeme verfügen neben der digitalen Bildspeicherung auch über Software zur digitalen Bildverarbeitung.

Zur Laserabstandsmessung existieren spezielle Dreh- und Schwenkkameras mit integriertem Laserdistanzsensor z. B. für Abstände der Rohrwand von 80 - 280 mm relativ zur Kameramitte.

Kombiniert werden die Inspektionssysteme mit Rohrbearbeitungsgeräten (Packersetz-, Fräsroboter-, Stutzsanierungssysteme) (Bild 53).



Bild 53: Kamerafahrwagen mit integriertem Fräskopf für Rohre DN 200 bis DN 600

Verformungs- und Querschnittbestimmung

Zur Bestimmung von Deformationen und des Kalibers von Rohren werden spezielle radgeführte Messsonden verwendet, die es ab DN 150 bis DN 800 gibt. Datenlogger, Steuereinheit und entsprechende Software dienen der Speicherung und Auswertung der gesammelten Daten zu Messprotokollen und zur Datenverwaltung.

Restwanddicke

Für die Bestimmung der Restwanddicke von metallischen Leitungen ab DN 200 bis DN 600 (optional DN 1200) werden drahtgebundene Ultraschallinspektionssysteme mit selbstfahrenden Antriebseinheiten eingesetzt. Diese sind für Inspektionen bis 500 m (optional 10.000 m) für horizontale und vertikale Befahrung, die Befahrung von 90°-Bögen (r

= 1.5 D) und für Videoinspektion mit hochempfindlicher CCD-Farbkamera mit Dreh- und Schwenkkopf mit 12-fach Zoomkamera ab Rohrdurchmesser DN 400 geeignet. Die Ultraschallinspektion dient der Bestimmung der Restwanddicke von metallischen Leitungen bei einer Auflösung der Wanddickenmessung < 0.5 mm und erreichbarer Flächenauflösung < 1 cm². Die Anzahl der Sensoren ist 8 bzw. 24 bei einer Messfrequenz 4 MHz und einer max. Vortriebsgeschwindigkeit von 2 m/min.

3.5.7 Infrarotthermografie

3.5.7.1 Zweck

Bildgebendes Verfahren zur Messung der von der Oberfläche eines Körpers ausgehenden Infrarotstrahlung. Die bekannteste Anwendung der Infrarotthermografie im Bauwesen liegt in den Aufgaben des Wärmeschutzes. Ferner ist Erkundung von Feuchteverteilungen im oberflächennahen Bereich möglich, die sich durch unterschiedlichen Wärmetransport und damit in unterschiedlichen Werten der Wärmeabstrahlung bzw. der Oberflächentemperatur abzeichnen.

3.5.7.2 Messprinzip

Die Strahlungsleistung korreliert mit der Oberflächentemperatur. Etwa 1995 wurden die vorher üblichen Scannersysteme zur bildhaften Darstellung der Strahlungsverteilung durch FPA (Focal Plane Arrays) Kameras abgelöst. Auch das aufwendige Kühlen der Detektoren mit flüssigem Stickstoff wird inzwischen durch eine Stirlingkühlung mit geschlossenem Stickstoffkreislauf ersetzt, wodurch die Kameras wesentlich anwenderfreundlicher geworden sind.

3.5.7.3 Prüfgerät

Etwa 1995 wurden die vorher üblichen Scannersysteme zur bildhaften Darstellung der Strahlungsverteilung durch FPA (Focal Plane Arrays) Kameras abgelöst. Auch das aufwendige Kühlen der Detektoren mit flüssigem Stickstoff wird inzwischen durch eine Stirlingkühlung mit geschlossenem Stickstoffkreislauf ersetzt, wodurch die Kameras (Bild 54) wesentlich anwenderfreundlicher geworden sind.

Die Kameras lassen sich grob nach der Art des verwendeten Detektors unterscheiden: Für den normalen Temperaturbereich unter 100 °C werden HgCdTe-Detektoren verwendet, die auf das atmosphärische Fenster zwischen 8 und 13 μ m optimiert sind. Für den Einsatz bei höheren Temperaturen werden aus naheliegenden Gründen InSb- bzw. PtSi-Detektoren für das kurzwelligere Fenster zwischen 2 und 4 μ m bevorzugt. Ungekühlte Kameras mit Mikrobolometersensoren haben für ZfP-Aufgaben i. d. R. keine ausreichende Empfindlichkeit.

Typische technische Daten moderner IR-Kameras:

- Größe des FPA-Arrays: 256x256
- Detektormaterial: HgCdTe, InSb, PtSi je nach Wellenlängenbereich
- Temperaturempfindlichkeit: 25 bis 200 mK
- Bildfolgefrequenz: 50



Bild 54: Moderne Thermokamera

3.5.7.4 Auswertung

Die Strahlungs- bzw. Temperaturverteilung auf der Oberfläche des untersuchten Körpers wird als Grau- oder Falschfarbenbilder codiert (Bild 55). Zur exakten Temperaturmessung muss der Emissionsgrad der Oberfläche des Untersuchungsobjekts bekannt sein. Außerdem muss eine regelmäßige Kalibration des Infrarot-Thermografiesystems durchgeführt werden.



Bild 55: Einsatz der Thermografie. Die sanierte Haushälfte (links) mit modernen Wärmeschutzfenstern und von außen gedämmter Fassade verliert deutlich weniger Energie als die nicht sanierte Hälfte (rechts) [Lit 76]

4 Schadensfassung- und dokumentation

Das Erfassen von Schäden an Bauwerken erfolgt zum Beispiel bei den verschiedenen Verwaltungen (Straßenbauämter, Bundeswasserstraßenverwaltung (BAW), Bundesbahn, etc.) im Rahmen der planmäßig angesetzten Inspektionen. Neben diesen planmäßigen Maßnahmen ist die sorgfältige Dokumentation des angetroffenen Bauwerkszustandes in akuten Schadensfällen erforderlich.

Das Erfassen von Schäden an Bauwerken erfolgt in akuten Schadensfällen, um den angetroffenen Bauwerkszustand als Grundlage für eine Beurteilung der Ursachen und für das Planen späterer Maßnahmen sorgfältig zu dokumentieren. Neben diesen akuten Fällen wird bei den verschiedenen Verwaltungen (Straßenbauämter, Bundeswasserstraßenverwaltung (BAW), Bundesbahn, etc.) ein Bauwerksmanagement betrieben, das im Zuge von planmäßig angesetzten Inspektionen der Bauwerke deren Zustand systematisch erfasst. Zu diesem Zweck haben die verschiedenen Verwaltungen Kriterienkataloge entwickelt, die eine Klassifikation des vorgefundenen Bauwerkszustands gestatten. Die Informationen werden in speziellen Datenbanken gesammelt und dienen als Basis für eine finanzielle und organisatorische Planung erforderlicher Maßnahmen.

4.1 Schadensfeststellung, Schadenserscheinung und Schadensbeschreibung [Lit 100]

4.1.1 Ziel der Schadensfassung

Ziel der Schadensfassung ist es, den Schaden zu dokumentieren, den baulichen Zustand zu beschreiben und zu bewerten, um daraus Maßnahmen zur Schadensursache und wenn möglich zur nachfolgenden Schadensbeseitigung abzuleiten. Dabei empfiehlt sich folgender Ablauf:

- Ursachenermittlung,
- Schadensfeststellung, Schadensfassung und Schadensbeschreibung,
- Bewertung des baulichen Zustandes,
- Festlegung der Maßnahmen zur Schadensbehebung.

Eine strenge Abgrenzung dieser Arbeitsphasen ist kaum möglich, da vielfältige Beziehungen untereinander bestehen. Das grundsätzliche Vorgehen unterscheidet sich dabei kaum von dem Arbeitskanon für die Beurteilung historischer Bauten, wie er schon im 18. Jahrhundert bei der Sanierung der Kuppel des Petersdoms angewandt wurde [Lit 107] (Bild 56). Ausgehend von häufig auftretenden Schäden, nicht von Sonderfällen, wird nachfolgend ein Ablaufschema aufgestellt.

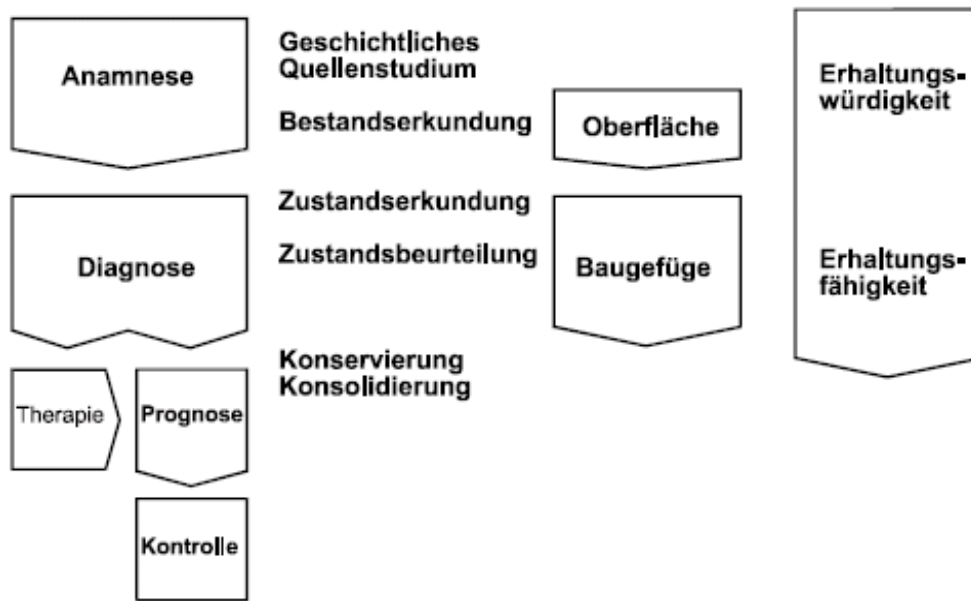


Bild 56: Arbeitskanon [Lit 108]

4.1.2 Ermittlung zum Bauteil und / oder Bauwerk [Lit 82]

Bevor man sich mit den Bauschäden befasst, ist es erforderlich, sich allgemeine Angaben zum Bauwerk zu beschaffen. Zur Beurteilung des Istzustandes eines Gebäudes ist das Bekanntsein der Bauwerksgeschichte sehr hilfreich. Aufzeichnungen aus der Vergangenheit, Pläne, Baustoffdaten und Hinweise aus dem Bautagebuch erleichtern die Beurteilung erheblich. In vielen Fällen ist es recht schwierig, an diese Daten zu kommen. Für das weitere Vorgehen sind die folgenden Angaben von Interesse:

- Gebäudeart
- Abmessungen des Bauwerkes
- Herstellung und Herstellungsdatum
Daten hierzu erleichtern erheblich die Beurteilung der Lebensdauer und ermöglichen Hinweise auf Ausführungsfehler. Hierzu zählen auch Ergänzungen in Form von Bautagebüchern.
- Lage des Bauwerkes
Daraus ist die Himmelsrichtung und daraus auch die Witterungsbelastung erkennbar.
- Bauweise / Konstruktion
Hierunter fällt die Beschreibung der Art des Bauwerks, z. B. Hinweise auf Träger, auf Betonfertigteile, Ortbetonteile und Flachdachkonstruktion.
- Baustoffdaten
Hierzu zählt die Ermittlung der verwendeten Baustoffe, deren Güte und Qualität sowie, wenn möglich, der Lieferanten.
- Beanspruchung
Zur späteren Zuordnung der Schadensursachen ist es sinnvoll, die Beanspruchungsart zu erkennen und hier nach
 - konstruktionsbedingt,
 - nutzungsbedingt und
 - umweltbedingt zu gliedern.
- Maßgebende Normen
Zum Zeitpunkt der Endplanung und Ausführung war oft die Norm nicht identisch mit der zurzeit gültigen Norm bzw. dem Stand der Technik (= neuester Kenntnisstand).
- Besonderheiten.

Die wichtigste Handlung dazu ist natürlich eine Bauwerksbesichtigung. Dabei muss der Grundsatz gelten: **Nie ein Urteil abgeben, ohne das Objekt intensiv besichtigt zu haben.**

Darüber hinaus ist es sinnvoll, bei den zuständigen Ämtern eine Einsicht in die Bauakten zu nehmen. Baupläne, Gutachten und Protokolle können viel über das alte Bauwerk aussagen. Weiterhin sollte der Bearbeiter mit den Bauvorschriften aus der Erbauerzeit vertraut sein. Oftmals führen diese zu richtigen Erkenntnissen. Von Vorteil ist es, wenn Bewohner oder Nutzer des Objektes befragt werden können. Sie können auf Mängel, Schwächen und Schäden hinweisen. Es ist auch sinnvoll, die Umweltbedingungen zu erkunden um, vor allen Dingen bei der späteren Außenhautgestaltung, keine Fehler zu machen. Bei Verwendung alter Unterlagen sollte man sich am Objekt überzeugen, dass auch zeichnungsgerecht gebaut wurde.

4.1.3 Schadenserfassung und -beschreibung

Die Feststellung des Erscheinungsbildes muss die Zuordnung zur Schadensart ermöglichen. Das heißt, dass entsprechende Einordnung vorgenommen werden muss. Wichtig ist auch, den Schaden und den Schadensumfang in einer Zeichnung darzustellen und dazu noch verbal zu beschreiben. Wenn bereits erkannt wird, ob es sich um einen Primär- oder einen Folgeschaden handelt, ist dies unbedingt festzuhalten.

- Erkennen des Erscheinungsbildes eines Schadens,
- Einordnung des Schadens nach Schadensart,
- Lokalisieren des Schadensortes und des Schadensumfanges,
- möglichst genaue Schadensbeschreibung.

4.2 Ursachenermittlung

Grundsätzlich muss die Primärursache gefunden werden. Dazu werden verschiedene Methoden und Verfahren angewendet (siehe Kapitel 3).

4.2.1 Beobachtungen

Das Beobachtungsverfahren beruht auf einer einmaligen oder in bestimmten Zeitabständen wiederholten visuellen Feststellung über das Erscheinungsbild von Schäden. Dazu gehört in jedem Fall eine fotografische Dokumentation. Bei bestimmten Konstruktionen, wie z. B. Dachbindern, Unterzügen, Pfeilern, Fundamenten usw. kann es erforderlich werden, Festpunkte und Maßstäbe einzusetzen, um Veränderungen beweisen zu können. Bei auftretenden Verformungen können infolge optischer Täuschung Beobachtungsfehler auftreten. Deshalb sind diese gezielt mit Messgeräten zu erfassen.

4.2.2 Messungen

Messungen sind erforderlich, um Daten über z. B. geometrische, physikalische, chemische Veränderungen, zu erfassen. Die hierzu erforderlichen Geräte wurden weitgehend in Kapitel 3 vorgestellt.

4.2.3 Prüfungen

Die Prüfverfahren sind zum Teil aufwendig, insbesondere wenn es sich um die Ermittlung von Baustoffeigenschaften, Festigkeitswerten, Korrosionsgrad und dergleichen handelt. Für sie müssen Bohrkerns oder Würfel aus dem Bauwerk beschafft werden. Zerstörungsfreie oder zerstörungssarme Prüfverfahren zur Untersuchung der Bausubstanz gewinnen an Bedeutung. So sind die zur Beurteilung der Tragfähigkeit und zur statischen Berechnung erforderlichen Stahldurchmesser und -abstände von Stahlbetonkonstruktionen durch Aufstemmen zu ermitteln. Mit Röntgenstrahlen oder den noch energiereicheren Gammastrahlen lassen sich

aber auch die Bauteile durchstrahlen. Der dabei belichtete Film ergibt ein Abbild der Bewehrungsstähe im Stahlbeton. Billig ist das nicht und wird nur bei entsprechend großen Objekten eingesetzt. Kommt es darauf an, die Qualität des verarbeiteten Betons einzuschätzen, kann die Ultraschallprüfung eingesetzt werden. Damit lassen sich Aussagen über die Homogenität des Betons, Fehlstellen oder Risse gewinnen. Sind absolute Werte zur Einschätzung der Betongüte erforderlich, bleibt letztlich nur die Entnahme von Bohrkernen aus dem Bauteil, um diese in einem Baustofflabor zu prüfen. Damit können vergleichsweise Qualitätswerte für das gesamte Betonbauteil bzw. Bauwerk gewonnen werden. Die Feststellung der Mauerwerksfestigkeit erfolgt mit speziellen Messgeräten, z. B. einem dafür entwickelten Prüfhammer. Mithilfe der Endoskopie werden Holzbalkendecken untersucht.

4.2.4 Berechnungen

Zur Beurteilung der Standsicherheit und der Tragfähigkeit muss eine statische Berechnung vorgenommen werden, die auf den aktuell gültigen Normen beruht. Da zur Bauzeit mitunter andere Materialien (und Vorschriften) zur Anwendung kamen, deren Eigenschaften von den aktuellen Regelwerken nicht erfasst werden, muss die statische Berechnung mitunter auf abgesicherten Annahmen aufbauen. Dazu können z. B. gezielte Baustoffprüfungen erforderlich sein.

4.2.5 Experimentelle Verfahren

Durch Feuereinwirkung, Explosion oder ähnliche zerstörende Einwirkungen entstandene Schäden führen zu Festigkeitsminderungen der Baukonstruktion. In derartigen Fällen ist die Beurteilung der Tragfähigkeit des Bauwerkes lediglich aufgrund theoretischer Berechnungen schwierig bzw. sie kann zu falschen Ergebnissen führen. Ähnliche Probleme ergeben sich, wenn bei älteren Gebäuden keine oder nur unzureichende Bauunterlagen zur Verfügung stehen. In diesen Fällen ist eine experimentelle Tragfähigkeitsbestimmung besser. Bei solcher Belastungsprüfung (Bild 57) ist zu berücksichtigen, dass das Verhalten einer Baukonstruktion nicht aufgrund der ermittelten Verformungs- und Belastungswerte erfolgen kann, sondern in der Regel im Vergleich dieser Daten mit der Berechnung. Gewarnt werden muss davor, nur die Haupttragglieder zu untersuchen. Von wesentlicher Bedeutung sind die Nebentragglieder, wie z. B. Verbände, Anschlüsse, Verbindungen, Lager und Stöße.



Bild 57: Probelastung einer Decke [Lit 67]

4.3 Bewertung des baulichen Zustandes am Beispiel von Wohngebäuden [Lit 100]

Der Nachweis der Funktions- und Standsicherheit der geschädigten Bauteile und des gesamten Gebäudes ist zu führen.

4.3.1 Standsicherheit

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass Stabilität und Steifigkeit gesichert sind, so wird ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit, der waagerechten und senkrechten Bauteile erforderlich. Der Nachweis hat entsprechend den geltenden Bestimmungen und Vorschriften zu erfolgen. Dabei sind die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst zu beachten. So muss z. B. nach DIN 1053 die Standsicherheit gemauerter Bauteile und Bauwerke durch aussteifende Wände und Decken oder durch andere Maßnahmen, z. B. Aussteifungsbalken, Ringanker (Bild 58) oder vertikale bzw. horizontale Rahmen ausreichend gesichert sein. Daran ist zu denken, wenn bei Gebäuden mit Holzbalkendecken Wände entfernt werden sollen. Sollen Holzbalkendecken durch Massivdecken ersetzt werden, bedeutet das eine wesentliche Lasterhöhung. Dazu kommt noch eine Erhöhung der Verkehrslast, wenn eine Umnutzung vorgenommen wird. In diesem Falle muss nach DIN 1054 das Baugrundverhalten berücksichtigt werden.



Bild 58: Fehlerhafte Ausführung eines Ringankers

4.3.2 Funktion Wärmeschutz

Der Wärmeschutz vorhandener Außenwände entspricht insbesondere bei Häusern, die vor 1970 gebaut wurden, nicht mehr den heutigen Anforderungen. In vielen Fällen müssen die Decken zum unbeheizten Dachboden und zum Keller zusätzliche Wärmedämmung erhalten. Beim Einbau zusätzlicher Wärmedämmschichten muss die Gefahr der Kondensatbildung in Bauteilen berücksichtigt werden. Sie ist vor allen Dingen bei vorgesehenen Innendämmungen sehr groß. Es gilt der Grundsatz: Von Warm nach Kalt zuerst Dampf und dann die Wärme

abbauen. Das heißt, dass eventuell eine Dampfsperre vor die Dämmschicht gesetzt werden muss.

Ein ähnliches Problem besteht bei der Verbesserung des Wärmeschutzes von Fenstern. Mit dem Einbau neuer Fenster ist unmittelbar eine Verminderung der Fugendurchlässigkeit des Fensterrahmens verbunden. Daraus ergibt sich ein geringerer Luftaustausch, der eine erhöhte Luftfeuchtigkeit des Raumes nach sich zieht. An Bauteilen mit geringer Oberflächentemperatur, meistens sind es die Fensterlaibungen, kommt es zur Kondensatbildung und in deren Folge zu Durchfeuchtungen und Schimmelbildung (Bild 59). Die Schimmelbildung kann zur Erkrankung der Bewohner führen. Bei massivem Auftreten kann der Körper nicht mehr richtig reagieren und dann können Infektionen der Körperoberfläche oder allergische Erkrankungen auftreten. Die Voraussetzungen für die Schimmelbildung sind: Sauerstoff, Wärme, Feuchte, Nährstoffe und ein wenig Zeit.



Bild 59: Schimmelpilz in einer Fensterlaibung [Lit 43]

4.3.3 Funktion Schallschutz

Grundsätzlich bestimmt immer der schwächste Teil der Wand die Schalldämmung. Bei einer Außenwand sind dies die Fenster. Selbst gute Fenster dämmen den Schall schlechter als eine geschlossene Außenwand. Will man den Schallschutz einer Außenwand feststellen, ist es immer notwendig, die Schalldurchlässigkeit von Fenster und Wand zu berücksichtigen. Dabei erkennt man, dass ab einem Fensteranteil von 25 % der Wandfläche die Schallübertragung im Wesentlichen über die Fensterflächen erfolgt. Probleme können beim Schallschutz von Zwischenwänden und Decken auftreten. Vorhandene Wohnungstrennwände aus 12 cm Ziegelmauerwerk erfüllen nicht die Anforderungen, die heute an den Schallschutz gestellt werden. Gleiches gilt für Holzbalkendecken und dünne Betondecken mit Verbundestrichen. Die Neuaufteilung vorhandener großer Wohnungen muss die Trennung zwischen ruhigen und lauten Räumen auch von einem Geschoss zum anderen berücksichtigen. Bei Wohnungen, die hohem Verkehrslärm ausgesetzt sind, ist zu berücksichtigen, dass nach dem Einbau neuer schalldichter Fenster die Innengeräusche viel stärker wahrgenommen werden.

4.3.4 Funktion Feuchteschutz

Um den Feuchteschutz bewerten zu können, muss man die Quellen der Feuchtigkeit kennen. Da ist zuerst einmal die Baufeuchtigkeit. Sie spielt bei der Rekonstruktion von Gebäuden eine geringere Rolle. Bei Neubauten allerdings muss sie beachtet werden. Das eingesetzte

Baustoffvolumen eines normalen Einfamilienhauses beträgt ca. 100 m³. Davon gehen ca. 50 m³ in die Decken und 50 m³ in die Wände. Dazu kommen unter Umständen noch ca. 4 m³ Putz. Alles zusammen enthält ca. 10,6 m³ Wasser. Die Baufeuchtigkeit verlässt nur langsam das Gebäude, sie braucht dazu etwa 2 Jahre. In dieser Zeit muss gut gelüftet werden. Die Luft, die uns umgibt, enthält immer eine bestimmte Feuchtigkeitsmenge. Da ist erst einmal die ständige Feuchtigkeitsabgabe des Menschen, sie liegt zwischen 40 und 50 g/h und erfolgt rund um die Uhr. Genauso ständig ist die Feuchtigkeitsabgabe von Pflanzen und Tieren. Hinzu kommen die stoßweise Verdampfung von Wasser beim Baden, Duschen, Kochen und Waschen. Zwar sind die Entstehungszeiten in diesen Räumen oft recht kurz, doch liegen die Mittelwerte der Luftfeuchtigkeit hier höher, in einer Küche zur Hauptkochzeit bis zu 1000 g/h. Ein Teil davon wird in den Möbeln und Textilien sowie in den umgebenden Baumassen gespeichert und allmählich wieder an die Raumluft abgegeben.

Die Natur liefert uns Wasser, hauptsächlich in Form von Schlagregen. Man schützt sich zwar bauseitig durch eine Wasser abweisende oder wasserdichte Außenhaut davor, es ist aber nicht zu verhindern, dass diese durch die Nutzung aber auch durch äußere Einwirkung undicht wird. Diese Stellen zu finden und abzudichten, ist eine der ersten Aufgaben einer Rekonstruktion. Ein Bauwerk kann aber auch durchfeuchten. Da ist einmal das Sickerwasser, das nach einem Regenguss durch den Boden nach unten versickert. Wenn es auf eine undurchlässige Bodenschicht trifft, kann es sich in Stauwasser verwandeln. Wenn in bindigen Böden Schichten mit wasserdurchlässigem Material eingelagert sind, dann ergibt sich Schichtenwasser. Immer vorhanden ist aber die Bodenfeuchtigkeit, die vom Porenanteil, der Porenart und vom Wasserhaltevermögen des Bodens abhängig ist. Eine geringere Rolle spielt das Grundwasser. In den meisten Fällen liegt der Grundwasserspiegel unterhalb der Gründungssohle eines Bauwerkes. Er kann allerdings in Abhängigkeit von der Niederschlagsmenge starken Schwankungen unterliegen. Das alles kann in Verbindung mit Bau- und Nutzungsfehlern oder dem normalen Verschleiß dazu zu oft starken Durchfeuchtungen im Keller- und Sockelbereich bestehender Häuser führen. Da bei der Nutzung eines Gebäudes ständig Wasser benötigt wird und das genutzte Wasser entsorgt werden muss, ergeben sich durch den Verschleiß, aber auch durch unsachgemäße Nutzung, innerhalb des Gebäudes Quellen, die zu Feuchteschäden führen können. Das zeigt sich z. B. in der undichten Leitung, der auslaufenden Waschmaschine oder der zerbrochenen Schleuse im Keller.

4.3.5 Funktion Brandschutz

Grundsätzlich galten in der Regel im Planungsjahr eines zu rekonstruierenden Bauwerkes andere Anforderungen an den Brandschutz, als die heute bestehenden Rechtsvorschriften, die in den jeweiligen Landesbauordnungen für Neubauten erlassen wurden. Letztere können nicht ohne Weiteres auf Rekonstruktionsbauten übertragen werden. Abweichende Ausnahmeregelungen sind möglich. Diese werden in den meisten Fällen nur erteilt, wenn keine Nutzungsänderung im Bauwerk erfolgt. Anderenfalls wird von den Bauaufsichtsämtern meist die strikte Einhaltung der Brandschutzforderungen verlangt. Grundsätzlich sollte aber immer eine Anpassung der bestehenden Gebäude an die Rechtsvorschriften erfolgen, weil dies wegen der Sicherheit für Leben und Gesundheit erforderlich ist.

4.4 Festlegung der Maßnahmen zur Schadensbehebung

Als Ergebnis der Untersuchung muss entschieden werden, ob eine Reparatur, eine Instandsetzung oder eine Rekonstruktion vorgenommen werden soll oder ob das Gebäude abzureißen ist. Der Schadensumfang ist ein wesentliches Kriterium dafür, ebenso wie der vorhandene physische und funktionelle Verschleiß. Die geforderte Lebensdauer muss zur Beurteilung herangezogen werden. In vielen Fällen ist der Kosten-Nutzen-Vergleich von

Bedeutung. Für Wohnungsunternehmen mit einem größeren Bestand ist eine Einordnung der Bauschäden in Dringlichkeitsstufen vorzunehmen, um ggf. eine Finanzierungsplanung zu ermöglichen. Dazu ist einzuschätzen, welche Schäden vorrangig beseitigt werden müssen und welche Maßnahmen zu einem späteren Zeitpunkt vorgenommen werden kann. Nun werden auch Festlegungen zur Schadensbehebung erforderlich, wie:

- Beseitigung akuter baulicher Gefahrenzustände durch Absteifungen, Verstärkungen usw.,
- Vorschläge zu baulichen und bautechnischen Maßnahmen, wie Einbau von Aussteifungsverbänden, lastverteilenden Elementen, Reparatur- oder eventuelle Belüftungsmaßnahmen usw.,
- Sanierung der geschädigten Bauteile,
- Trockenlegung des Mauerwerkes oder
- Beseitigung der auslösenden Faktoren, wie schadhafte Dachhaut, aggressive Medien oder unzureichende Wärmedämmung.

5 Stahl und Nichteisenmetalle im Hochbau

5.1 Metallkorrosion

Metalle unterliegen in der natürlichen Umwelt zahlreichen Einwirkungen, die zum Teil zur Korrosion (lat. *corrodere* = zernagen) führen können. Unter Korrosion ist die unbeabsichtigte Zerstörung der Metalle zu verstehen. Ursache für das Ablaufen von Korrosionsvorgängen sind chemische oder elektrochemische Reaktionen des Metalls mit seiner Umgebung. In Zuge des Herstellungsverfahrens werden die Metalle in einen reineren, energiereicheren Zustand umgewandelt. Die Metalle sind in diesem Zustand bestrebt, durch die Verbindung mit anderen Elementen, insbesondere Sauerstoff und Wasserstoff, wieder in einen energieärmeren Zustand überzugehen. Der Korrosionsprozess kehrt folglich nur den Herstellungsprozess um. Da die Metalle durch die Korrosion wesentliche Werkstoffeigenschaften verlieren, die zur Beeinträchtigung eines Bauteils oder eines ganzen Systems führen können, ist ein Korrodieren der Metalle möglichst zu verhindern.

Die Metallkorrosion kann in verschiedene Reaktionsmechanismen unterteilt werden:

- die chemische Korrosion und
- die elektrochemische Korrosion.

Die chemischen und elektrochemischen Vorgänge können bei gleichzeitigem Einwirken einer Zugspannung zur Spannungsrisskorrosion führen. Die meisten Korrosionsschäden sind auf die elektrochemische Korrosion zurückzuführen.

5.1.1 Chemische Korrosion

Chemische Korrosion ist die unmittelbare Reaktion von Metallen mit ihrer Umgebung. Es erfolgt ein direkter Elektronenaustausch zwischen den Metallen und den Reaktionspartnern, wobei das Metall Elektronendonator ist. Die chemische Korrosion wird durch das Einwirken von Sauerstoff, Wasser, Säuren, Laugen und Salzen verursacht.

Der mit der Oxidation verbundene Übergang vom energiereichen in einen energieärmeren Zustand ist mit einer messbaren Energieabgabe verbunden. Diese sogenannte Sauerstoffaffinität ist für die einzelnen Metalle sehr unterschiedlich. Sie ist am größten bei den links im Periodensystem stehenden Alkalimetallen und nimmt nach rechts und von oben nach unten im Periodensystem ab.

Die meisten Metalle zeigen eine große Affinität zu Sauerstoff. Dies macht sich im schnellen Ausbilden von Oxidschichten auf frischen Metalloberflächen bemerkbar. Ist die sich bildende Oxidschicht im angrenzenden Medium löslich oder porös (z. B. Eisenoxidhydroxid (Rost)), dann kann die Korrosion weiter voranschreiten. Eine dichte unlösliche Oxidschicht (z. B. Aluminiumoxid (Al_2O_3)) bringt hingegen die Korrosion zum Stillstand und wirkt wie eine Schutzschicht. Diese Eigenschaft hängt von den Dichteunterschieden zwischen Oxid und Metall ab (Tabelle 3). Während die Oxide von Magnesium, Zink und Aluminium eine höhere Dichte als das jeweilige Metall haben, ist die Dichte des Eisenoxids deutlich geringer als die des Eisens. Entscheidend ist neben der Dichte der Übergang vom Metall zum Oxid. Schutzschichten können sich auch aus schwer löslichen Salzen bilden. Dies ist unter anderem bei Kupfer und bei Blei der Fall.

Die Korrosionsreaktion wird beim Entstehen löslicher Reaktionsprodukte in dem Maße verlangsamt, wie die angreifende Substanz verbraucht wird. Beispiele für diese Vorgänge sind

der Angriff eines Tropfens Salzsäure auf einer Eisenoberfläche (Bild 60) oder der Angriff eines Tropfens Natronlauge auf einer Aluminiumoberfläche (Bild 61).

Tabelle 3: Dichten einiger Metalle und ihre Oxide und Hydroxide

Metall	Dichte [g/cm ³]	Oxid	Dichte [g/cm ³]	Hydroxid	Dichte [g/cm ³]
Fe	7,9	FeO	5,7	Fe(OH) ₂	3,4
		Fe ₂ O ₃	5,3	Fe(OH) ₃	3,1
		Fe ₃ O ₄	5,2	FeO(OH)	3,8
Al	2,7	γ-Al ₂ O ₃	3,4	γ-Al(OH) ₃	2,5
		α-Al ₂ O ₃	4,0	γ-AlOOH	3,0
Zn	7,1	ZnO	5,7	Zn(OH) ₂	3,1
Mg	1,7	MgO	3,6	Mg(OH) ₂	2,4

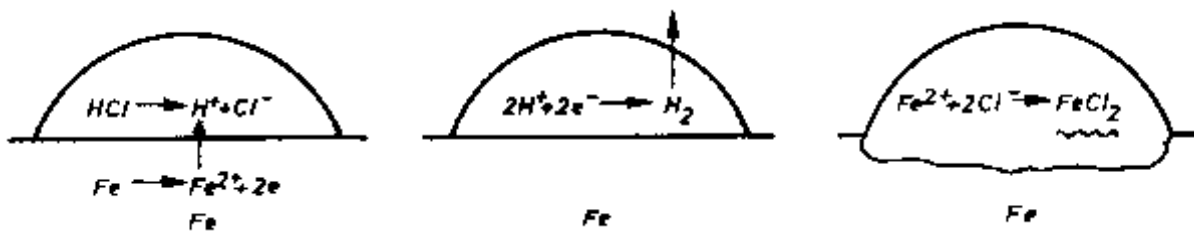


Bild 60: Korrosion von Eisen im Kontakt mit Salzsäure

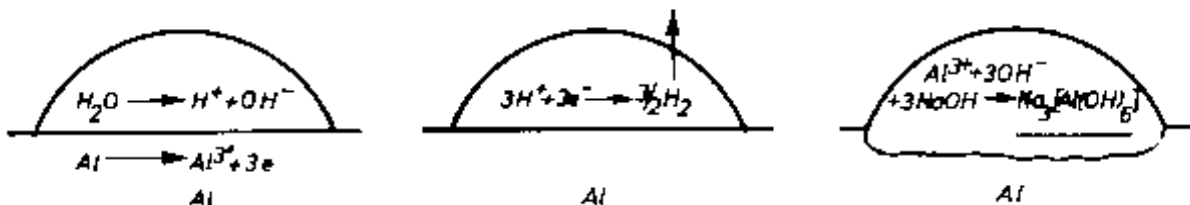


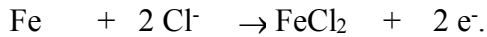
Bild 61: Korrosion von Aluminium im Kontakt mit Natronlauge

Die Korrosion der Metalle hängt sehr stark vom pH-Wert des angreifenden Mediums ab. Salze können durch Hydrolyse saure oder basische Lösungen ergeben, die dann aggressiv reagieren. Lösliche Salze bilden mit Schwermetallen hauptsächlich Ionen (Cl⁻, SO₄²⁻, NO₃⁻ oder NO₂⁻).

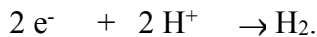
5.1.1.1 Eisen und Stahl

Eisen und Stahl lösen sich in Salz- und Schwefelsäure auf. In der Kälte findet jedoch im Fall konzentrierter Salpeter- oder Schwefelsäure kein Angriff statt, da sich durch die oxidierenden Säuren eine schützende Passivschicht bildet.

Eisen angreifende Chlorid- und Sulfationen können aus Baustoffen (Gips, Magnesiabinder) oder Streusalz stammen. Durch den Korrosionsangriff kommt es zur Bildung löslicher Eisensalze (vgl. Bild 60):



Die zur Bildung der Elektronen erforderlichen H^+ -Ionen kommen aus dem anwesenden Wasser.

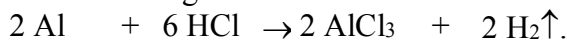


Für den Einsatz von Eisen und Stahl im Betonbau ist die Beständigkeit gegen Kalkwasser ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) von entscheidender Bedeutung. Im Beton wird auch schon entstandener Rost durch den hydratisierenden Zement chemisch gebunden.

Der Rost als Korrosionsprodukt des Eisens bei atmosphärischer Korrosion besteht hauptsächlich aus Eisenoxidhydroxid. Rost ist ein fest haftendes bis plattig loses Gemenge verschiedener Oxide des 2- und 3-wertigen Eisens.

5.1.1.2 Aluminium

Aluminium ist in der Kälte gegen oxidierende Säuren beständig. Andere Säuren lösen die Oxidschicht auf und greifen das Metall an:

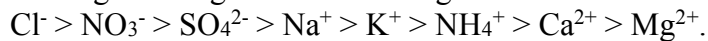


Da Aluminium von säurehaltiger Industrieluft und stark salzhaltiger Meeresluft angegriffen wird, ist in diesen Fällen eine Beschichtung sinnvoll.

Aluminium ist gegen Laugen nicht beständig und darf deshalb nicht ohne einen besonderen Schutz mit alkalisch reagierenden Baustoffen (Zement) in Berührung kommen:



Durch sein amphoterer Verhalten ist Aluminium gegen sauer und basisch reagierende Salze nicht beständig. Die angreifende Wirkung nimmt in der nachstehenden Reihenfolge ab:



In Kontakt mit Meerwasser und mit Magnesiabinder korrodiert Aluminium sehr stark.

5.1.1.3 Kupfer

An trockener Luft bildet Kupfer an der Oberfläche langsam eine Schicht aus rotem Kupfer(I)-oxid (Cu_2O). Bei höheren Temperaturen bildet sich das leicht abblätternde schwarze Kupfer(II)-oxid (CuO).

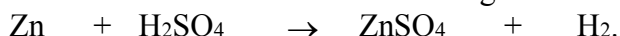
Kupfer kann wegen seines halb edlen Charakters ohne weiteren Schutz an Stellen eingesetzt werden, wo es mit dem Erdboden in Kontakt kommt. Unter der Einwirkung von Ammoniak färbt sich Kupfer zunächst schwarz und bildet dann lösliches, blaues, giftiges Tetramminkupferhydroxid:



In der Nähe von Viehställen und Sanitäreanlagen ist deshalb beim Einsatz von Kupfer Vorsicht geboten.

5.1.1.4 Zink

An Luft überzieht sich Zink sehr schnell mit einer Schutzschicht aus Oxid und Hydrogencarbonat, die eine weitere Oxidation verhindert. In allen Säuren, aber auch in Laugen löst sich Zink sehr rasch auf und zeigt damit seinen amphoterer Charakter.





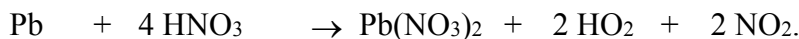
Wenn sich auf Zinkoberflächen Schwitzwasser bildet, wird der Zutritt von CO₂ aus der Umgebungsluft gehemmt. Dies kann bei kalten verzinkten Wasserleitungen oder auf der Unterseite verzinkter Trapezblechdächer der Fall sein. Es kommt in diesem Fall zur Entstehung des sogenannten Weißrostes, einer porösen, schlecht haftenden Schicht aus Zinkhydroxid und Zinkoxid, die keine schützende Deckschicht bildet. Besonders kritisch ist dies bei frischen Zinkoberflächen, die noch nicht lange bewittert sind, da sich keine Schutzschicht ausbilden kann. Das Zink wird dann stark korrodiert. Derartige Schäden können vermieden werden, wenn die weißen Neubildungen abgebürstet werden und eine bessere Belüftung erfolgt.

Das amphotere Verhalten des Zinks verursacht einen geringen gleichmäßigen Korrosionsabtrag in Kontakt mit Zement-, Kalk- und Gipsmörtel.

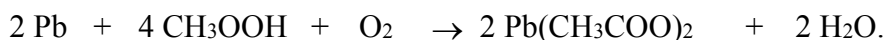
Saure Reaktionsprodukte aus UV-bestrahltem ungeschütztem, insbesondere geblasenem Bitumen können an schwach geneigten Dächern bei geringen Niederschlagsmengen zu einem deutlichen Zinkabtrag führen. Eine Gegenmaßnahme ist ein ausreichender UV-Schutz etwa durch eine genügende Kiesschüttung. Beim Korrosionsschutz von Zink (und Aluminium) mit bituminösen Produkten dürfen diese keine Phenole enthalten, da Phenole sauer wirken. Salzhaltige Holzschutzmittel können Zink korrodieren.

5.1.1.5 Blei

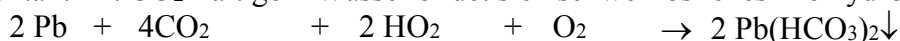
Blei ist im Allgemeinen gegen nicht oxidierende Säuren beständig. Dies gilt insbesondere dann, wenn sich auf der Oberfläche schwer lösliche Salze bilden (z. B. PbSO₄). In Salpetersäure löst sich Blei leicht auf.



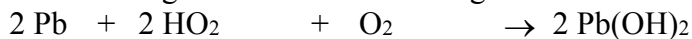
Nicht oxidierende Säuren greifen Blei an, wenn gleichzeitig Sauerstoff aus der Luft einwirken kann:



Bei Kontakt mit CO₂-haltigem Wasser bildet sich schwer lösliches Bleihydrogencarbonat:



CO₂-freies Wasser greift Blei in Verbindung mit Luftsauerstoff an:



Während Kalk- und Zementmörtel Blei angreifen und das schwach lösliche Pb(OH)₂ bilden, greift Gips Blei nicht an.

5.1.2 Elektrochemische Korrosion

Damit die elektrochemische Korrosion ablaufen kann, müssen verschiedene Bedingungen erfüllt sein:

- Es muss eine Potenzialdifferenz vorhanden sein, die gleichbedeutend mit der Ausbildung einer Anoden und einer Kathode ist. Ursache können sein:
 - Temperatur- und Feuchteunterschiede zwischen verschiedenen Bereichen,
 - Konzentrationsunterschiede im Elektrolyten,
 - der direkte Kontakt verschiedener Metalle,
 - unterschiedliche Kristallphasen (Ferrit – Zementit) oder

- Ablagerungen (elektrisch leitender Oxide) auf sonst reinen Metalloberflächen.
- Zwischen Anode und Kathode muss ein geschlossener Stromkreis existieren. Dazu muss neben einer leitenden Verbindung ein Elektrolyt für den Transport der am Korrosionsprozess beteiligten Ionen vorhanden sein. In der Praxis ist dies stets Wasser.
- Die chemischen Vorgänge an Anode und Kathode dürfen nicht behindert sein, damit der Elektronenaustausch frei ablaufen kann.

Für die Reaktionen vom Sauerstofftyp muss zusätzlich der Zutritt von Sauerstoff zur Kathode möglich sein.

Werden eine oder mehrere Bedingungen nicht erfüllt, kann das Metall nicht korrodieren. Daraus leiten sich mögliche Maßnahmen zum Korrosionsschutz oder zur Vorbeugung ab.

Bei der elektrochemischen Korrosion wird zwischen dem anodischen und dem kathodischen Teilprozess unterschieden.

5.1.2.1 Anodischer Teilprozess

Die Metallatome der Oberfläche gehen beim Rosten eine Verbindung mit dem Sauerstoff ein, sie oxidieren. Dazu müssen einzelne, in sich elektrisch neutrale Atome ihre Valenzelektronen an das Metall abgeben und als Kationen in den Elektrolyten übertreten. Die Energie, mit der dies geschieht, entspricht dem Lösungsdruck. Der Oberflächenbereich, in dem dieser Vorgang abläuft, ist die Anode (Pluspol: Aufnahme von Elektronen). Bei der anodischen Metallauflösung läuft folgender Bruttovorgang ab (vgl. Bild 62):

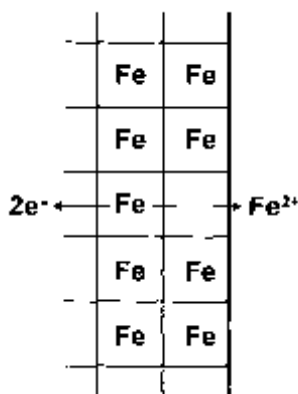
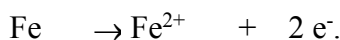


Bild 62: Anodischer Teilprozess der Eisenkorrosion

5.1.2.2 Kathodischer Teilprozess

Das korrodierende Metall ist nach außen neutral. Die abgegebenen Elektronen müssen daher im kathodischen Teilprozess verbraucht werden. Abhängig vom Elektrolyten sind dabei verschiedene Reaktionen möglich.

5.1.2.2.1 Wasserstoffentladung

Korrosionsprozesse nach dem Wasserstofftyp laufen bei genügend saurem Elektrolyten ($pH \leq 4,5$) ab. Dabei können nicht nur heterogene, sondern auch scheinbar homogene Metallgefüge betroffen sein. Das unedlere Element wird zur Anode, das edlere Element zur Kathode. Bei der Korrosion wird an der Kathode molekularer Wasserstoff gebildet, der als Gas entweicht:

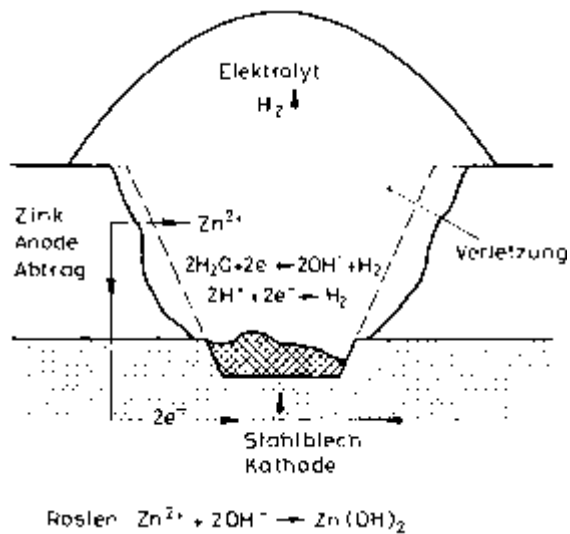
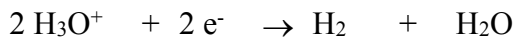


Bild 63: Wasserstoffkorrosion bei verzinktem Stahlblech an einer Verletzung der Zinkschicht

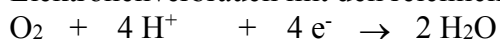
Der Korrosionsprozesse nach dem Wasserstofftyp ist vor allem bei metallischen Überzügen zu beobachten, wobei die unedlere Metallphase angegriffen wird.

5.1.2.2 Sauerstoffreduktion

Wenn der Elektrolyt nicht genügend sauer ist ($p\text{H} \geq 4,5$), wird der Wasserstofftyp vom Sauerstofftyp verdrängt. Die kathodische Reaktion ändert sich dann wie folgt:

- a) Sauerstoffreduktion im sauren Elektrolyten ($p\text{H} \geq 4,5$)

Bei dieser Reaktion verbindet sich der im Elektrolyten gebundene Sauerstoff unter Elektronenverbrauch mit den reichlich vorhandenen Wasserstoffionen zu Wasser:



- b) Sauerstoffreduktion im neutralen bis basischen Elektrolyten ($p\text{H} \geq 7$)

Hierbei werden OH⁻-Ionen aus Sauerstoff und Wasser unter Verbrauch von Elektronen erzeugt:



Der Sauerstofftyp zeichnet sich durch einen wesentlich langsameren Korrosionsangriff aus. Er kann aber sogar bei völlig homogenem Gefüge, insbesondere bei „nicht rostenden“ und „säurefesten“ Stählen auftreten. Im Bauwesen liegt die Mehrzahl der Elektrolytlösungen (Regen, Oberflächenwasser, Meerwasser) im schwach sauren bis alkalischen Bereich. Hier übt der Sauerstoffgehalt einen bestimmenden Einfluss aus.

5.1.2.3 Korrosionsarten und Korrosionserscheinungen

Nach DIN 50900 werden als Korrosionsarten alle Korrosionsmechanismen und als Korrosionserscheinungen die äußeren Erscheinungsbilder beschrieben.

5.1.2.3.1 Flächenkorrosion

Flächenkorrosion ist nach DIN 50900 eine Korrosion mit nahezu gleichmäßigem Abtrag auf der ganzen Fläche. Hierzu gehört auch die Muldenkorrosion mit örtlich unterschiedlichem

Abtrag. Die Flächenkorrosion entsteht, wenn einer großen Anodenfläche eine kleine Kathodenfläche gegenübersteht. Die Abtragsrate ist relativ gering und wird durch anhaftende Korrosionsprodukte noch gehemmt. Wegen der geringen Abtragsrate und weil die Flächenkorrosion sehr gut zu erkennen ist, können Schutzmaßnahmen rechtzeitig ergriffen werden, bevor eine Gefahr für die Bauteile oder Bauwerke besteht. Kritisch können allenfalls schwer zugängliche Bereiche sein. Die Flächenkorrosion ist die ungefährlichste Korrosionsart.

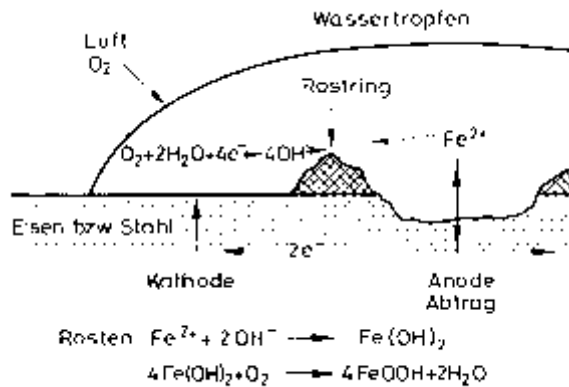


Bild 64: Sauerstoffkorrosion von Eisen bzw. Stahl

5.1.2.3.2 Narben- und Lochkorrosion

Die Narben- und Lochkorrosion führt zu kraterförmigen, die Oberfläche unterhöhenden Vertiefungen, deren Tiefe gleich oder größer als ihr Durchmesser ist. Lochkorrosion wird vornehmlich an Metalloberflächen beobachtet, die mit schützenden Deckschichten überzogen sind (Passivschichten, beschädigte Anstriche, edle Fremdmetallüberzüge, Kunststoff- und Bitumenüberzüge, Zunder- und Rostschichten) oder an Stellen, die lokal durch Korrosionsmittel beansprucht werden. An der Fehlstelle bildet sich ein Lokalelement mit kleiner Anode (Fehlstelle) und großer Kathode (Deckschicht) aus. Die Korrosion schreitet mit steigendem Verhältnis von Kathodenfläche zu Anodenfläche immer schneller voran.



Bild 65: Formen der Lochkorrosion

Eine besondere Form der Lochkorrosion mit großer Bedeutung im Bauwesen stellt die Chloridkorrosion dar (Bild 66). Chloridionen können die Passivschicht einbetonierter Bewehrungsstähle örtlich eng begrenzt durchbrechen und zerstören. Lokal entstehen dadurch Potenzialunterschiede, die zum Ausbilden von Anode und Kathode führen. Die Cl⁻-Ionen lösen das anodische Eisen verstärkt auf und verursachen eine schnell in die Tiefe gehende Korrosion. Im Korrosionskrater entsteht über das Zwischenprodukt eine quasi abgeschlossene anodische Zelle. Der umgebende, noch passivierte Stahl wirkt als großflächige Kathode. Chlorid wirkt bei der Reaktion wie ein Katalysator. Da das Chlorid bei der Reaktion kaum verbraucht wird, kann es die Reaktion im Krater ständig aktiv halten. Lokale Reparaturen, die den durch Chlorideinwirkung entstandenen Schaden nicht beseitigen, sondern nur überdecken, können daher zu deutlichen Verschlechterungen führen (Bild 70).

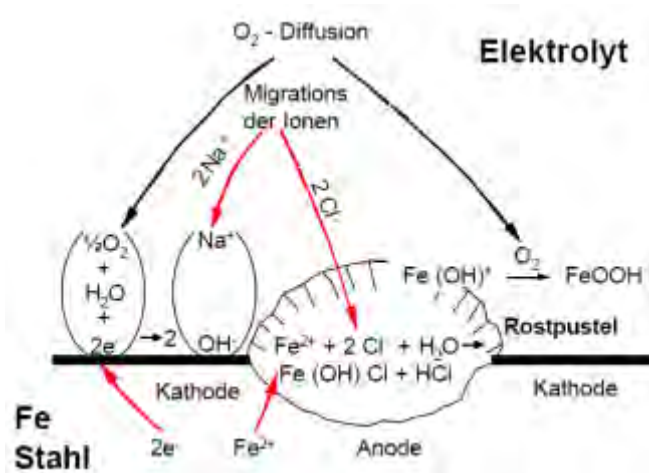


Bild 66: Lochfraß durch Chloridkorrosion

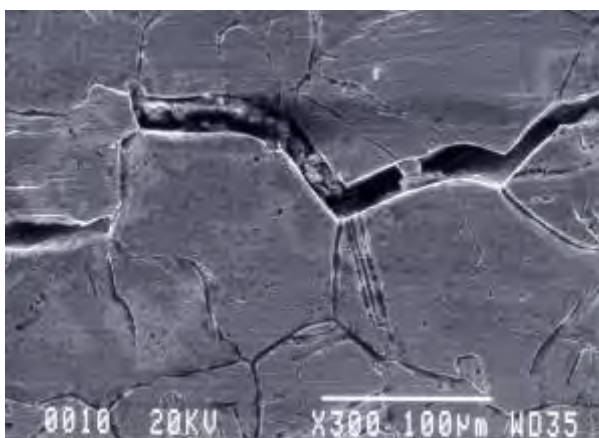


Bild 67: REM-Aufnahme eines chloridinduzierten interkristallinen Spannungsrisses in rostfreiem Stahl

In den USA wurde bei einigen rostfreien Stählen eine erhöhte Empfindlichkeit gegen chloridinduzierte Spannungsrisskorrosion beim gleichzeitigen Einwirken erhöhter Temperaturen ($> 50\text{ }^\circ\text{C}$) beobachtet. Für diese Form der Korrosion sind die Wärmeeinflusszonen der Schweißnähte (Bild 68 bis Bild 70) besonders anfällig, da sich dort eine recht grobe Kristallstruktur ausgebildet hat.

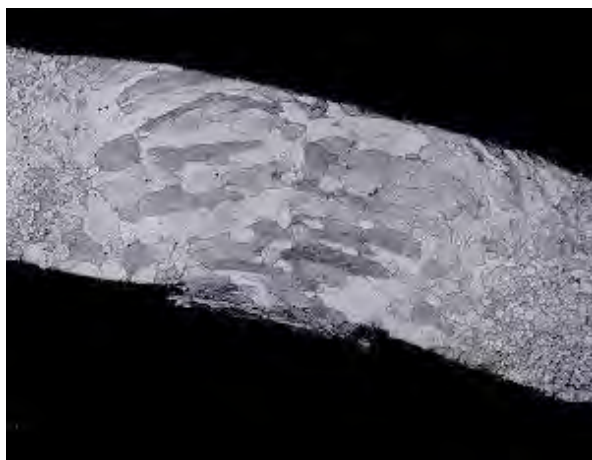


Bild 68: Rohr aus ferritischem rostfreiem Stahl der US-Serie 400. Die Schweißnaht zeichnet sich durch eine große Wärmeeinflusszone und eine grobe Kornstruktur aus, die zum Verspröden neigt. (25-fache Vergrößerung) [Lit 64]



Bild 69: Chloridinduziertes Korrosionsloch in der Schweißnaht eines Tanks aus rostfreiem Stahl. Der Dorn wurde zur Veranschaulichung hineingesteckt [Lit 104].



Bild 70: Chloridinduzierte Korrosion in der Wärmeinflusszone einer Schweißnaht [Lit 104]

5.1.2.3.3 Spaltkorrosion

Spaltkorrosion kann in Spalten oder unter metallischen Abdeckungen (Unterlegscheiben, Laschen, Dichtungsringen) durch Unterschiede in der Sauerstoffkonzentration zum Ausbilden von Korrosionselementen entstehen.

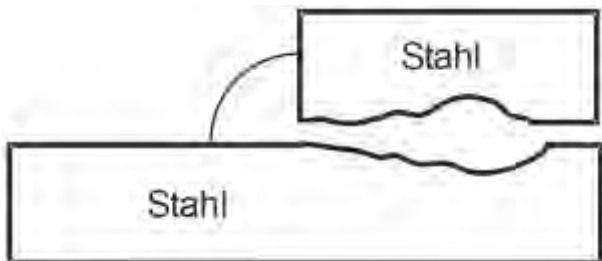


Bild 71: Spaltkorrosion



Bild 72: Spaltkorrosion am genieteten Träger einer Brücke

5.1.2.3.4 Kontaktkorrosion (galvanische Korrosion)

Werden zwei Metalle mit unterschiedlichem Spannungspotenzial leitend miteinander verbunden, kann es zur elektrochemischen Auflösung der Metalle, der Kontaktkorrosion, kommen. Bei der Kontaktkorrosion gehen vom unedleren Metall Ionen im Elektrolyten (meist Wasser) in Lösung und lassen so ein Lokalelement entstehen. Kontaktkorrosion kommt im Bauwesen häufig an den Verbindungsstellen einer Konstruktion beim Verwenden unterschiedlicher Metalle vor. Besonders kritisch ist aufgrund der großen Potenzialdifferenz eine Verbindung von Zink- und Kupferbauteilen.

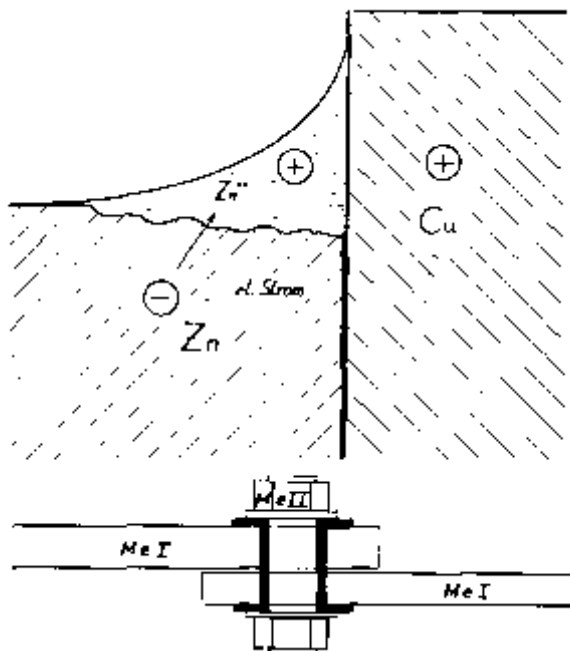


Bild 73: Kontaktkorrosion



Bild 74: Durch Kontaktkorrosion mit einer Edelstahlschraube angegriffene Cadmiumbeschichtete Unterlegscheibe

5.1.2.3.5 Korrosion durch unterschiedliche Belüftung

Passive Metalle können eine Oxidschicht bilden, die sie gegen Korrosion mehr oder minder gut schützt. Voraussetzung ist für das Ausbilden der Schutzschicht ein ungehinderter Zutritt von Luft oder anderen Oxidationsmitteln. Ist der freie Zutritt nicht gegeben, kann es durch entstehende Konzentrationsunterschiede im Elektrolyten zu unterschiedlichen Potenzialen im Metall kommen; es wird zur Anode. Beim Eisen gehen in geringem Umfang Fe^{2+} -Ionen in Lösung (Bild 75). Im Laufe des Prozesses wird die Sauerstoffkonzentration im Inneren durch den O_2 -Verbrauch immer geringer, obwohl Sauerstoff aus der Luft in den Elektrolyten hineindiffundiert. Es entstehen O_2 -arme und O_2 -reiche Zonen. Der Korrosionsvorgang beschleunigt sich durch die fortschreitende Sauerstoffverarmung selbst. Die stärkste Korrosion tritt im Inneren auf: Lochfraß.

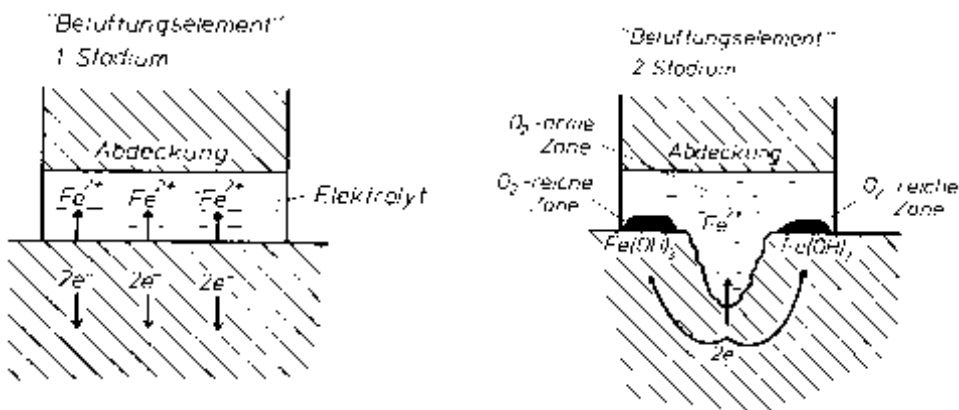


Bild 75: Belüftungselement

5.1.2.3.6 Streustromkorrosion

Vagabundierende Ströme können bei Systemen aus gleichen Metallen und mit gleichem Potenzial zur Korrosion führen (Bild 76). In der Nähe elektrisch betriebener Bahnen verlegte Rohrleitungen können angegriffen werden, wenn die Schienenstöße nicht leitend miteinander verbunden sind. Der Stromfluss geht an den Stoßstellen über das elektrisch leitende Erdreich

in die Rohrleitung und wieder zurück in die Schiene. An der Rohrleitung kommt es zu einer anodischen Auflösung des Metalls.

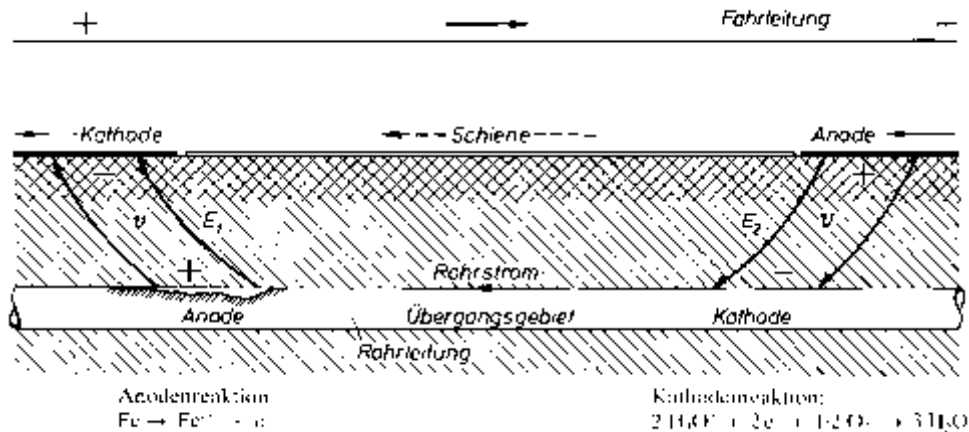


Bild 76: Galvanische Korrosion ausgelöst durch Streuströme im Erdreich

5.1.2.3.7 Spannungsrisskorrosion

Die Korrosion der Metalle durch chemische oder elektrochemische Vorgänge kann beschleunigt werden, wenn die Metalle gleichzeitig mechanisch auf Zug beansprucht werden. Solche Voraussetzungen sind unter anderem an der Außenseite gebogener Metalle, bei Schweißverbindungen oder bei Spannstählen gegeben. Je höher die Zugspannung ist, desto größer ist die Gefahr der Spannungsrisskorrosion. Durch die Zugspannung wird das Kristallgefüge aufgeweitet und das Eindringen von korrosiven Stoffen erleichtert. Die Risse gehen von der Oberfläche aus und verlaufen entweder entlang der Korngrenzen (interkristallin) oder gehen direkt durch die Kristallkörner hindurch (transkristallin) (Bild 77). Die Risse führen zu einem verformungsarmen Versagen ohne Vorwarnung.

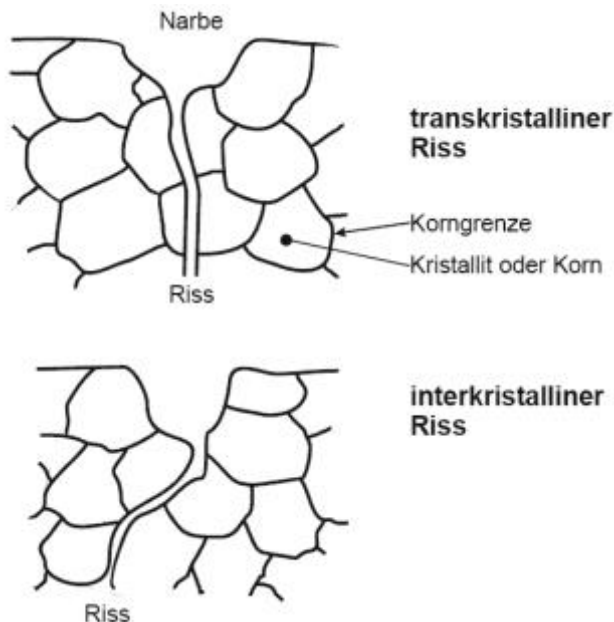


Bild 77: Rissverlauf bei Spannungsrisskorrosion

Die Spannungsrisskorrosion wird zumeist in zwei Typen unterteilt:

- die anodische Spannungsrisskorrosion und
- die kathodische Spannungsrisskorrosion (Wasserstoffversprödung).

Die anodische Spannungsrisskorrosion tritt an Metallen auf, die durch eine Passivschicht geschützt sind, die wiederum lokal durch im Elektrolyten gelöste Korrosionsmittel durchbrochen wird. Die Korrosion beginnt mit dem Ausbilden eines Lokalelements und lochfraßähnlichen Schäden an der Metalloberfläche. Selbst durch nur in geringen Mengen vorkommende Stoffe wie Chloride und Nitrate können gravierende Korrosionsschäden verursacht werden (vgl. Bild 67 bis Bild 70). Bei Spannbetonbauwerken wird deshalb zum Beispiel der zulässige Chloridgehalt der eingesetzten Materialien (Zement, Gesteinskörnung) im Vergleich zu normalen Stahlbetonkonstruktionen drastisch verringert.

Trotz eines vergleichbaren Schadensbildes ist der Schadensmechanismus der kathodischen Spannungsrisskorrosion anders als bei der anodischen Spannungsrisskorrosion. Bei der Wasserstoffversprödung wird zunächst atomarer Wasserstoff durch eine Kathodenreaktion erzeugt. Der Wasserstoff wird nicht an der Metalloberfläche gebunden, sondern diffundiert in das Metall hinein. Im Inneren rekombiniert der atomare Wasserstoff unter hohem Gasdruck wieder zu molekularem Wasserstoff und führt zu Gefügespannungen die bis zur Rissbildung führen können.

Chloridinduzierte transkristalline Spannungsrisskorrosion führte 1985 zum Versagen der tragenden Hänger aus vermeintlich korrosionssicherem Chrom-Nickel-Stahl in der Schwimmhalle in Uster, Schweiz (Bild 78). Die abgehängte Betondeckenkonstruktion war zum Zeitpunkt des Versagens erst 13 Jahre alt. Zu einem vergleichbaren Versagen kam es in 2001 in einem städtischen Schwimmbad in den Niederlanden. Von dieser Art der Korrosion sind auch die sehr häufig eingesetzten Edelstahltypen V2A-Stahl 1.4301(304) und 1.4401(316) betroffen [Lit 39].

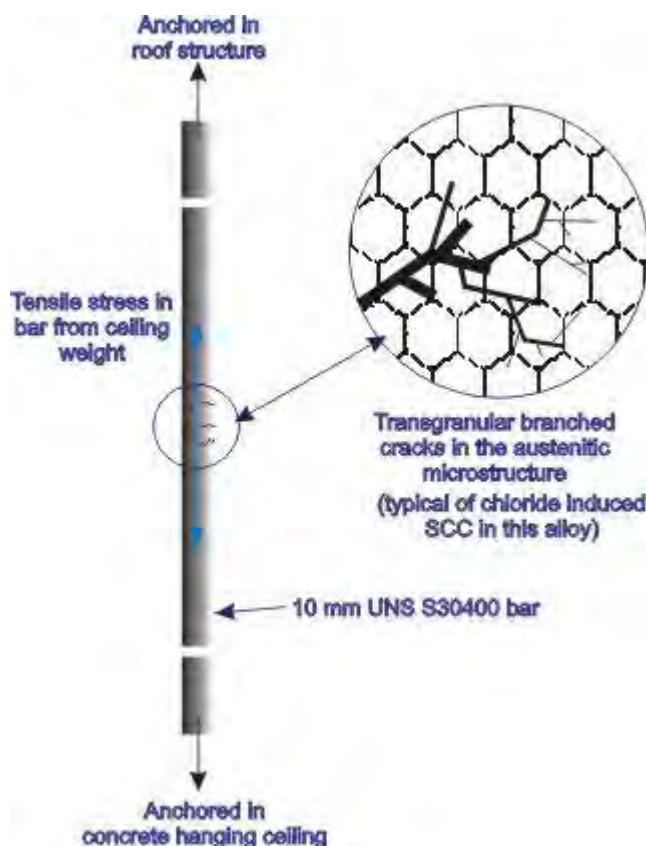


Bild 78: Erläuterung der Ursache für das Versagen der tragenden Hänger in der Schwimmhalle in Uster, Schweiz [Lit 83]

5.1.2.4 Korrosion von Metallen an der Atmosphäre

Als atmosphärische Korrosion werden die Korrosionsvorgänge bezeichnet, die an Metallen im Freien ablaufen.

5.1.2.4.1 Atmosphärische Korrosion von Baustahl

Für eine abtragende Korrosion von Baustahl sind Feuchtigkeit und Sauerstoff erforderlich. Wie Bild 79 zeigt, liegt die kritische Grenze für die relative Luftfeuchte, ab der mit einer Korrosion zu rechnen ist, bei etwa 65 % r. H.

Wie viele chemische Prozesse läuft die Korrosion mit steigender Temperatur schneller ab. Ebenso fördert die Anwesenheit von Luftschadstoffen den Korrosionsfortschritt. Die in der Luft enthaltenen Verunreinigungen bilden mit der Luftfeuchtigkeit aggressive Säuren. Dies äußert sich unter anderem im pH-Wert des Elektrolyten. In Großstädten und Industrieregionen wurde der pH-Wert des Regens schon mit 3,0 ermittelt. Bild 80 zeigt schematisch die Auswirkung des pH-Wertes auf die Korrosionsgeschwindigkeit von unlegiertem Baustahl und die bei unterschiedlichem pH-Wert entstehenden Korrosionsprodukte.

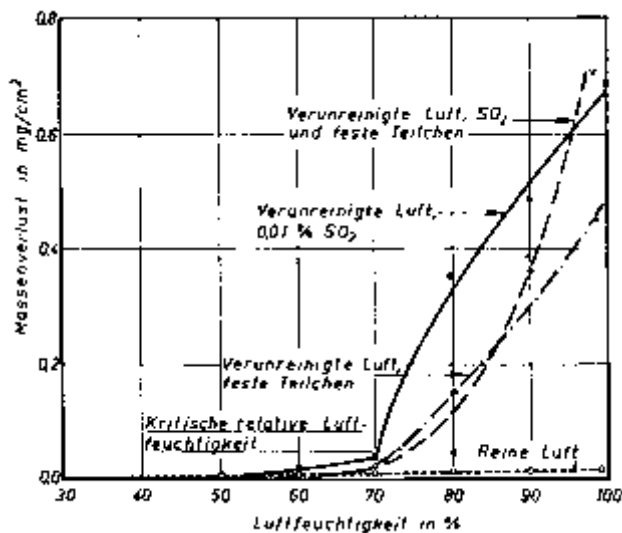


Bild 79: Einfluss der Luftfeuchtigkeit und der Luftverschmutzung auf den Korrosionsfortschritt von unlegiertem Baustahl

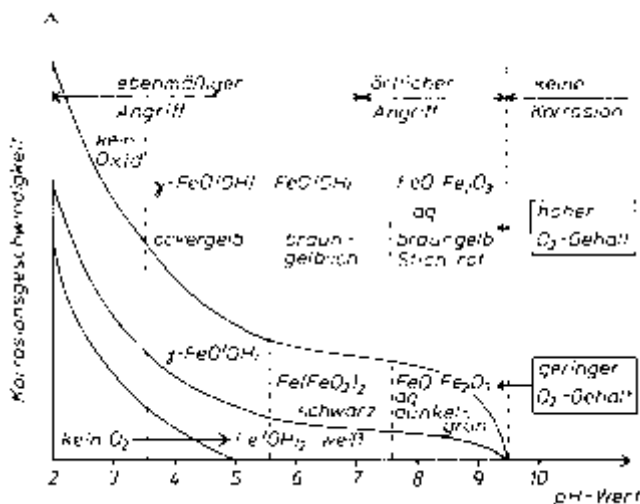


Bild 80: Einfluss des pH-Wertes auf die Korrosion von unlegiertem Baustahl

5.1.2.4.2 *Wetterfester Stahl*

Wetterfeste Stähle bilden durch ihre Zusammensetzung unter freier Bewitterung auf ihrer Oberfläche eine fest haftende Korrosionsschicht. Diese feste Deckschicht verlangsamt den Korrosionsfortschritt. Voraussetzung für die Ausbildung der Schutzschicht ist eine freie Bewitterung und die Abwesenheit von Chloriden. WT-Stähle sind daher nicht für den Einsatz in Meeresnähe geeignet.



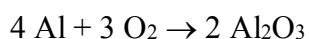
Bild 81: Korrosionsschaden an einem Mastfußpunkt aus WT-Stahl. Auf Wunsch des Architekten war ca. 30 cm Kies angefüllt worden [Lit 44]



Bild 82: Es genügt schon, wenn ein Mastbereich nicht vom Wind erfasst und getrocknet wird, wie der Fuß eines WT-Mastes, um den nur 60 cm Platz war [Lit 44]

5.1.2.4.3 *Atmosphärische Korrosion von Nichteisenmetallen*

Das Korrosionsverhalten von Aluminium an der Atmosphäre wird maßgeblich von der spontanen Aluminiumoxid-Bildung geprägt.



Das entstehende Aluminiumoxid bildet eine nahezu porenfreie, wenige Moleküllagen dicke Schutzschicht, die im Bereich neutraler pH -Werte wasserunlöslich ist. Bei einer mechanischen Verletzung heilt die Schutzschicht selbstständig wieder. Säuren ($pH < 4$) und Laugen ($pH > 10$) greifen Aluminium an (Bild 83 b).

In der Baupraxis kommen Aluminiumlegierungen und nicht reines Aluminium zum Einsatz. Das heterogene Gefüge der Legierungen bedingt heterogene Oxidschichten auf der Oberfläche mit unterschiedlichem elektrochemischem Verhalten. In kleinen Bereichen kann die lokale Heterogenität zu Lochfraß führen, wenn dieser Prozess nicht durch das Ausbilden der korrosionshemmenden Schutzschichten bis zum Stillstand abgebremst wird.

Kupfer bildet an der Atmosphäre zunächst eine Schutzschicht aus rotem Kupfer(I)-oxid (Cu_2O), die sich nach Jahren in die typische grüne Patina umwandelt. Hierbei handelt es sich je nach Luftzusammensetzung um basische Kupferverbindungen ($\text{CuCO}_3 \cdot \text{Cu(OH)}_2$, $\text{CuSO}_4 \cdot \text{Cu(OH)}_2$, $\text{CuCl}_2 \cdot \text{Cu(OH)}_2$), die fest haften, witterungsbeständig sind und bei Beschädigung wieder selbst heilen. An senkrechten Flächen nimmt die Kupferpatina eine tiefbraune bis anthrazitgraue Färbung an.

Die Geschwindigkeit, mit der sich die schützende Patina ausbildet, hängt von der Zusammensetzung der Atmosphäre ab. In einer Industrieumgebung dauert es etwa 5 – 8 Jahre, in Meeresnähe 4 – 6 Jahre, in Städten 8 – 12 Jahre und auf dem Land 20 – 30 Jahre.

Zink wird wegen seiner guten Korrosionsbeständigkeit an der freien Atmosphäre in vielen Bereichen eingesetzt. Der Schutz wird durch eine festhaftende Schicht bewirkt, die überwiegend aus Zinkhydrogencarbonat besteht:

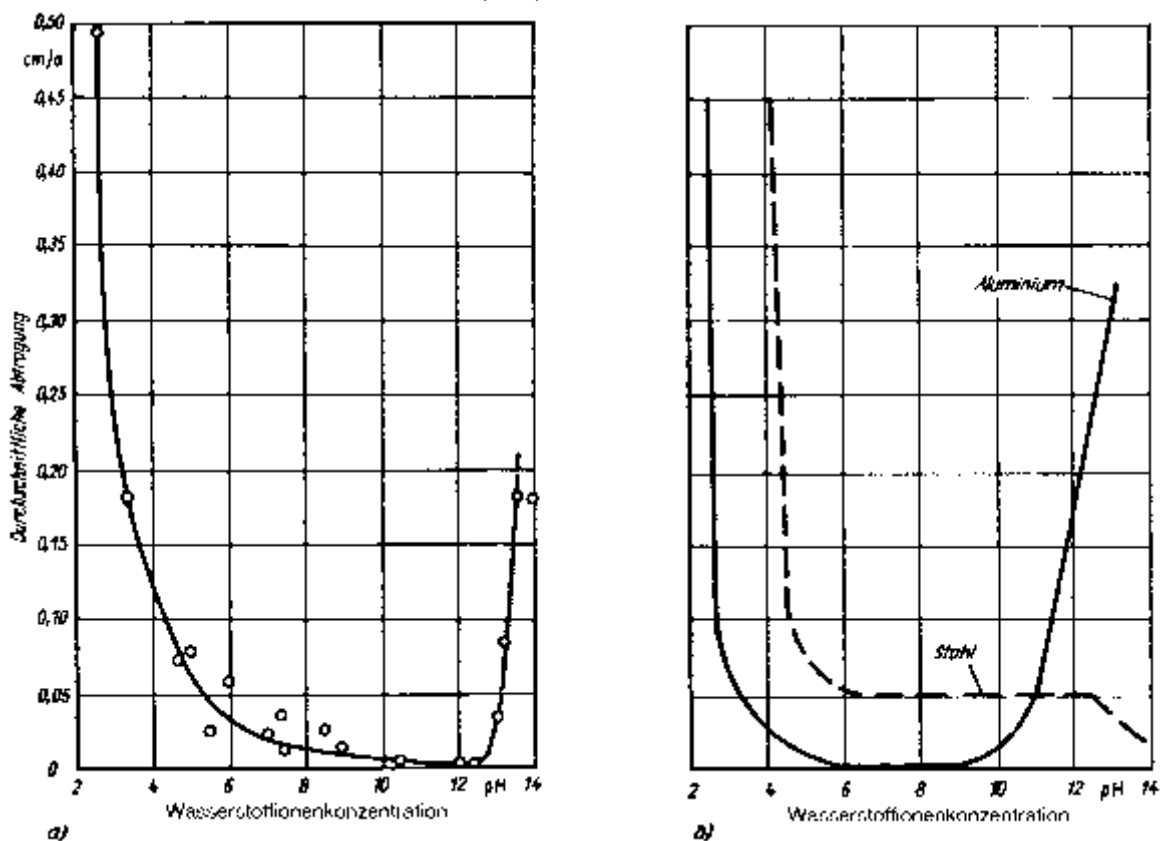
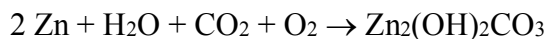


Bild 83: Korrosionsgeschwindigkeit von Zink (a) und Aluminium bzw. Baustahl (b) in Abhängigkeit vom pH-Wert der Lösung

Diese Deckschicht kann durch Witterungseinflüsse abgetragen werden, bildet sich jedoch aus dem darunter liegenden Zinkschichten wieder neu. Der flächige Zinkabtrag verläuft linear mit

der Zeit. Daher kann aus den mittleren Abtragraten über die Zinkdicke auf die ungefähre Schutzdauer geschlossen werden.

Die Beständigkeit von Zink hängt vom pH -Wert ab. Im pH -Bereich zwischen 6 und 12,5 ist Zink recht beständig. Im sauren Bereich ($pH < 6$) und im sehr alkalischen Milieu ($pH > 12,5$) nehmen die Abtragraten drastisch zu (Bild 83 a).



Bild 84: Korrodierte Verzinkung einer Leitplanke

5.1.2.5 Korrosion von Metallen im Boden

Metalle können im Kontakt mit dem Erdboden mehr oder minder stark korrodieren. Die Art und der Umfang des Korrosionsangriffs hängen von zahlreichen Faktoren ab:

- Bodenart,
- spezifische Leitfähigkeit,
- Redoxpotenzial,
- pH -Wert,
- Gehalt an Cl^- , SO_4^{2-} , S^{2-} , $CaCO_3/MgCO_3$ und
- Wassergehalt.

Sand- und kalkreiche Böden sind nicht aggressiv. Mit steigendem Tongehalt (Lehmböden) nimmt die Aggressivität geringfügig zu. Deutlich aggressiver sind humushaltige Böden, insbesondere Moorböden (Bild 85). Verursacht wird diese Aggressivität durch den Gehalt an Huminsäuren, die sich auf den pH -Wert der Böden auswirken. Böden mit einem pH -Wert < 6 sind stark aggressiv, Böden mit einem pH -Wert $> 6,5$ sind nicht aggressiv.

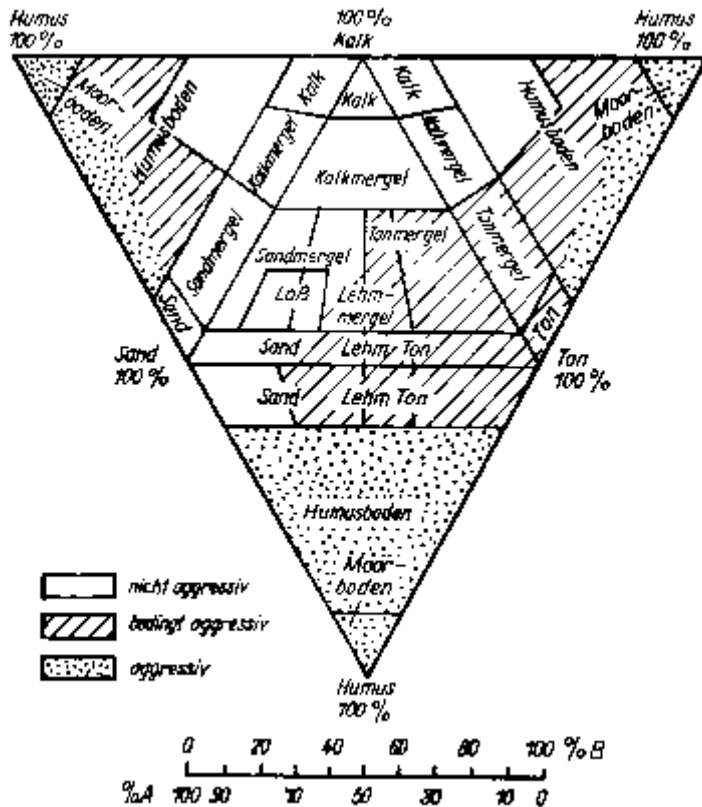


Bild 85: Anhaltswerte für die Metallkorrosion in Böden

Bei ausgedehnten Rohrleitungssystemen oder langen Spundwänden kann ein Wechsel der Bodenbeschaffenheit Korrosion auslösen. Unterschiedliche Sauerstoff-, Feuchte- und/oder Salzgehalte führen zur Ausbildung anodischer und kathodischer Bereiche mit der Folge einer elektrochemischen Korrosion.

Rohrleitungen aus Stahl und Gusseisen müssen im Erdboden mit einer Schutzbeschichtung versehen sein. Eine Beschädigung dieser Beschichtung führt zur Lochfraßkorrosion. Zink wird im Erdboden angegriffen, wenn dieser Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- oder NH_4^+ -Ionen enthält.



Bild 86: Bewehrungskorrosion durch aggressiven Boden (links) und resultierende Folgen (rechts) [Lit 52]

5.1.3 Biokorrosion (Biofouling) von Metallen

„Biokorrosion“ wurde zuerst für mikrobiell verursachte Metallkorrosion definiert, deren Effekte schon lange bekannt sind. Jedoch stehen verschiedenste Materialien mit der Umwelt

und damit auch mit Mikroorganismen in Wechselwirkung. Bakterien, Pilze, Algen und / oder Flechten können diese Materialoberflächen bewachsen und dadurch deren Charakter ändern. Dauerhafte Materialeigenschaften wie z. B. eine besondere Struktur, Wirkung, Festigkeit oder Flexibilität eines Materials sind somit nicht nur eine Frage der langfristigen Widerstandsfähigkeit gegenüber physikalischen Alterungen, sondern auch gegenüber mikrobiell induzierter Korrosion (MIC).

Mögliche biogene Schäden an Beschichtungsmaterialien für Fassaden durch Biofouling wurden ebenfalls bereits untersucht. Korrosionsfäule ist zudem ein schon sehr alter Begriff aus dem Holzschutz für die Weißfäule des Holzes. Weitere Erfahrungen bestehen im Bereich der Geomikrobiologie, bei Textil, Kunststoffen sowie vielen anderen Materialien.

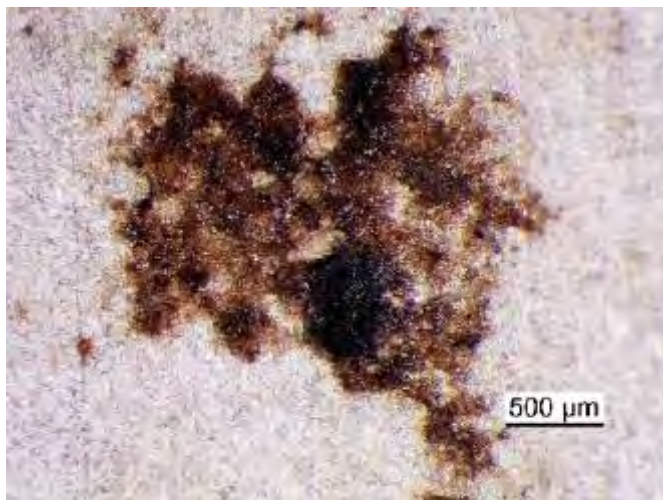


Bild 87: Biofilm auf einer metallischen Hydraulikleitung aus dem Kerosintank eines Flugzeuges. Bei den Pilzen handelt es sich um die Spezies *Cladosporium resinae*.

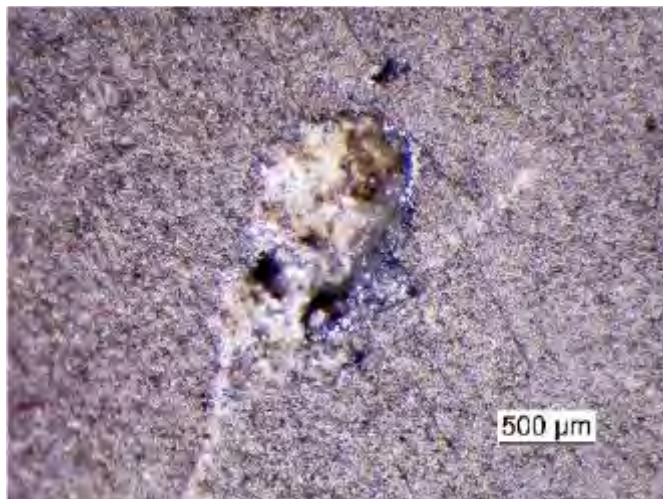


Bild 88: Gereinigte Oberfläche der Hydraulikleitung aus Bild 87. Unter dem Bewuchs findet sich durch die Pilze ausgelöster Lochfraß; diese Leitungen mussten daher ausgetauscht werden.

6 Schäden an Stahlbauwerken

6.1 Versagen durch unzureichende Stabilität (Beulen)

Stahlkonstruktionen zeichnen sich in der Regel durch ihre höhere Filigranität im Vergleich mit Massivbauten aus. Dies wird am Beispiel von Brücken sehr deutlich. Nachteilig wirkt sich mit zunehmender Schlankheit die abnehmende Stabilität aus. Aus diesem Grund treten beim Stahlbau Stabilitätsfragen bei der Bemessung stärker in den Vordergrund als bei Massivbauten.

Fehlende seitliche Abstützungen in Kombination mit überhöhten Lasten führen in vielen Fällen zum lokalen Stabilitätsversagen. Dies kann ebenso durch Planungsfehler wie durch nicht richtig eingeschätzte Bauzustände oder außergewöhnliche Belastungen während der Bauphase sowie Ausführungsfehler bedingt sein.



Bild 89: Eingestürztes Dach eines Einkaufszentrums verursacht durch das Beulen eines Querträgers [Lit 10]



Bild 90: Während des Baus durch Wind zerstörte Öllagertanks

In der Vergangenheit ist es infolge mangelnder oder falsch eingeschätzter Stabilität immer wieder zu zum Teil dramatischen Schäden gekommen. Ein Beispiel hierfür ist die 365 Meter lange Brücke am Ortseingang von Zeulenroda, die damit zur Bauzeit eine der längsten Brücken der DDR war [Lit 37, Lit 40]. Der Bau der Brücke wurde für die Überführung der Landstraße Auma-Zeulenroda über den Anfang der Siebziger Jahre des letzten Jahrhunderts geplanten, ca. 240 ha großen Stausee erforderlich. Die Brücke war eines der größten

Brückenbauvorhaben der Zeit in der DDR. Als weitere Besonderheit kam der erstmalige Einsatz des Freivorbauverfahrens hinzu. Der Bau begann Anfang 1973 und war von Anfang an von späten Materiallieferungen und Zeitdruck geprägt. Der mit der Planung beauftragte Ingenieur wies bereits früh auf Sicherheitsmängel hin. Da Stahl zwar nicht teuer, dafür aber sehr knapp war, wurde an allen Ecken und Enden gespart.

Der 13. August 1973 war ein sehr heißer Tag. Späte Materiallieferungen hatten den Zeitplan immer wieder durcheinander gebracht. Ein großer Kran sollte endlich ein weiteres Brückensegment anfügen. Da kein geeigneter Kran zur Verfügung stand, wurde ein mit 80 t viel zu schwerer Kran auf der Brücke eingesetzt, sodass der Einsturz aus heutiger Sicht absehbar war. Unter der hohen Einzellast am Kragarmende beulte der Träger und der gesamte vordere Teil der Brücke stürzte plötzlich in die Tiefe. Vier Arbeiter fanden den Tod; ein Schaden in Höhe von 3,5 Millionen Mark entstand.



Bild 91: Brückenbau Zeulenroda. Der 80 t Montagekran steht am Freivorbauende [Lit 40]



Bild 92: Die Baustelle mit dem abgeknickten Brückenträger nach dem Unglück [Lit 40]

6.2 Schäden durch falsche Materialwahl und Materialermüdung

6.2.1 Einsturz der Silver Bridge über den Ohio

Nach 39 Jahren stürzte am Abend des 15.12 1967 die Silver Bridge im Zuge der U.S.Highway 35 über den Ohio ohne Vorankündigung ein und riss 46 Menschen mit sich in den Tod [Lit

56]. Die zweispurige Brücke wurde 1928 mit einer Gesamtlänge von 681 m entsprechend den geltenden Regeln erbaut. Als konstruktive Neuerung kamen hier erstmals in den USA Augenstäbe bei einer Hängebrücke zum Einsatz. Jede Hängekette bestand aus Augenstabpaaren 2“ x 12“, die mit 11“ Bolzen verbunden waren. Um den Belastungen standhalten zu können, kam ein neu entwickelter, wärmebehandelter Carbonstahl mit einer Festigkeit von 735 N/mm² und einer Elastizitätsgrenze von 525 N/mm² zum Einsatz.



Bild 93: Silver Bridge über den Ohio 1928 [Lit 70]



Bild 94: Reste der Silver Bridge nach dem Einsturz am 15.12.1967 [Lit 56]

Im Nachgang des Einsturzes wurden der Ablauf und die Ursachen der Katastrophe rekonstruiert. Versagt hatte zunächst eines der Kettenglieder. Die dadurch erzeugte Lastumverteilung konnte von der Konstruktion nicht aufgenommen werden, die Brücke verdrehte sich und knickte ein. Der untere Teil des verantwortlichen Augenstabs wies einen Spaltbruch auf. Ausgangspunkt war ein winziger Anriss, der offensichtlich bereits beim Gießen des Augenstabs entstanden war. Die eingesetzten Inspektionsverfahren waren nicht imstande, derartige Fehler aufzudecken. Über die Jahre hatte das kombinierte Einwirken einer korrosiven Umgebung und hoher dynamischer Spannungen den Riss bis auf eine kritische

Länge anwachsen lassen. Die Spannungsrissempfindlichkeit des eingesetzten Carbonstahls war zur Bauzeit nicht bekannt.

Ungünstig wirkte auch der enorme Anstieg der Verkehrsbelastung. Während zur Bauzeit ein Ford Model T mit einem Gewicht von unter 700 kg als Bemessungsfahrzeug diente und das zulässige Gesamtgewicht von Fahrzeugen auf 9000 kg begrenzt war, hatten sich zum Zeitpunkt des Einsturzes die zulässigen und die vorhandenen Belastungen verdreifacht. Eine derartige Zunahme war nicht vorher zu sehen.

6.2.2 Ermüdungsrisse am Hanshin [Lit 46]

Am Hanshin Expressway, Kobe, Japan wurden 1983 nach nur 13-jährigem Betrieb Ermüdungsrisse entlang der Schweißnähte am Anschluss der diagonalen Aussteifungen an die Hauptträger und zwischen den Hauptträgern und den Vertikalaussteifungen entdeckt (Bild 95). Verursacht wurden die Risse durch Lagersenkungen und eine damit einhergehende gegenseitige Verschiebung der Hauptträger. Die Schäden wurden bei Inspektionen festgestellt. Eine Analyse führte im Rahmen der Sanierung zu einer verbesserten Detaillierung. Der kritische Bereich wurde durch zusätzliche Stahlwinkel verstärkt, die über Bolzen miteinander verbunden wurden (Bild 96).



Bild 95: Riss entlang der Schweißnaht an der Verbindung zwischen Anschlussplatte und der Vertikalaussteifung

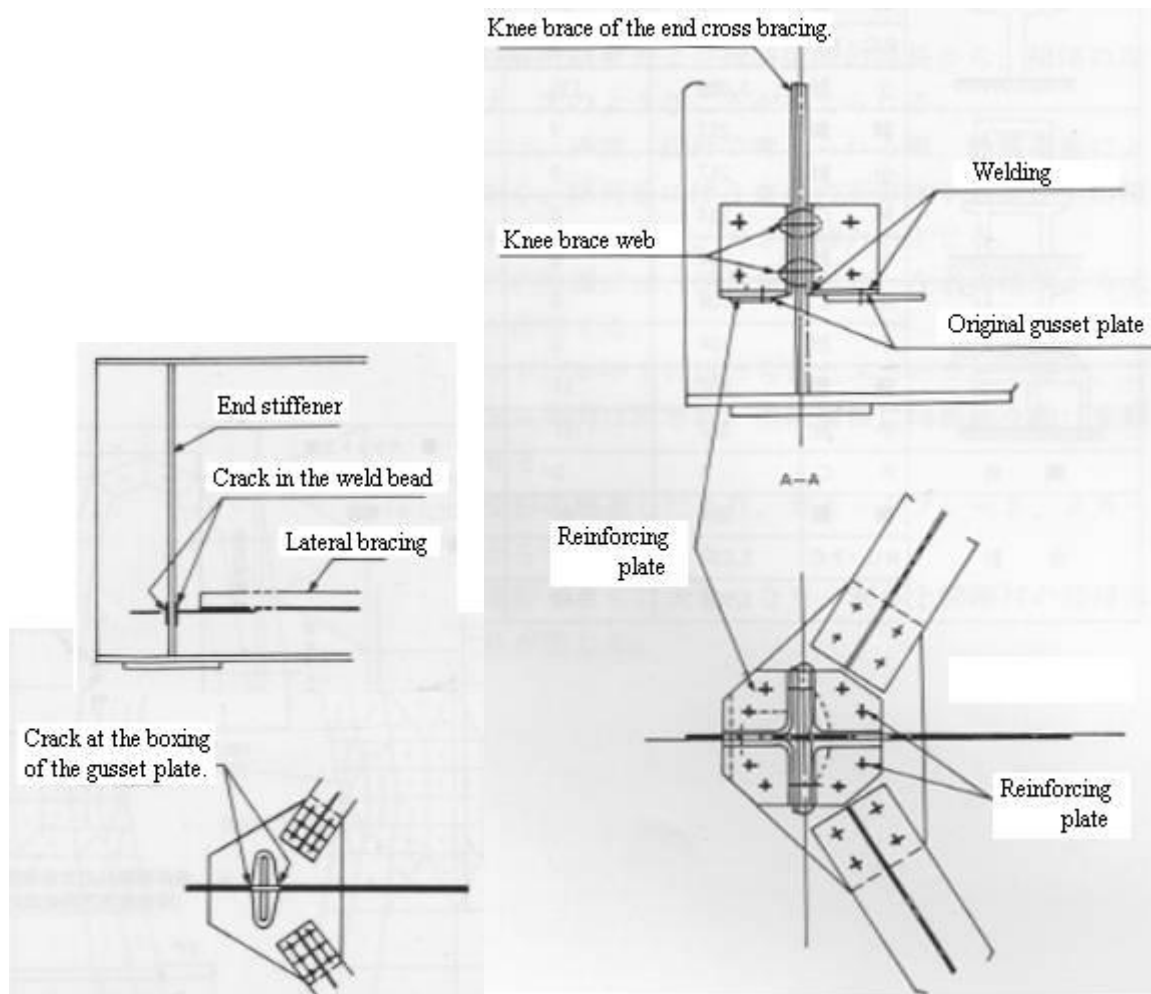


Bild 96: Vergleich der ursprünglichen Detailausbildung (links) mit der empfohlenen Verstärkungsmaßnahme für den Anschluss der Aussteifungsdiagonalen (rechts) [Lit 46]

6.2.3 Schäden an verzinkten Stahlkonstruktionen [Lit 36, Lit 42, Lit 99]

In den Jahren 2000 bis 2006 traten in Deutschland vereinzelt sicherheitsrelevante Risschäden an feuerverzinkten Stahlkonstruktionen auf. Die Schadensursache ist auf die flüssigmetallinduzierte (anodische) Spannungsrisskorrosion (engl.: Liquid Metal (induced) Embrittlement, LME) zurückzuführen. Dieser den Stahl schädigende Einfluss durch höhere Legierungsanteile in Zinkschmelzen ist seit Jahrzehnten bekannt und wurde erstmals 1930 beschrieben. Die ursprüngliche deutsche Bezeichnung lautet Rot- oder Lotbruch und verweist damit auf diese erstmals beim Löten von Stahl mit kupferhaltigem Lot bemerkte Form der Metallkorrosion [Lit 50]. Seit Ende des letzten Jahrzehnts wurden vermehrt Risse in Stegen von verzinkten Deckenträgern mit halben Kopfplatten festgestellt (Bild 97), deren Ursache zunächst hauptsächlich dieser seitdem als nicht feuerverzinkungsgerecht entworfenen Konstruktion zugeschrieben wurde. Weil die Stahlbaufachwelt über den Einsatz hoch legierter Zinkschmelzen nicht informiert war und Verzinkungsrisse normalerweise optisch nicht sichtbar sind (Bild 98), wurde die gleichzeitig und zusätzlich von den geänderten Zinkbädern ausgehende LME-Gefahr zunächst nicht erkannt. Erst als Ende 2005 Risse in der Stahlkonstruktion der Osttribüne des Fritz-Walter-Stadions in Kaiserslautern entdeckt wurden, begannen umfangreiche Recherchen nach den Ursachen und dem Befall anderer in dieser Zeit feuerverzinkter Bauwerke.



Bild 97: Riss im Steg eines verzinkten Deckenträgers mit halber Kopfplatte [Lit 45]

Beim Feuerverzinken kann eine Flüssigmetallversprödung (LME) auftreten, wenn die flüssige Zinkschmelze die Stahloberfläche zunächst benetzt und dabei Elemente der Zinklegierung die Korngrenzen des Stahls angreifen und dann durch Diffusion und Kapillarwirkung zwischen sie gelangen (Bild 99). Je nach Aggressivität der Zinkschmelzenlegierung, der Inkubationszeit und der Widerstandsfähigkeit des Baustahls ist dabei gleichzeitig eine mechanischer Belastungen durch erhöhte Eigenspannungen infolge Schweißen und Umformen erforderlich, um einen Riss auszulösen. Der Einfluss des Verzinkungsprozesses ist bei Zinklegierungen mit erhöhten Zinn-Gehalten gegeben. Untersuchungen an feuerverzinkten Stahlkonstruktionen haben gezeigt, dass Zinkschmelzen mit einem erhöhten Gehalten an Zinn ($\text{Sn} > 0,3 \%$), Blei ($\text{Pb} > 0,9 \%$) und Wismut ($\text{Bi} > 0,1 \%$) zu einer Zunahme von Risschäden durch sogenannte „flüssigmetallinduzierte Spannungsrisskorrosion“ (Lotbrüche) in Stahlbaubauten führen. Dies tritt insbesondere in Bereichen erhöhter Eigenspannungen durch Schweißen und Umformen bei höherfesten Stählen ab einschließlich S 355 auf.

Zum Aufdecken der verdeckten Risse im Rahmen einer zerstörungsfreien Prüfung in Frage kommender Bauwerke ist in den kritischen Bereichen das Magnetpulverprüfverfahren (MT) heranzuziehen



Bild 98: Verdeckter Verzinkungsriss (MT-geprüft) neben einem klaffenden Riss im Steg eines Trägers mit eingeschweißter Anschlusslasche sowie Längsrissanzeigen im Schweißgut [Lit 36]

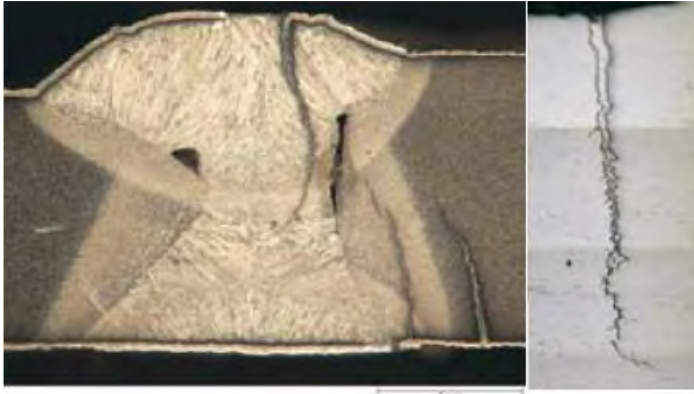


Bild 99: Mit Zink gefüllte Risse in Schweißgut, WEZ und Grundwerkstoff eines Stumpfstoßes [Lit 36]

6.3 Schäden durch Pfusch und Ausführungsfehler

Am 21.10.1994 kostete der Einsturz eines Teilstücks der Sungsu Brücke über den Fluss Han in Südkorea 32 Menschen das Leben. Die 1160 m lange Brücke besteht aus 120 m langen Gerber-Fachwerkträgern mit jeweils 48 m langen Einhängträgern. Sie wurde zwischen 1977 und 1979 errichtet. Die Sungsu Brücke war die erste geschweißte Fachwerkbrücke in Korea, die gehobene Ansprüche an die Gestaltung erfüllen sollte. Obwohl es zu dieser Zeit an qualifiziertem Personal fehlte, wurde die Brücke von lokalen Baufirmen errichtet, die nicht das gebotene Augenmerk bei der Ausbildung schwieriger Details an den Tag legten. Die Bauaufsicht arbeitete nicht mit der erforderlichen Sorgfalt und zu guter Letzt wurde die Brücke nicht ordentlich unterhalten, weil hierfür keine finanziellen Mittel bereitgestellt wurden [Lit 36].

Die Analyse der Unfallursachen deckte den Verlauf der Katastrophe auf. Ein Ermüdungsanriss in einem der drei vertikalen, über Bolzen angeschlossenen Hängestäbe der nördlichen Seite führte innerhalb kürzester Zeit zu dessen Versagen. Durch seinen Ausfall wurden die beiden verbleibenden Träger überlastet, die ebenfalls schon durch Ermüdungsriss geschwächt waren. Die fehlende Redundanz im Tragsystem führte zum sofortigen Einsturz der Brücke (Bild 100).

Unfachmännisch und falsch ausgeführte Schweißnähte (Bild 101) in den kritischsten Bereichen waren die eigentliche Ursache des Einsturzes. Hinzu kam eine um 40 % gegenüber dem Entwurf erhöhte Spannungskonzentration im Versagensbereich, weil anstelle eines 18 mm dicken Verbindungsblechs mit einer Anphasung von 1/10 Blechdicken von 22 bis 23 mm mit einer Anphasung von 1/2,5 bis 1/3 ausgeführt wurden (Bild 102). Die mangelhafte Bauunterhaltung und die gegenüber der Bemessung deutlich erhöhte Frequenz schwerer Fahrzeuge wirkten letztlich nur verschlimmernd.

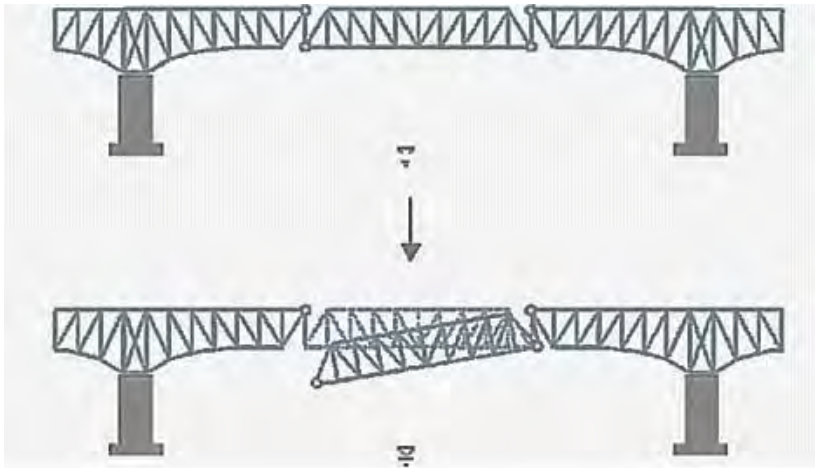


Bild 100: Statisches System der Sungsu Brücke mit dem Versagensbereich [Lit 15]

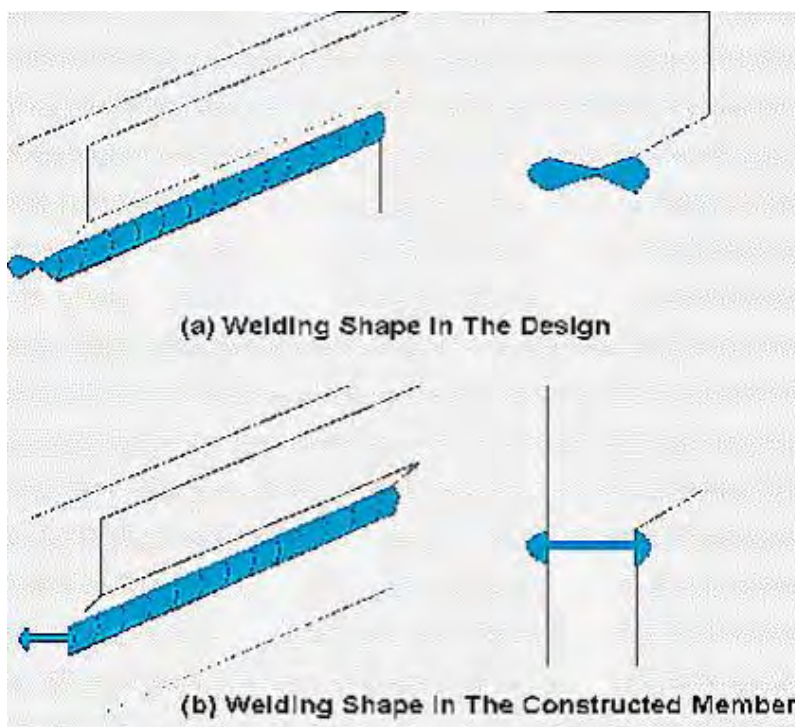


Bild 101: Vergleich der geplanten mit der ausgeführten Schweißnaht [Lit 15]

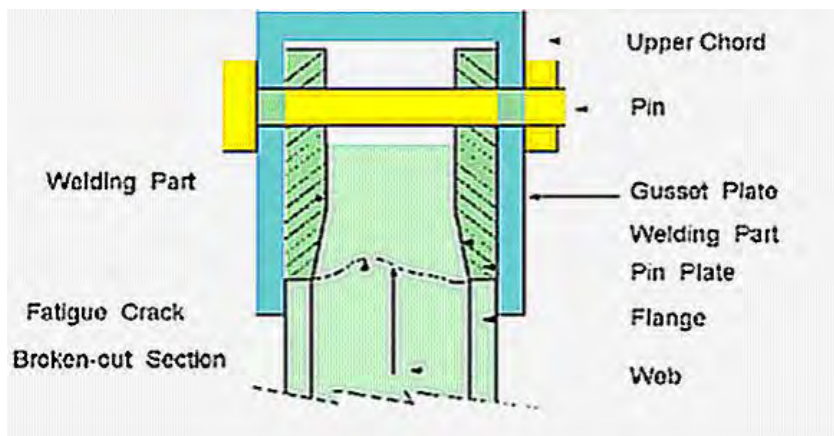


Bild 102: Anschlussdetail des Hängers [Lit 15]

6.4 Schäden durch falsche Ansätze bei der Windbelastung

6.4.1 Eisenbahnbrücke über den Tay

Die großen Durchfahrtsöffnungen der Eisenbahnbrücke über den Firth of Tay in der Nähe von Dundee, UK, stürzten am 28.12.1879 während der Überfahrt eines Zuges ein. Zur Zeit des Unglücks blies ein Sturm der Stärke 10 bis 11 im rechten Winkel zur Brücke. Der Einsturz, nur 19 Monate nach der Einweihung, war ein Schock für die viktorianischen Ingenieure, weil die Brücke von Sir Thomas Bouch, einem der renomiertesten Ingenieure seiner Zeit, entworfen, gebaut und unterhalten wurde. Wie viele andere seiner Brücken ruht der Gitterträger auf schlanken gusseisernen Stützen, die paarweise mit schmiedeeisernen Druck- und Zugstäben verbunden waren. Die mit 3263 m damals längste Brücke führte über 85 Öffnungen, von denen die 13 Schifffahrtsöffnungen (lichte Höhe: 26,8 m) mit einer Bauhöhe von 8,2 m als Durchlaufträger ausgebildet waren. Diese Träger stürzten ein, der Rest wurde für die immer noch betriebene Brücke verwendet.

Die Brückenpfeiler sollten ursprünglich alle in Mauerwerk ausgeführt werden. Man wich hiervon jedoch nach der vierzehnten Stütze ab, da andere Gründungsverhältnisse angetroffen wurden, die eine geringere Belastung durch das Gewicht der Stützen erforderten. Zum Einsatz kamen die hastig entworfenen, gusseisernen Stützen [Lit 59].



Bild 103: Eisenbahnbrücke über den Firth of Tay [Lit 60]

Im folgenden Gerichtsverfahren wurde als Ursache für den Einsturz die für die Windbelastung unzureichende Aussteifung der Pfeiler und ihrer schlecht konstruierten Anschlüsse angeführt. Bouch hatte bei der Bemessung einen Winddruck von 10 lbsf/sq ft ($0,48 \text{ kN/m}^2$) angesetzt, während er bereits 1866 für den Entwurf einer Brücke über den Firth of Forth mit 30 lbsf/sq ft ($1,44 \text{ kN/m}^2$) gerechnet hatte. Andere Ingenieure hatten im Vorfeld der Planung jedoch genau die angesetzte Belastung als korrekt angesehen [Lit 59].

Eine neuere Nachrechnung [Lit 59] ergab, dass die Brücke im Hinblick auf die Windbelastung unterdimensioniert war und auch mit ordentlich konstruierten Windaussteifungen kaum einem Sturm der Stärke 10 standgehalten hätte. Nach diesen Berechnungen erhöhte der Zug das aus dem Wind resultierende Kippmoment geringfügig. Weil die Ankerbolzen am Fuß der Stützen nur zur Lagesicherung gedacht waren, nicht jedoch, um Zugkräfte sicher aufnehmen zu können, wurden sie samt der oberen Mauerwerksschichten herausgerissen (Bild 104). Das Versagen wurde durch das Abheben der dem Wind zugewandten Stützen eingeleitet. Das Gewicht des herausgerissenen Mauerwerks reduzierte zwar das Kippmoment, überlastete aber die Diagonalen, die in der zweiten Fachwerkebene versagten. Die Stütze kippte daraufhin wieder windwärts und stürzte mitsamt der Brücke zusammen.



Bild 104: Zerstörter Pfeilerfuß No. 32 mit Resten der Stütze

6.4.2 Erste Tacoma Narrows Bridge

Die 1805 m lange Brücke über die Enge von Tacoma stürzte am 7.11.1940 nur vier Monate nach ihrer Eröffnung während eines Sturms mit Windgeschwindigkeiten von 70 km/h ein. Zu diesem Zeitpunkt hatte ihr rollendes, welliges Schwingungsverhalten der Brücke bereits den Namen „Galloping Gertie“ eingebracht. Beim Befahren der 851 m langen Hauptöffnung hatten Autofahrer den Eindruck in einer Achterbahn zu fahren [Lit 51].

Im Bestreben einen möglichst schlanken Brückenträger für die leichten Fahrzeuge zu entwerfen, hatten die Planer einen aerodynamisch ungünstig geformten, flachen plattenförmigen Träger gewählt, der seitlichem Wind eine größere Angriffsfläche bot, als dies bei einem aufgelösten Träger der Fall gewesen wäre. Die dynamische Empfindlichkeit gegen Seitenwind war nicht untersucht worden. Am Katastrophentag war die Brücke zunächst 3 Stunden lang mit einer seitlichen Windgeschwindigkeit von 55 km/h zu Transversalschwingungen mit einer Amplitude von 0,45 m angeregt worden. Die Windgeschwindigkeit stieg dann für etwa eine Stunde auf 70 km/h. Gleichzeitig führte das Versagen eines Hängers zu einem unausgeglichenen Belastungszustand. Das Ergebnis war eine korkenzieherförmige Torsion des weichen Brückenträgers mit 0,2 Hz (Bild 105), die schließlich zum Einsturz führte (Bild 106). Kurz vor dem Einsturz erreichte die Amplitude zwischen den beiden seitlichen Fußwegen 8,5 m [Lit 47].

Die grundlegende Schwäche der Tacoma Narrows Brücke war ihr extrem flexibler Brückenträger, der wenig Widerstand gegen vertikale und Torsionsbeanspruchungen bot. Diese Schwäche rührte aus der geringen Bauhöhe des Brückenträgers und der geringen Straßenbreite im Vergleich zur Spannweite.



Bild 105: Tordierter Brückenträger der Tacoma Narrows Brücke [Lit 106]



Bild 106: Einstürzende Tacoma Narrows Brücke am 7.11.1940 gegen 11:00 vormittags [Lit 106]

Drei Ursachen für den Einsturz wurden im Laufe der Jahre diskutiert [Lit 47]:

1. Resonanzschwingungen

Hierzu hätte es einer gleichmäßigen Einwirkung nahe der natürlichen Eigenfrequenz der Brücke bedurft. Die üblicherweise eher böigen Winde wirken hierfür zu zufällig.

2. Wirbelschleppen

Im Windschatten von Brücken können Wirbelschleppen entstehen. Ihre natürliche Frequenz liegt allerdings bei 1 Hz, während die Tacoma Narrows Brücke Torsionsschwingungen mit 0,2 Hz vollführte.

3. Aerodynamische Instabilität

Mit dem Begriff der aerodynamischen Instabilität werden selbst aufschaukelnde Vibrationen bezeichnet. In diesem Fall entsteht die alternierende Belastung, die die Bewegung verstärkt, durch die Bewegung selbst. Die Belastung verschwindet, sobald die Bewegung aufhört. Dieses Phänomen wird als freie Schwingung mit negativer Dämpfung modelliert. Der mögliche Ablauf ist schematisch in Bild 107 dargestellt.

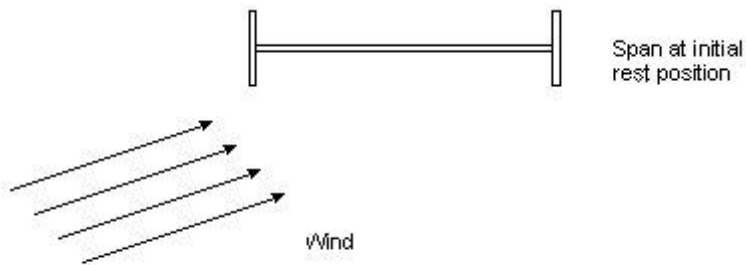


Figure 4a.

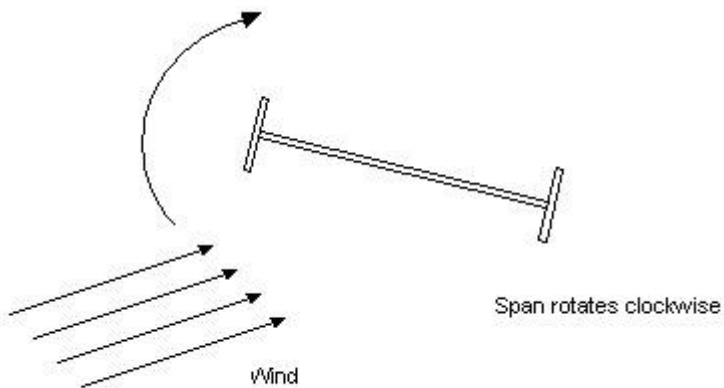


Figure 4b.

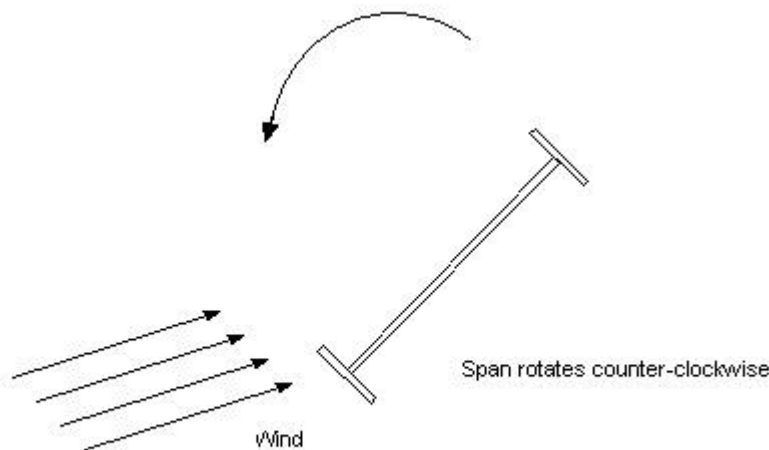


Figure 4c.

Bild 107: Aerodynamische Instabilität des Brückenträgers der Tacoma Narrows Brücke

Die letzte Möglichkeit ist aus heutiger Sicht die wahrscheinlichste Ursache für den Einsturz. Es trat dann entweder ein Ermüdungsbruch durch die vom Wind verursachten Schwingungen auf, oder das Material der Brücke wurde durch die unkontrollierten Schwingungen zunächst

bis über die Fließgrenze und letztlich über die Festigkeitsgrenze bis zum Versagen beansprucht. Ob eine oder beide Mechanismen zutrafen, lässt sich nicht feststellen [Lit 47].

6.5 Schadensfälle an Masten und Türmen

Viele Masten und Türme sind Stahlkonstruktionen. Schäden an diesen Bauwerken können auf sehr unterschiedliche Ursachen zurückgeführt werden [Lit 44]. Eine Übersicht zu den Ursachen von 218 international dokumentierten Masteinstürzen gibt Bild 108. Zu den nicht zu beeinflussenden Schadensursachen gehört der Hubschrauber- oder Flugzeuganprall [Lit 12], ebenso wie die meisten Schäden durch Vandalismus. Aus dem Vergleich in Bild 108 gehen die vermeidbaren Schäden in der Regel auf Fehler beim Entwurf, bei der Ausführung oder bei der Montage zurück.

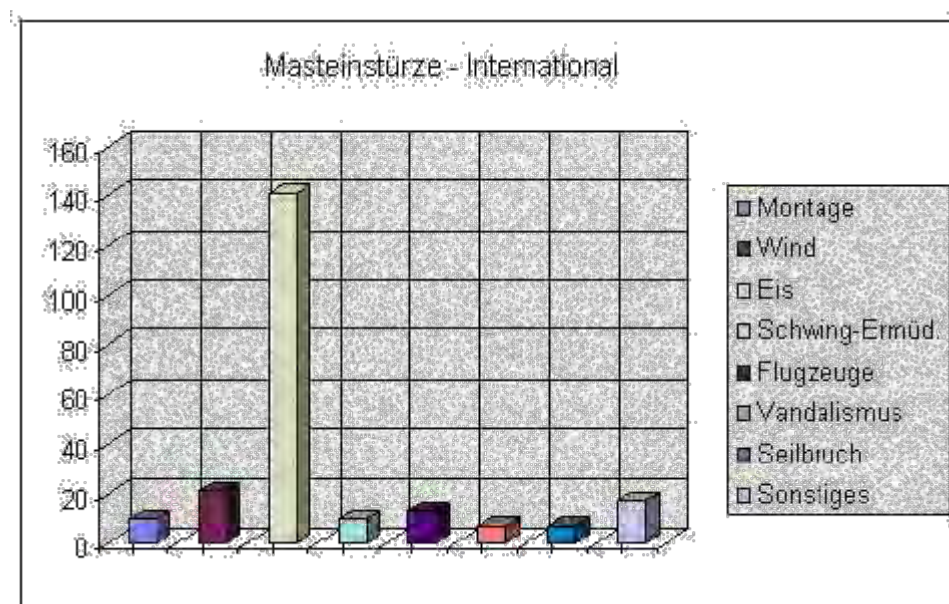


Bild 108: Übersicht über die Ursachen für 218 internationale Masteinstürze [Lit 44]

6.5.1 Eisschäden

Masten und Türme sind exponierte Konstruktionen, bei denen mit Vereisung zu rechnen ist. Schäden durch das Vereisen sind konstruktiv zu vermeiden. Besonders kritisch sind filigrane Konstruktionen (Bild 109). Günstiger verhalten sich Rohrmantelmaste. Bei Rohrmantelmasten oder Hohlstützen kann es zu sehr ungewöhnlichen Schäden kommen, wenn planmäßig oder ungewollt Wasser in das Innere eindringt und dort wegen einer fehlenden oder nicht funktionstüchtigen Entwässerung gefriert (Bild 110).

6.5.2 Fehler bei Montage und Wartung

Zu den häufigsten Fehlern bei Montage und Wartung zählt der sorglose Umgang mit Hilfsabspannungen. Für die Hilfsseile waren in einigen Fällen keine ausreichenden Drahtseilklemmen vorhanden. In anderen Fällen wurden Kettenzüge als Hilfsmittel eingesetzt (Sender Langenberg (165 m). Selbst das mit 647 m höchste Bauwerk, der 1974 errichtete Fernsehturm von Warschau war von Fehlern während der Wartung betroffen. Er stürzte 1991 während Renovierungsarbeiten ein. Der derzeit mit 629 m höchste Mast von KVLV-TV in Fargo, North Dakota, musste zweimal wiedererrichtet werden. Das erste Mal wurde ein Abspannseil bei Wartungsarbeiten vom Rotor des eingesetzten Hubschraubers getroffen. Beim zweiten Mal stürzte der Mast während eines Blizzards ein.



Bild 109: Sendemast mit Vereisung vor (links) und nach dem Einsturz (rechts) [Lit 14]



Bild 110: Längsriss durch den Sprengdruck des in der Stütze gefrierenden Wasser [Lit 78]

6.5.3 Ermüdung durch Schwingungen

Während Rohrmantelmaste sich bei Vereisung günstig verhalten, ist bei ihnen die Schwingungsanregung durch Wirbel kritisch. Der an einem kreisrunden Querschnitt vorbeistreichende Wind wird durch die raue Oberfläche des Zylinders zu Wirbeln aufgerollt. Diese Wirbel lösen sich periodisch von gegenüberliegenden Seiten des Querschnittes ab. Die Wirbel lösen sich von gegenüberliegenden Seiten rhythmisch ab. Die Wirbelablösefrequenz beträgt:

$$f = S \cdot u / d$$

mit $S = 0,2$ (Strouhalzahl), u : Windgeschwindigkeit [m/s], d : Durchmesser [m]

Durch die rhythmische Wirbelablösung (Bild 111 links) wird die symmetrische Druckverteilung des Windes über den Querschnitt gestört, im Wirbelablösegebiet fällt der Druck ab, es entsteht eine resultierende Querlast (Bild 111 rechts). Wenn die Wirbelablösefrequenz mit der Eigenfrequenz übereinstimmt, tritt eine Resonanzregung auf, die schon häufig zu schweren Schadensfällen geführt hat (Bild 112).

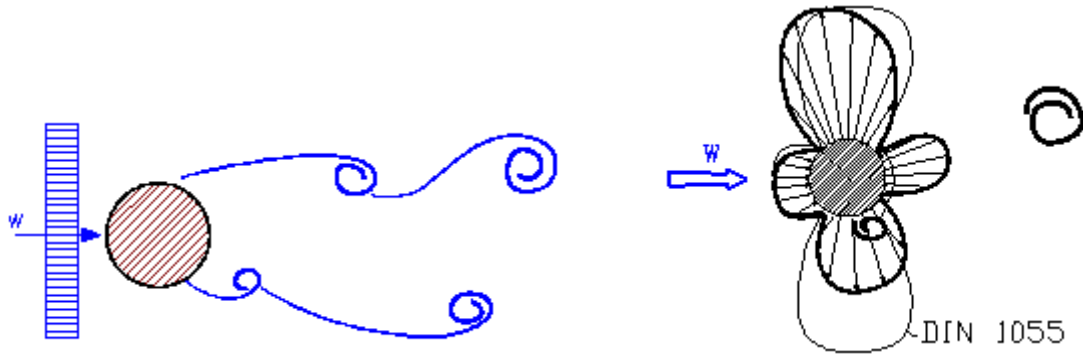


Bild 111: Wirbelablösung an Kreiszyylinder (links) und daraus resultierende Druckverteilung [Lit 44]



Bild 112: Masteinsturz u. a. wegen Wirbelerregung [Lit 44]

Die kritische Windgeschwindigkeit v_{krit} , bei der die Wirbelablösefrequenz gleich der Eigenfrequenz ist, beträgt:

$$v_{\text{krit}} = 5 \cdot f \cdot d$$

mit

f: Eigenfrequenz in [Hz]

d: Durchmesser in [m]

Abhilfe ist durch das Anbringen von Störstreifen oder eine Erhöhung der Systemdämpfung durch zusätzlich angebrachte Dämpfer möglich. Letztere Maßnahme ist wirtschaftlicher. Bild 113 belegt, dass auch abgespannte Masten nicht unempfindlich gegen hohe Windgeschwindigkeiten sind.



Bild 113: Windgeschwindigkeiten in Böen bis 190 km/h brachten diesen 127,7 m hohen Sendemast in den USA zum Einsturz

6.5.4 Seilbruch

Seile sind besonders an ihren Einspannstellen gefährdet, da hier in der Regel große Kräfte konzentriert eingeleitet werden. Der Anschlusspunkt muss so konzipiert werden, dass er sicher, gebrauchstauglich, dauerhaft und wartungsarm ist. Gleichzeitig ist die Beweglichkeit in allen Richtungen sicherzustellen, um eine Ermüdung des sehr ermüdungssensitiven, hochfesten Abspannseils zu vermeiden.

Der früher übliche Anschluss führte wegen des sehr steifen Kraftweges zwischen Lochrandverstärkung und unterer Ringsteife zu erheblichen Beanspruchungen im diesem Bereich (Bild 114, links). Bei ungenauer Passung zwischen Seilanschlussblech und Ringsteifen treten hier zusätzlich Klaffungen auf, die durch die Schweißnaht überdeckt werden müssen. Hierdurch entsteht ebenfalls eine erhebliche Ermüdungsgefahr im Anschlussbereich. Die Schweißnähte sind außerdem nicht oder nur schwer prüfbar. Die Ermüdung ist häufig durch beginnende Korrosion in diesem Bereich zu identifizieren (Bild 114, rechts).

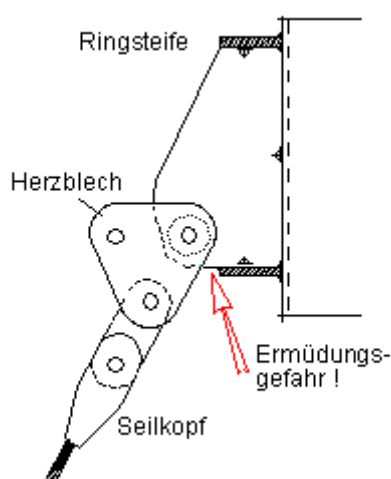


Bild 114: Schematische Darstellung der Seilkopfverankerung (links) und praktisches Beispiel mit beginnender Korrosion (rechts) [Lit 44]

7 Beton und Stahlbeton im Hochbau

7.1 Rissbildung

Neben seinen verschiedenen Stärken zeichnet sich Beton nachteilig durch seine vergleichsweise geringe Zugfestigkeit aus. Diese ist maßgeblich für das Entstehen von Rissen bei planmäßiger und erst recht bei nicht erfasster Beanspruchung. Risse in Betonbauteilen sind prinzipiell kein Bauschaden. Sie können jedoch die Dauerhaftigkeit gefährden, wenn ihre Breite, Tiefe und Dichte kritische Grenzwerte überschreiten. Erst dann ist das Eindringen von Feuchte und Gasen in Rissen mit der Folge von Stahl- und Betonkorrosion sowie von Gefügelockerungen möglich. Solange diese Grenzwerte nicht überschritten werden, stellen Risse in Betonbauteilen nur einen ästhetischen Mangel dar, der nur subjektiv beurteilt werden kann.

Die Risse werden in Mikro- und Makrorisse unterteilt. Verantwortlich für diese Unterscheidung sind die Größe der Risse und die Ursache der Rissbildung.

Mikrorisse entstehen im Betongefüge und gehen im Wesentlichen auf Unverträglichkeiten zwischen dem Zementstein und der darin eingebetteten Gesteinskörnung zurück. Gründe sind der unterschiedliche Elastizitätsmodul sowie differierende Wärme- und Feuchtedehnungen. Äußere Spannungen und innerer Zwang fördern die Mikrorissbildung. Das Entstehen von Mikrorissen kann nicht verhindert werden; es stellt vielmehr eine Werkstoffeigenschaft des Betons dar. Mikrorisse können sich auf die Dauerhaftigkeit des Betons auswirken, wenn es durch wiederholte Beanspruchungen zu Gefügeschäden kommt.

Makrorisse entstehen in Bauteilbereichen mit Zugspannungen entweder durch Last, Zwang oder Eigenspannungen, sobald die Betonzugfestigkeit überschritten ist. Im Vergleich zu den Mikrorissen durchdringen die Makrorisse größere Bereiche des Querschnitts. Ihre Breiten sind größer, ihr Verlauf ist orientiert, weil er durch Hauptzugspannungen vorgezeichnet ist.

Makrorisse besitzen einen unmittelbaren Bezug zur Dauerhaftigkeit. Werden bestimmte Grenzwerte der Rissbreite, die von den Umgebungsbedingungen abhängen, überschritten, so ist das Eindringen von Stahlkorrosion fördernden Stoffen in die Risse möglich. Während in trockenen Innenräumen die kritische Rissbreite 0,3 bis 0,4 mm betragen darf, soll sie in Außenbauteilen 0,1 bis 0,2 mm nicht überschreiten. Durch entsprechende konstruktive Durchbildung von Bauteil und Bewehrung durch Dehnfugen und durch zahlreiche andere betontechnische Maßnahmen wird versucht, die Rissbildung zu kontrollieren [Lit 8].

Bild 115 führt schematisch Ursachen der Rissbildung auf, die in Tabelle 4 näher erläutert werden.

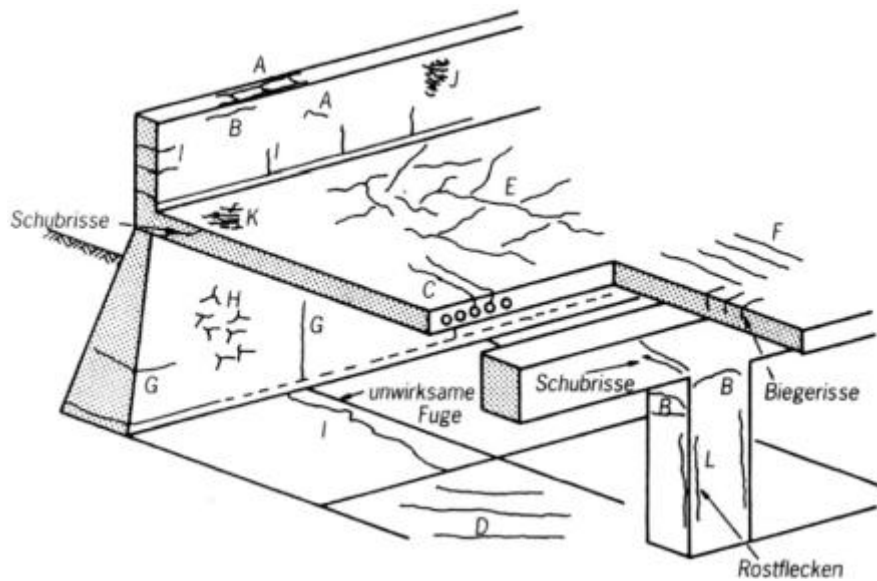


Bild 115: Mögliche Rissursachen, Erscheinungsformen und Ort des Auftretens [Lit 8]

Tabelle 4: Erläuterungen zu Bild 115

Bezeichnung	Ort des Auftretens	Ursache
A	Längsrisse entlang bzw. über der oben liegenden Bewehrung hoher Balken, dicker Platten oder Bügeln von Stützen	schnelles frühzeitiges Austrocknen zu dicker Betonlagen; starkes Absetzen des Betons
B	am oberen Ende von Stützen	
C	an Stellen von Dickenänderungen	
D	Bauteile mit ausgedehnter waagerechter Oberfläche, z. B. Deckenplatten, Autobahndecken; diagonal (D) und als Netzzrisse (E)	schnelles frühzeitiges Austrocknen (mehlkomreiche Betone)
E		
F	Stahlbetondecken; über der obliegenden Bewehrung	
G	Bei dicken Wänden und Platten; als Trennriss (G) und als Netzzrisse (Schalenrisse) (H)	zu rasches Abkühlen stark erwärmten Betons (Zugbeanspruchung aus Zwang)
H		
G	insbesondere bei dünnen Platten und Wänden	klimabedingte Temperaturunterschiede
H		
H	insbesondere bei dünnen Platten und Wänden	starkes Schwinden; schlechte Nachbehandlung
I		
J	gegen Schalung bei geschalteten Flächen (Netzzrisse)	bei dichter (nicht saugfähiger) Schalung, feinteilreichen Mischungen und schlechter Nachbehandlung
K	bei Platten (Netzzrisse)	Bei zu starkem Glätten der Oberfläche („totreiben“), feinteilreichen Mischungen und schlechter Nachbehandlung
L	Längs der Bewehrung	Unzureichende Dichte und Dicke der Betondeckung

7.2 Schadensmechanismen

Viele Schäden sind das Ergebnis unzulässiger Konstruktion, Materialwahl, Bauausführung und Materialeigenschaften. Auftretende Ursachen für Schäden sind nachstehend in Bild 116 zusammengefasst.

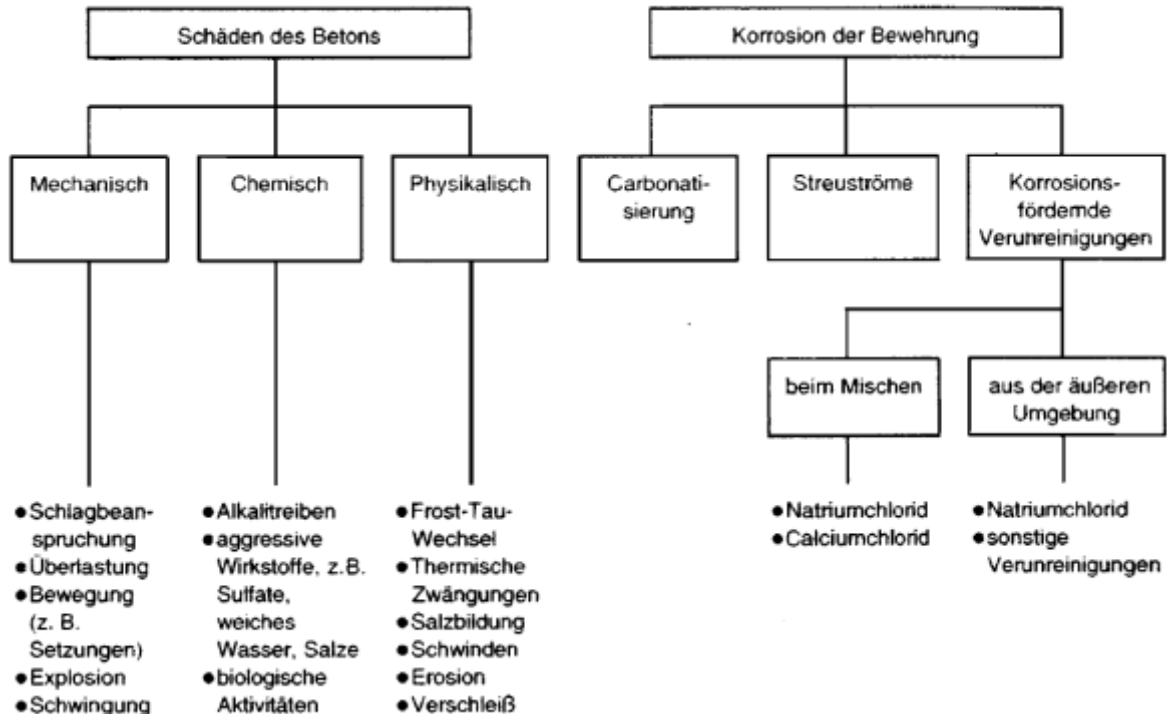


Bild 116: Allgemeine Ursachen für Schäden [Lit 29]

7.3 Schädigung des Betons durch physikalische Angriffe

7.3.1 Schäden durch Frost- und Frost-Taumittel Einwirkung

Die Frosteinwirkung gehört zu den häufigsten Schadensursachen bei Betonkonstruktionen. Voraussetzung für die Schädigung von Beton durch Frosteinwirkung ist eine kritische Wassersättigung des Betons. Der Schädigungsmechanismus geht wie folgt vonstatten: Zunächst gefriert in den großen Poren des Zementsteines das darin enthaltene Wasser bei einer bestimmten Temperatur (Bild 117), wobei die Menge des gefrorenen Wassers von der Temperatur abhängt. Die Eisbildung hat eine 9%-ige Volumenvergrößerung zur Folge. Im noch nicht gefrorenen Wasser der kleineren Poren wird dadurch ein hydrostatischer Druck erzeugt, der den Zementstein zerstört, sobald dessen Zugfestigkeit überschritten ist.

In wassergelagertem Beton ist üblicherweise noch ein größeres Volumen nicht gesättigter Poren vorhanden, als für die Volumenzunahme bei Gefrieren des Wassers erforderlich wäre. Der Beton wird dennoch zerstört, weil der Abstand zwischen den leeren Poren so groß ist. Der für den Transport des nicht gefrorenen Wassers erforderliche hydrostatische Druck kann nicht wirkungsvoll abgebaut werden [Lit 69].

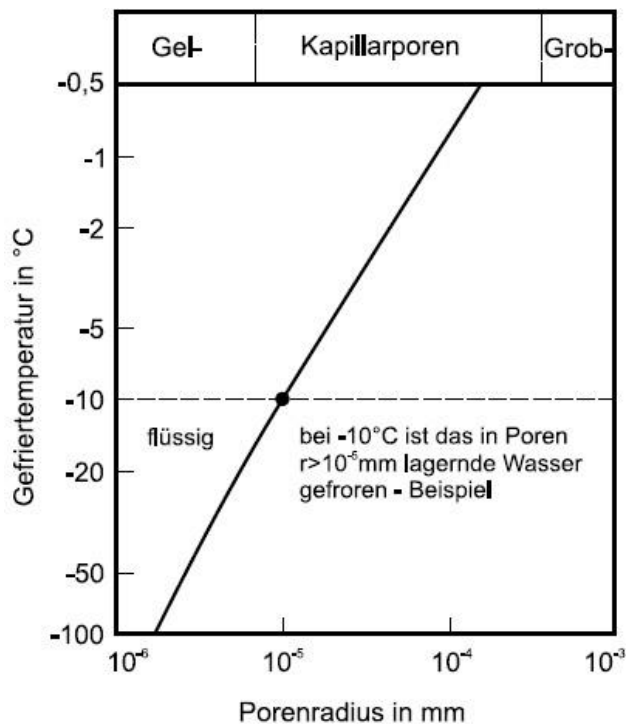


Bild 117: Gefriertemperatur von Wasser in Zementstein abhängig von Porenradius [Lit 8]

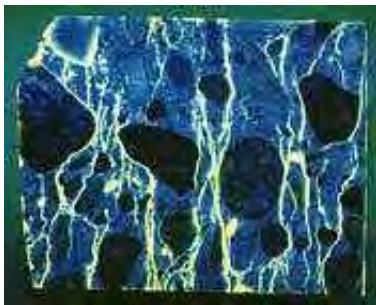


Bild 118: Durch Frosteinwirkung verursachte Rissbildung parallel zu Betonoberfläche [Lit 17]

Die eingesetzte Gesteinskörnung kann je nach Porenstruktur und Sättigungsgrad durch Frosteinwirkung zerstört werden. Obwohl die Gesteinskörnung ihre Eignung in entsprechenden Versuchen nachweisen muss, ist eine 100%-ige Sicherheit gegen das punktuelle Auffrieren einzelner Gesteinskörner nicht gegeben. Deshalb kommt es immer wieder zu Unstimmigkeiten zwischen Auftraggeber und -nehmer über die so genannten „Popouts“ in Sichtbetonflächen.

Die schädigende Wirkung des Frosts wird durch den Einsatz von Taumitteln noch verschärft. Der Schädigung des Betons durch Taumittel liegen folgende Mechanismen zugrunde [Lit 69]:

- Erhöhung des Sättigungsgrades: Durch Taumittel geschmolzenes Eis oder Schnee dringen in den Beton ein und führen zu einem überkritischen Sättigungsgrad des Betons.
- Die zum Schmelzen des Eises erforderliche Wärme wird dem Beton entzogen und führt zu einer starken Unterkühlung der Betonoberfläche. Daraus resultierende Temperaturspannungen können zu einem Ablösen der Oberflächenschichten des Betons führen.
- Osmotischer Druck: Zwischen dem im Beton enthaltenen Wasser und der in den Beton eindringenden Taumittellösung besteht ein erheblicher

Konzentrationsunterschied an gelösten Substanzen. Dadurch kann ein osmotischer Druck entstehen, der sich dem hydrostatischen Druck als Folge des Gefrierens von Wasser im Beton überlagert und so die Frostgefährdung des Betons erhöht.

- Beim Eindringen von Taumittellösungen in den Beton sinkt die Konzentration des Taumittels mit steigender Entfernung von der Oberfläche. Entsprechend verändert sich der Gefrierpunkt T_s der wässrigen Lösung im Beton. Gleichzeitig liegt ein Temperaturgefälle im Beton vor. Unterschreitet die vorhandene Temperatur T die ortsabhängige Gefrierpunkttemperatur T_s , so bildet sich in diesem Bereich Eis (z. B. im oberflächennahen Bereich). Wenn später die tieferen Betonschichten gefrieren, kann die darüber liegende Betonschicht abgesprengt werden (Bild 119).
- Kristallwachstum: Aus den in den Beton eingedrungenen Taumittellösungen kristallisieren bei Übersättigung die Taumittel in den Poren des Betons wieder aus. Dieses Kristallwachstum kann zu einem Überdruck in den Poren des Zementsteines und damit zu seiner Zerstörung führen.
- Chemische Reaktionen: Manche Taumittel können mit den Hydratationsprodukten des Zementsteines reagieren und damit zu einer Zerstörung des Zementsteines beitragen.
- Korrosion der Bewehrung: Taumittel können durch Risse in der Betonoberfläche nach verschiedenen Mechanismen bis zu einer evtl. vorhandenen Stahlbewehrung vordringen. Manche Tausalze (Chloride) zerstören die Passivschicht der Stahloberfläche und führen zu einer Korrosion der Bewehrung. Die Volumenausdehnung der Korrosionsprodukte führt dann zu einem Absprengen der Betonüberdeckung.

Das Beurteilen der Frost-Taumittel-Schädigung wird durch die unterschiedlichen eingesetzten Taumittel nicht erleichtert:

- Steinsalz (NaCl),
- Magnesiumchlorid ($MgCl_2$),
- Calciumchlorid ($CaCl_2$),
- Mischungen aus a), b) und c),
- Harnstoff (UREA) und
- Gemische aus Isopropylalkohol und Ethylenglycol.

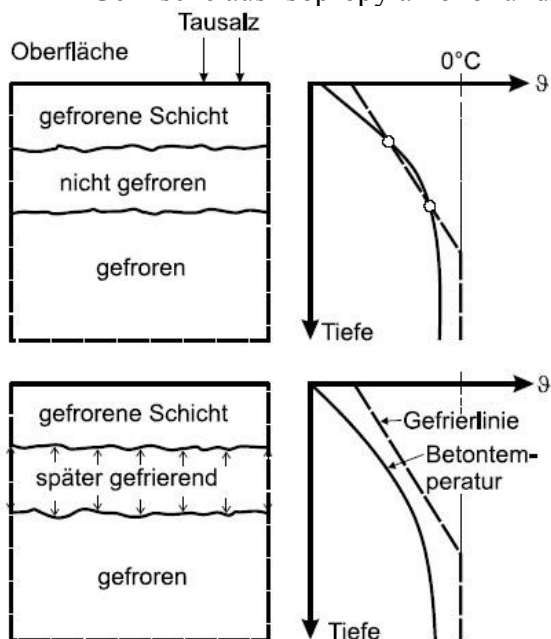
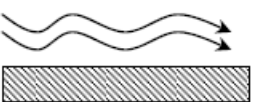
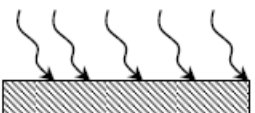
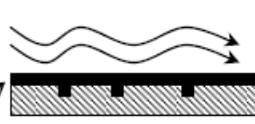
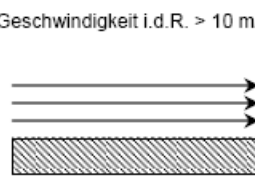
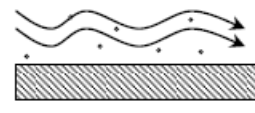
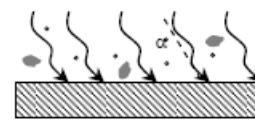
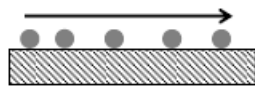
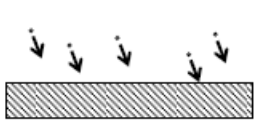
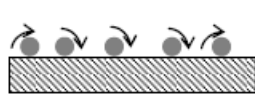


Bild 119: Schichtweises Gefrieren infolge Tausalzeinwirkung auf Betonoberflächen [Lit 8]

7.3.2 Abrasion

Probleme mit Abrasion von Beton treten auf Transportflächen durch die Bewegung von Fahrzeugen und Gütern auf. Hierzu zählen auch die hoch belasteten Einfüllbereiche von Schüttgutlagern. Aufgrund der beteiligten Stoffe (Festkörper, Flüssigkeit, Feststoffe) und der Beanspruchungen (Strömen, Stoßen, Schwingen) werden verschiedene Verschleißvorgänge unterschieden (Tabelle 5).

Tabelle 5: Gliederung der Verschleißvorgänge für die Systeme Festkörper/ Flüssigkeit/Feststoff [Lit 48]

System	Tribologische Beanspruchung	Verschleissart	Beispiel
Festkörper, Flüssigkeit	Strömen 	Flüssigkeitserosion	Kanäle, befestigte Gerinne
	Stossen 	Tropfenschlagerosion	Wasserstrahlen von Oberflächen, Brunnen
	Schwingen Stahlblech, verankert 	Ermüdungsbruch	mit Stahlpanzern versehene Wehrkronen
	Stossen durch implodierende Dampfblasen Geschwindigkeit i. d. R. > 10 m/s 	Kavitation	Überlauf bei Dämmen
Festkörper, Flüssigkeit, Feststoffen	Strömen 	(Hydro-) Abrasivverschleiss	befestigte Gerinne, Wehre, Tosbecke;
	Strömen, Stossen $\alpha =$ Anstrahlwinkel 		
Festkörper, Feststoff	Gleiten 	Zweikörperabrasivverschleiss	Silos für Feststoffe, Greifer in Bunker, Fahrzeuge an Leitplanken an Strassen
	Stossen 		
	Rollen, Wälzen 	Roll-, Wälzverschleiss	Fahrbahnplatten, befahrene Industrieböden

Ein weiteres Feld hoher Abrasionsbeanspruchung ist der Wasserbau. Hier steigt im Allgemeinen mit zunehmender Fließgeschwindigkeit die Transportkapazität für Geschiebe (Menge, Größe). Mit zunehmender Geschiebemenge und vor allem Geschiebegröße nimmt der Verschleiß zu. Trifft die Strömung in einem stumpfen Winkel auf die Oberfläche, ist der Verschleiß größer als bei oberflächenparalleler Strömung. Schäden können durch die Wahl geeigneter, harter Gesteinskörnungen, hoher Betonfestigkeiten und ggf. durch Polymerzusätze zur Steigerung der Betonzugfestigkeit reduziert werden. Da der Verschleiß immer von der Oberfläche her ansetzt, ist eine hohe Qualität der Betonrandzone erforderlich. Dabei sind die Verdichtung des Betons und die Nachbehandlung von besonderer Bedeutung.

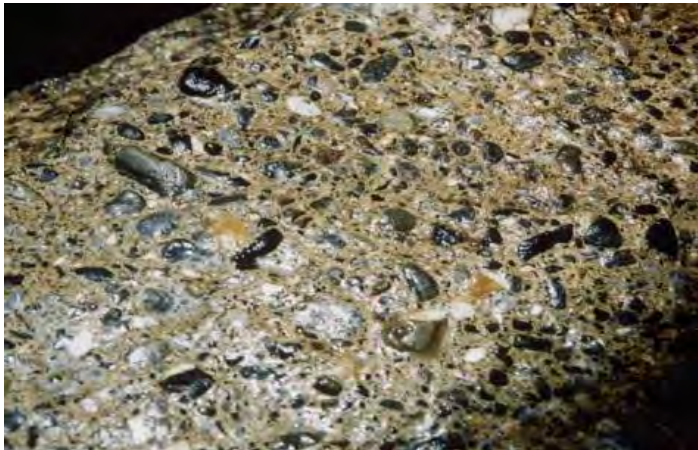


Bild 120: Oberflächlicher Verschleiß („Waschbeton“) an Beton mit einem Größtkorn von 32 mm an einer Wehrkrone [Lit 48]

7.4 Schädigung des Betons durch chemische Angriffe

Beim chemischen Angriff auf Beton wird unterschieden zwischen

- lösendem Angriff und
- treibendem Angriff (Bild 121).

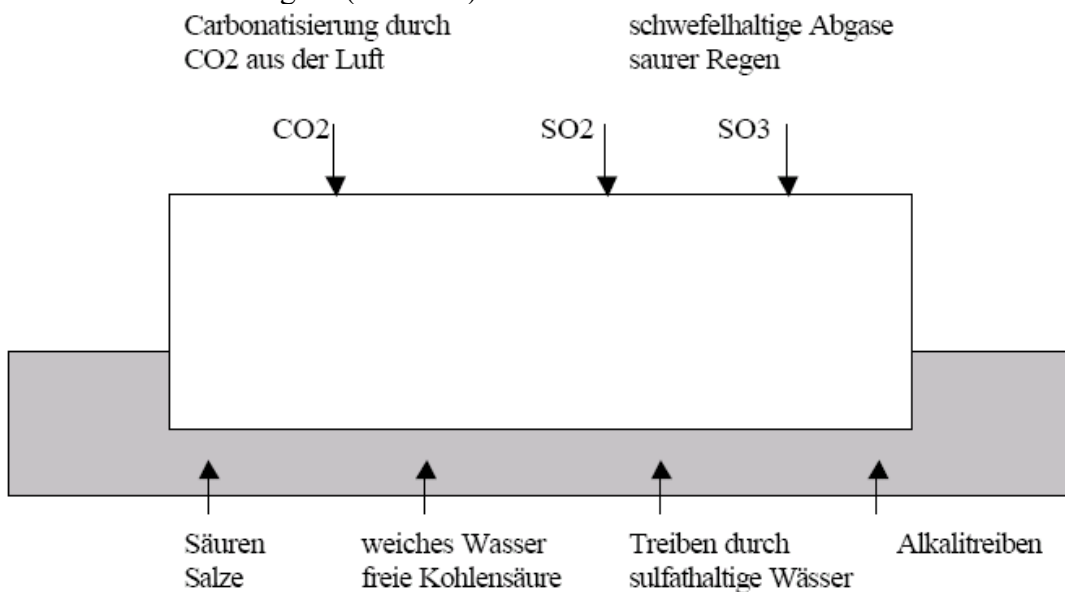


Bild 121: Treibende und lösende Angriffe auf Beton [Lit 109]

Im Fall des lösenden Angriffs wird der Zementstein der Betonoberfläche zunächst in leicht lösliche Verbindungen umgewandelt, die dann aus dem Betongefüge herausgelöst werden können. Hauptangriffspunkt ist das wenig stabile Calciumhydroxid. Der lösende Angriff tritt

beispielsweise beim Einwirken saurer Medien, z. B. Mineralsäure (Schwefel-, Salz und Salpetersäure) organischer Säure (Humin-, Milch- und Essigsäure), saurem Wasser oder Boden, kohlenstoffhaltigem Wasser, sehr weichem Wasser oder Ammoniumlösungen mit hoher Konzentration, bei der Einwirkung starker Basen oder dem Angriff durch austauschfähige Salze auf.

Beim treibenden Angriff entstehen im Inneren des Gefüges Reaktionsprodukte, die solange problemlos auskristallisieren können, wie ausreichend Porenraum zur Verfügung steht. Sobald dies nicht mehr gegeben ist, kann der entstehende Kristallisationsdruck das umgebende Gefüge bis zur völligen Zerstörung auflockern.

7.4.1 Biogene Schwefelsäure-Korrosion

Biogene Schwefelsäure kann in Abwassersystemen entstehen. Der erforderliche Schwefelwasserstoff H_2S wird dabei entweder mit dem Abwasser direkt eingeleitet oder er entsteht erst in der öffentlichen Abwasseranlage. Bereits ab 0,5 ppm H_2S in der Kanalatmosphäre die biogene Schwefelsäure-Korrosion (bSK) an dem Kanalnetz aus Gussrohren, Beton und Stahl.

Voraussetzungen für die bSK sind das Ausgasen von Schwefelwasserstoff und das Vorhandensein von Feuchtigkeit in teilgefüllten Kanälen. Das Kondenswasser bildet sich an der Kanalwand, weil die Temperatur der Kanalatmosphäre höher ist als die direkt an der Kanalwand und somit der Taupunkt unterschritten wird. Der ausgasende Schwefelwasserstoff und das Kondenswasser verbinden sich zu schwefliger Säure (H_2SO_3) und Schwefelsäure (H_2SO_4). Vor allem die Schwefelsäure löst den Zementstein auf und zerstört somit das Betonrohr oder den Schacht (Bild 122). Die Korrosionsgeschwindigkeit wird je nach Bedingungen mit 6 bis 10 mm / Jahr angegeben [Lit 68].

Tabelle 6: Auswirkung unterschiedlicher pH-Werte im Abwasser auf die Standzeit zementgebundener Abwasserleitungen [Lit 75]

pH-Wert im Kondenswasser an der Kanalwand	Angriffsgrad	Sanierungsmaßn. Erforderlich nach	Korrosionsschutz-Maßnahmen
pH 13 – 8	kein		keine
pH 7 – 6	schwach	ca. 80 Jahre	keine
pH 3 – 5	mittel	ca. 40 Jahre	HS-Zement, Opferbeton
pH 2 – 0	stark	ca. 5 Jahre	Auskleidung

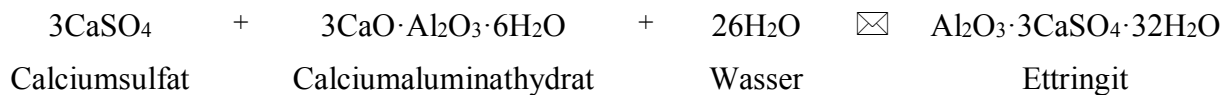


Bild 122: Auswirkung der biogenen Schwefelsäure auf die Wandung eines Kanalschachts

Die veranschlagten Kosten als Resultat aus der biogenen Schwefelsäure-Korrosion fallen sehr unterschiedlich aus. Es wird häufig nicht eindeutig die Ursache von Rissen geklärt, ob sie u. a. auch auf die Schwächung des Rohres durch die bSK zurückzuführen ist. Häufig genannte Schätzungen gehen davon aus, dass ca. 10 % der Schäden aufgrund von biogener Schwefelsäure-Korrosion entstanden sind.

7.4.2 Sulfatangriff

Die schädliche Wirkung sulfathaltiger Lösungen auf zementgebundene Baustoffe ist schon lange bekannt [Lit 11, Lit 68]. Im Wasser gelöste Sulfate haben ein hohes Benetzungsvermögen. Sie dringen daher relativ schnell tief in den Beton ein. Die Sulfate reagieren mit dem Calciumaluminiumhydrat des Zements zum sehr voluminösen Tricalciumaluminatsulfathydrat, besser bekannt als Ettringit:



Zumeist erfolgt der chemische Angriff durch sulfathaltige Böden und Wässer. Es kann jedoch auch vorkommen, dass sulfathaltiger Sand durch Windverwehungen transportiert wird und so Sulfatschäden an Orten auslöst, wo eine derartige Exposition nicht zu erwarten war (Bild 123).



Bild 123: Netzrisse und Abplatzungen als Folge eines Sulfatschadens [Lit 35]

Der zulässige Sulfat- und der Gesamtschwefelgehalt von normaler und leichter Gesteinskörnung ist nach DIN EN 12620 bzw. DIN EN 13055-1 begrenzt, um Schäden zu vermeiden. Es hat einige Schadensfälle mit leichter Gesteinskörnung gegeben, in denen zwar der Grenzwert eingehalten wurde, das enthaltene Sulfat jedoch aufgrund einer unzureichenden Aufbereitung nur grob verteilt vorlag. Deshalb enthalten die Normen den Hinweis, dass neben den Grenzwert auch die Verteilung der potenziell schädlichen Bestandteile für die Eignung als Betonzuschlag von Bedeutung ist.

Sofern der Schwefel in Form von Pyrrhotin (einer instabilen Form von Eisensulfid FeS) vorliegt, sind ist der Gesamtschwefelgehalt auf 0,1 % zu begrenzen. Beim Vorliegen von Sulfiden ist eine besondere Beurteilung erforderlich. Hierzu sind die Bauwerksverhältnisse zu berücksichtigen.



Bild 124: Zerstörte Mauersteine im Sockelbereich eines Gebäudes durch sulfathaltige leichte Gesteinskörnung

Eine besondere Form des Sulfatangriffs stellt die sekundäre oder verzögerte Ettringitbildung dar, die in Verbindung mit zu hohen Temperaturen während der Wärmebehandlung von Beton in Verbindung gebracht wird. Da die Wärmebehandlung in erster Linie für Fertigteile genutzt wird, treten dort auch die meisten Schäden auf. Besonders viel wird über Schäden an Betonschwelle berichtet. Das Schadensbild ist gekennzeichnet durch die Gesteinskörnung einhüllende Risse, die unter fluoreszierendem Licht deutlich zu erkennen sind (Bild 125 rechts).



Bild 125: Durch sekundäre Ettringitbildung geschädigter Beton (links) und typische Rissbildung (rechts) [Lit 16]

7.4.3 Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) [Lit 63]

Bei Betonen, deren Gesteinskörnungen alkalireaktive Kieselsäure enthalten, können unter bestimmten Voraussetzungen Gefügeschäden infolge einer Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) auftreten. Diese schädigende Treibreaktion wurde bei Norddeutschen Betonbauwerken, vereinzelt aber auch im Mitteldeutschen und Südwestdeutschen Raum festgestellt. International sind besonders der skandinavische Raum, Großbritannien und Nordamerika betroffen.



Bild 126: Durch ASR geschädigte Wand [Lit 74]



Bild 127: Risse in der Matrix und in der Gesteinskörnung verursacht durch ASR [Lit 55]

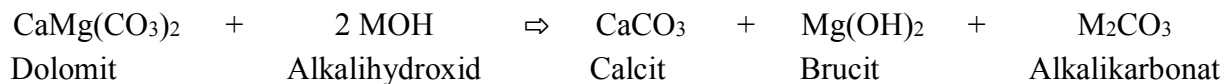
Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR) lassen sich in drei Arten unterteilen:

- Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR)
- Alkali-Silikat-Reaktionen (ASR)
- Alkali-Karbonat-Reaktionen.

Alkali-Kieselsäure- und Alkali-Silikat-Reaktionen verlaufen ähnlich; der Hauptunterschied liegt in der Reaktionsgeschwindigkeit: Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) treten in der Regel innerhalb einiger Jahre, Alkali-Silikat-Reaktionen (ASR) meist erst einige Jahrzehnte nach der Herstellung eines Betons auf. Der Geschwindigkeitsunterschied lässt sich damit erklären, dass Gesteine und Mineralien verschieden reaktive Kieselsäuremodifikationen aufweisen können. Angriffspunkte sind die Silanolgruppen (Si-OH-Gruppen) an der Oberfläche der Kieselsäure. Sie reagieren mit Alkalihydroxiden aus der alkalischen Porenlösung. Der Reaktionsablauf lässt sich – vereinfacht – in die folgenden Stufen unterteilen:

- Anreicherung der Alkalien in der Porenlösung bei fortschreitender Hydratation des Zements.
- OH⁻-, Na⁺- und K⁺-Ionen wandern aus dem Porenwasser zur reaktionsfähigen Kieselsäure der Gesteinskörnung.
- Reaktion der Alkalihydroxide mit reaktionsfähiger Kieselsäure Bildung eines quellfähigen Alkalikieselgels.
- In einigen Fällen Umwandlung des Gels in nicht quellendes kristallines Alkalicalciumsilikathydrat, das als semipermeable Membran oder Schicht auf der Oberfläche bevorzugt Na⁺- und K⁺-Ionen sowie Wasser durchlässt.
- Im Innern der Gesteinskörnung wird quellfähiges Alkalikieselgel gebildet.
- Fortschreiten der Reaktion und Wasseraufnahme führen zu erhöhtem Innendruck.
- Rissbildung und Ausfließen des Gels, wenn der Innendruck die Zugfestigkeit der Gesteinskörnung und des Zementsteins übersteigt.

Die weitaus selteneren Alkali-Karbonat-Reaktionen werden vor allem bei Gesteinskörnungen aus tonigem Dolomit sowie feinkörnigen Kalksteinen mit Einschlüssen aus Tonmineralien beobachtet. Vereinfacht laufen die chemischen Reaktionen wie folgt ab:



und



Mit M = Na oder K

Bei dieser Reaktion handelt es sich um eine Dedolomitisierung, die mit einem Volumenrückgang verbunden ist. Treiberscheinungen treten auf, weil bei der Umwandlung von CaMg(CO₃)₂ in Mg(OH)₂ die Porosität erhöht wird. Dadurch kann Feuchtigkeit zu den Toneinschlüssen gelangen, die quellen. Die freigesetzten Alkalikarbonate (M₂CO₃) reagieren mit Calciumhydroxid aus dem Zement (Ca(OH)₂), wobei erneut Alkalihydroxide [M(OH)] freigesetzt werden.

AAR werden durch viele Faktoren in sehr unterschiedlicher Weise beeinflusst. Deshalb sind auch keine Rezepte zur Verhinderung von AAR bekannt, die überall und unter allen Bedingungen gelten. Entscheidend für das Auftreten von AAR sind die Umgebungsbedingungen. Wichtig sind zudem:

- Gehalt, Art und Korndurchmesser der reaktiven Zuschläge
- Alkaligehalt des Betons und Zusammensetzung der Porenlösung
- Betoneigenschaften.

Bei den Umgebungsbedingungen sind vor allem drei Faktoren zu berücksichtigen:

- Ein hoher Feuchtigkeitsgehalt ermöglicht erst die AAR und erleichtert den Transport der Alkalien zu den reaktiven Phasen. Die Treiberscheinungen werden hauptsächlich durch die Wasseraufnahme der Kieselgele hervorgerufen.
- Eine Erhöhung der Temperatur von 10 auf 40 °C ergab in Laborversuchen eine rund 20-fache Beschleunigung der AAR.
- Die externen Alkalibelastungen durch Grund- und Bergwässer, sulfathaltige Wässer, sowie Streusalzlösungen können AAR begünstigen.

Die wichtigsten AKR- und ASR-reaktiven Gesteine und Mineralien sind in Tabelle 7 zusammengestellt. Gesteinskörnungen mit amorpher oder teilkristalliner Kieselsäure

reagieren schneller als kristalline Silikate. Poröse, gerissene sowie gebrochene Körner sind reaktiver als dichte, ungerissene oder natürlich gerundete Körner.

Tabelle 7: Die wichtigsten AAR-reaktiven Gesteine und Mineralien (AKR: Alkali-Kieselsäure-Reaktion, ASR: Alkali-Silikat-Reaktion)

Gesteinsfamilien	Gesteine, in denen reaktive Mineralphasen auftreten können	Reaktive Mineralphasen	Reaktionstyp
Kristalline Gesteine	Granite, Granodiorite, Diorite usw.	Poröser, mikrofaseriger Quarz	ASR
Vulkanische Gesteine	Rhyolite, Dacite, Andesite, Basalte, Obsidiane, Tuffe	Instabile Hochtemperaturformen des Quarzes: Trydimit, Cristobalit	AKR
		Kryptokristalline Kieselsäure: Chalzedon	AKR
		Amorphe, hydratisierte Kieselsäure: Opal	AKR
Metamorphe Gesteine	Gneise, Schiefer, Mylonite, Quarzite, Hornfelse	Deformierter, gerissener Quarz	ASR
		Deformierte, poröse, verwitterte Feldspäte	ASR
		Fein kristalline Glimmer	ASR
		Krypto- und mikrokristalliner Quarz	AKR
Sedimentgesteine	Sandsteine, Grauwacken, Siltite, Feuersteine, kieselige Kalke	Deformierte, poröse, verwitterte Feldspäte	ASR
		Fein kristalline Tone, Glimmer	ASR
		Krypto- und mikrokristalliner Quarz	AKR
		Kryptokristalline Kieselsäure: Chalzedon	AKR
		Amorphe, hydratisierte Kieselsäure: Opal	AKR

Der Hauptlieferant von Alkalien ist im Normalfall der Zement. Die Alkalien beeinflussen zusammen mit den Sulfaten das Ansteif- und Erhärtungsverhalten eines Zements. Ihre Menge kann deshalb nicht unbegrenzt reduziert werden. Der Gesamtalkaligehalt eines Zements hängt von den Rohstoffen und den Herstellungsbedingungen ab. Als Maß wird das Na₂O-Äquivalent herangezogen (%-Äq. Na₂O = % Na₂O + % K₂O x 0,658). Eine weitere Quelle können einige Zusatzmittel sein.

Silicastaub reduziert den Alkaligehalt von Porenlösungen. Zudem wird der pH-Wert herabgesetzt, woraus bei zu hoher Dosierung eine erhöhte Korrosionsgefahr für die Bewehrung resultieren kann. Silicastaub besteht aus amorphem SiO₂, das Anlass zu AAR geben kann. Da die sehr feinen Teilchen bei niedrigen Dosierungen in der Regel bereits vor der Erhärtung des Betons reagieren, besteht keine Gefährdung. Voraussetzung ist allerdings, dass sich keine Agglomerate gebildet haben [Lit 25].

Flugaschen und Hüttensande sind zwar alkalihaltig, binden aber im Vergleich zu Portlandzementen vermehrt Alkalien in die Hydratationsprodukte ein.

7.5 Bewehrungskorrosion

Richtig zusammengesetzter Beton schützt die in ihm eingebettet Bewehrung gegen Korrosion. Wie jeder aus eigener Anschauung weiß, ist die Korrosion der Bewehrung jedoch der am häufigsten anzutreffende Schaden im Stahlbetonbau. Für die Wirksamkeit des

Korrosionsschutzes sind verschiedene Faktoren verantwortlich. Bild 128 fasst sie exemplarisch zusammen.

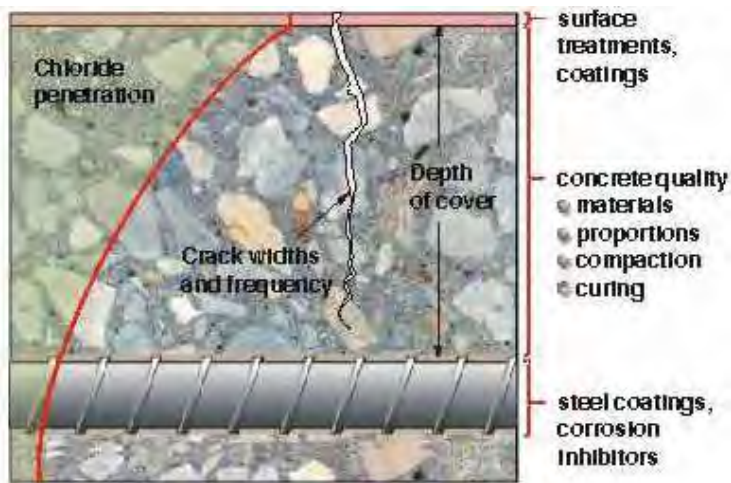


Bild 128: Einflüsse auf den Korrosionsschutz der Bewehrung [Lit 18]

7.6 Planungsfehler

7.6.1 Allgemeine Fehler

Bei der Planung der Bewehrungsführung wird zum Teil nicht bedacht, dass der Beton auch noch eingebaut werden muss. Neben einem ausreichenden Abstand der Bewehrungsseisen untereinander sind insbesondere Rüttelgassen planmäßig anzuordnen, um ein zielsicheres Verdichten zu ermöglichen (Bild 129). Ebenso muss für die Ausführenden eine verständliche Grundlage vorhanden sein (Bild 130).

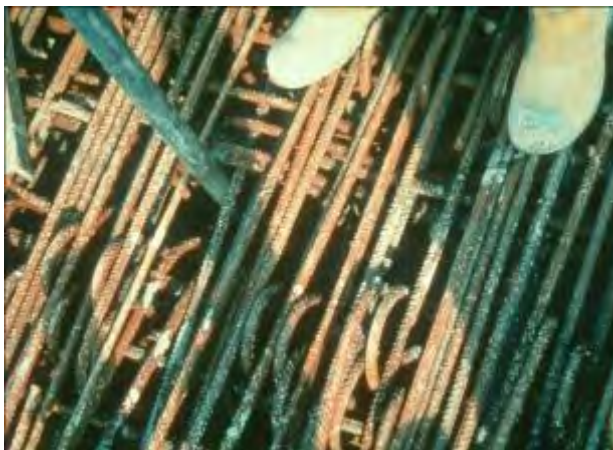


Bild 129: Ungeplante Rüttelgassen und zu dichte Bewehrung machen eine korrekte Betonage nur schwer möglich

Verschiedene allgemeine Planungsfehler, die immer wieder zu beobachten sind, sind nachfolgend aufgeführt:

- falsches $\text{nom } c$ (Tropfnasen oder Profilierung nicht berücksichtigt),
- ungeschickte Bewehrungsform,
- Stahlkonzentrationen nicht beachtet,
- Biegemasse falsch, Passstücke der Bewehrung und
- nachträglicher Einbau von Aussparungen und Einbauteilen.



Bild 130: Unübersichtliche Bewehrungsführung

7.7 Schäden bei der Ausführung

Eine falsch gewählte Betonkonsistenz, Verzögerungen beim Einbau des Betons und unsachgemäße Verdichtung führen immer wieder zu Schäden. Vielfach führen beengte Einbauverhältnisse, schlechte Beleuchtung und viele Einbauten dazu, dass das Baustellenpersonal die Einbaustelle des Betons nicht beobachten kann. Bei der Ausführungsplanung sind bei besonders engen Stellen zum Beispiel Führungen für Innenrüttler vorzusehen, die ein gezieltes Verdichten gestatten und ein Berühren der Bewehrung vermeiden helfen. Für den Einbau des Betons sind gegebenenfalls bereits Fallrohre in die Bewehrung einzustellen, die während des Betonierens gezogen werden. Ohne diese vorbereitenden Maßnahmen fällt der Beton in unzulässiger Weise frei aus zu großer Höhe und kann sich dadurch insbesondere am Fußpunkt entmischen. Grobe Fehlstellen werden zum Teil unter hohen Kosten beseitigt, indem die neue Konstruktion gleich wieder abgerissen und neu betoniert wird (Bild 132).



Bild 131: Kreative Lösung zum Kaschieren unzureichend verbundener Betonierlagen

Stützen haben am Fuß keine Reinigungsöffnung in der Schalung, mit deren Hilfe Holzabfall, Sägemehl, Abfall und Getränkeflaschen entfernt werden können. Unzählige Stützen mussten nach dem Ausschalen durch Abspitzen und Torkretieren wieder saniert werden.

Mitunter rutscht bei dreiseitig gegen den Boden geschalteten tiefer geführten Stützen im nicht unterkellerten Bereich Erdmaterial in den Stützenkörper und unterbricht den Betonschaft völlig.

In nicht oder nur teilweise abgeschälte Fundamente oder Bankette stürzen vor oder beim Betonieren Erdmassen ein und schnüren den Betonquerschnitt ein oder unterbrechen ihn.

Nach starkem Regen ist auch die untere Bewehrung von Fundamentplatten durch in die Baugrube eingeflossenes Schlammwasser verschmutzt oder teilweise lehmbedeckt. Wenn nicht gesäubert wird (sehr mühsam!), hat das Eisen keine Haftung im Beton und keinen Korrosionsschutz. Schäden hierdurch können nach vielen Jahren auftreten.

Bewehrung und Schalung eines späteren Betonierabschnitts werden durch überschwappende Kübel, beim Ausblasen von Rohrsträngen oder beim Verwerten von Restmengen verschmutzt oder „vollgekleckert“.



Bild 132: Große Fehlstellen nach dem Betonieren einer hohen filigranen Wand

In vielen Fällen wird eine spätere Korrosion der Bewehrung durch Fehler beim Einbau verursacht. Zu den häufigsten Schadensursachen in der Ausführung zählen:

- Abstandhalter
 - Unzureichende Anzahl an Abstandhalter
 - Falsche oder ungeeignete Abstandhalter
- Bewehrung
 - Nicht beachten von Verformungen der Bewehrung vor dem Einbau des Betons
 - keine zug- und druckfeste Lagesicherung der Bewehrung
 - Unzureichende Ausführung der Bewehrungsarbeiten, insbesondere der Flechtarbeiten
 - Maßabweichungen der Bewehrung, z. B. Bewehrungskörbe zu groß (ggf. Bügel schräg stellen!)
 - Bei zu frühem Ausschalen kann Bewehrung zurückfedern. Es entstehen Risse und Abplatzungen.
 - Passformen vermeiden
- Schalung
 - unzureichende Steifigkeit der Schalung
 - Schalungsabstandhalter auf Druck fehlt bei Wandschalungen (Wandstärke zu klein)
 - Zugfeste Verbindung von Wandschalungen fehlt oder ist zu schwach (Wandstärke zu groß, Bewehrung verrutscht)
 - Schalung zu eng bei Wandschalungen
 - Schalung quillt oder schrumpft
 - Maßabweichungen (Hineinpressen zu großer Bewehrungskörbe in maßgerechte oder zu enge Schalung)
 - Bei eingestellten Dämmplatten in der Schalung können sich die Abstandhalter eindrücken, die Überdeckung wird zu klein (Rütteln, Betonieren!)

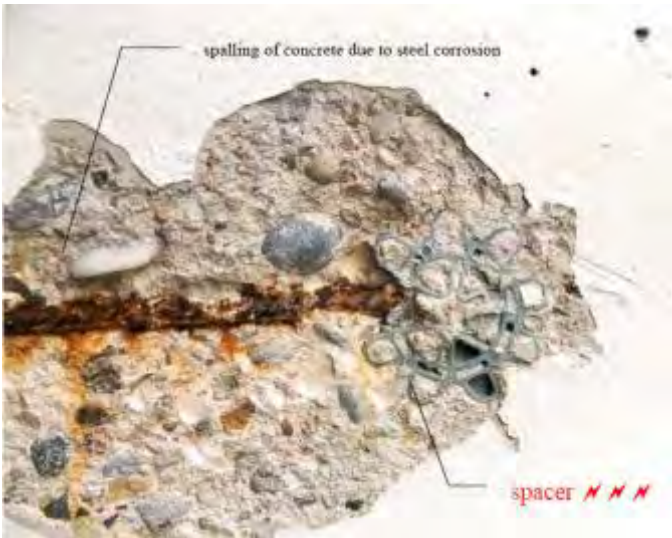


Bild 133: Mangelhafter Einbau eines Abstandhalters führt zur Korrosion [Lit 4]

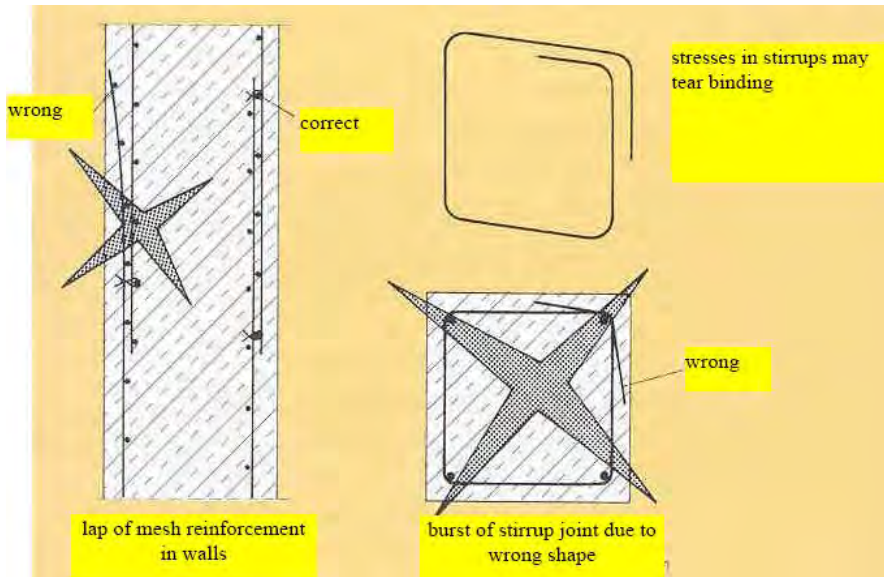


Bild 134: Problemstellen bei Bewehrungsflechten

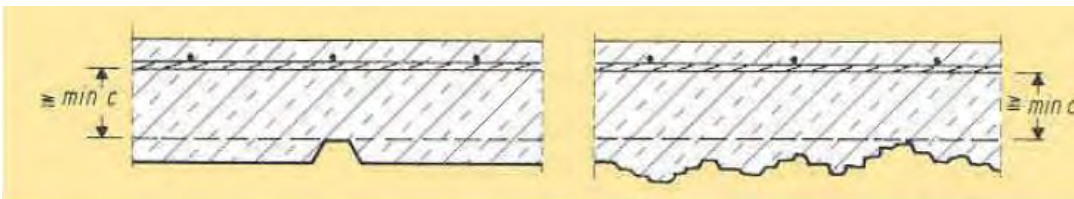


Bild 135: Lokal reduzierte Betondeckung durch Tropfnasen oder Oberflächenprofilierung

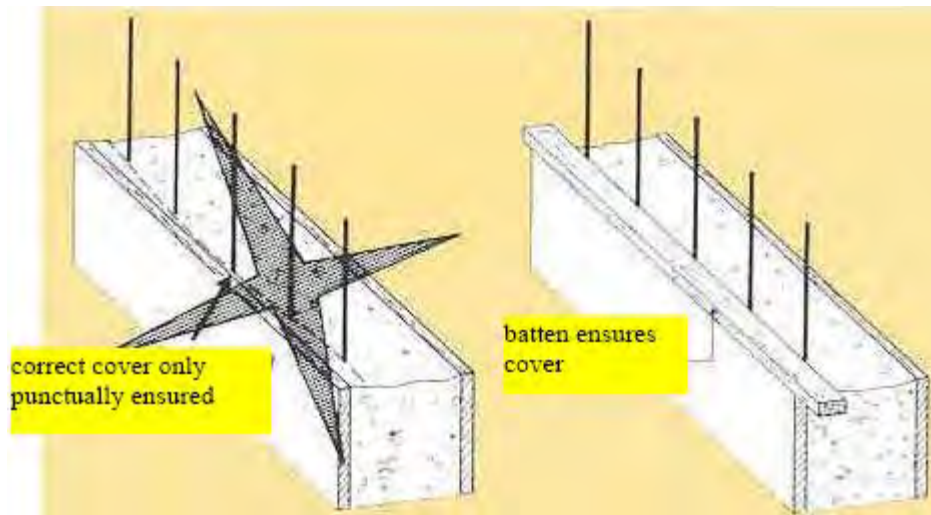


Bild 136: Unzureichende Lagesicherung führt zum Unterschreiten der Betondeckung

Im Hochbau werden sehr oft Fertigteil- und Ortbetonlösungen kombiniert. Wenn die Ortbetonteile zur Aussteifung herangezogen werden, muss ihre zunächst geringere Festigkeit berücksichtigt werden, auch wenn dadurch eventuell ein schnellerer Baufortschritt bei den Fertigteilen beeinträchtigt wird. Vorzeitiges Entfernen der Schalung kann katastrophale Auswirkungen haben (Bild 137).



Bild 137: 1973 während des Baus eingestürztes Bürogebäude Bailey's Crossroads, Fairfax, Va. [Lit 13]

Die Probleme beim Betonieren im Hochbau treten verschärft beim Betonieren unter Wasser oder beim Betonieren von Ortbetonbohrpfählen auf. Wenn beim Betonieren unter Wasser das Trichterende nicht im eingebrachten Beton steckt, sondern durch eine Wasserschicht fällt, wird der Zement unregelmäßig ausgewaschen; es können auch Trennschichten aus Zementschlamm entstehen.

Bei Ortbeton-Bohrpfählen kann bei nicht standfesten Bodenschichten Boden in den Schaft geraten und eine Unterbrechung oder Einschnürung des Betons bewirken, wenn das Mantelrohr zu rasch gezogen wird und das Betonieren nicht nachkommt; die Betonsäule im Rohr muss mehr als 1 m hoch sein. So geschädigte Pfähle sind vollkommen wertlos und stellen eine große Gefahr dar [Lit 86].

Selbst der Nachweis des zutreffenden Betonverbrauchs bietet allein noch keine Gewähr für einen fehlerfreien Pfahl; Verdichtungen und Einpressungen in Klüfte können Mehrmengen, Erdenbrüche Mindermengen anzeigen. Wird die errechnete Sollmenge (auch später aus dem Protokoll ersichtlich) vom tatsächlich gemessenen Verbrauch unterschritten, ist auf jeden Fall der volle Pfahlschaft nicht vorhanden. Hier hilft nur eines: Einen neuen Pfahl daneben bohren und den ersten als nicht vorhanden anzusehen. Nach der Fertigstellung ist eine Sanierung sehr kostenträchtig und mitunter nur sehr schwierig zu bewerkstelligen.

Schäden können auch beim Einbau von Betonfertigteilepfählen entstehen. Wechseln während des Rammens die Verhältnisse im Baugrund und erfordern eine höhere Schlagbelastung, so kann dies zum Abplatzen der Betondeckung führen (Bild 138).



Bild 138: Durch übermäßige Schlagbelastung zerstörte Pfahlköpfe [Lit 6]

7.8 Schäden durch außergewöhnliche Einwirkungen

7.8.1 Explosionen

Explosionen können als Folge eines Unfalls oder durch terroristische oder kriegerische Einwirkung Gebäude beschädigen. Die Wirkung einer Explosion auf ein Gebäude und die

dadurch hervorgerufenen Schäden hängen zum Teil eng mit der Detailausbildung zusammen. Als besonders kritisch ist der progressive Einsturz anzusehen, der durch fehlende statische Redundanz als Folge eines lokalen Bauteilversagens eintreten kann. Ein herausragendes Beispiel für einen derartigen Schaden stellt der teilweise Einsturz des 23-stöckigen Londoner Hochhauses Ronan Point dar. Ausgelöst wurde die Katastrophe durch eine Gasexplosion in einer Küche in der 18. Etage.



Bild 139: Hochhaus Ronan Point, London, nach dem partiellen Einsturz am 16. Mai 1968

Der Bombenanschlag auf das Alfred P. Murrah Gebäude in Oklahoma zerstörte drei Stützen an der Gebäudefront. Er hatte enorme Auswirkungen, weil nur jede zweite Stütze bis in das Fundament herunterreichte, die dazwischen liegenden Stützen setzten ihre Last im dritten Geschoss auf einem Balken ab, der die Belastung auf die durchgehenden Stütze weiterleitete. Mit dem Verlust von drei durchgehenden Stützen fehlte dem Gebäude die Möglichkeit zur redundanten Lastumlagerung.

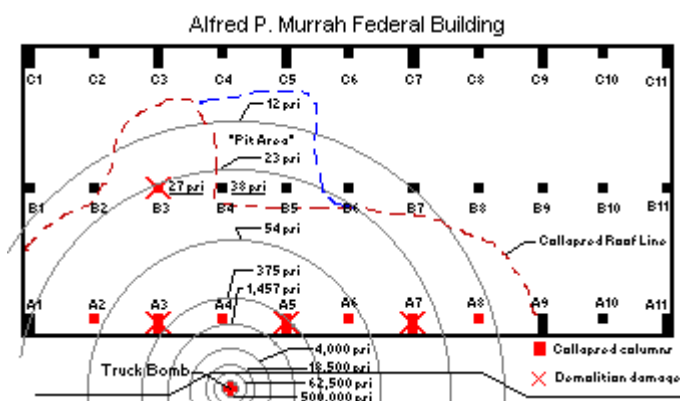


Bild 140: Auswirkung des Bombenanschlags von Oklahoma [Lit 73]

7.8.2 Brand [Lit 86]

Ausgangspunkt für die Beurteilung von Feuerschäden an Stahlbetonbauteilen ist die Temperatur im Brandherd. Man kann sie aus allgemeinen statistischen Angaben, aus den Glühfarben fester Stoffe beim Brand und aus Merkmalen an Baustoffen sowie an Schmelzen fester Stoffe nach dem Brand abschätzen.

Die Temperatur im Brandherd ist abhängig von der

- Menge der brennbaren Stoffe
- Rauch- und Hitzeabführung
- Frischluftzufuhr (z. B. breitet sich im Keller nur im Luftstrom ein Brand aus)
- Branddauer
- spezifischen Abbrandgeschwindigkeit.

Der Ablauf eines Brandes hinsichtlich der Temperaturhöhe und der Zeitdauer erfolgt allgemein in drei Abschnitten (Bild 141):

- Im ersten Abschnitt, der etwa 15 bis 30 Minuten dauert, breitet sich das Feuer aus, und die Temperaturen steigen rasch auf 800 °C bis 900 °C.
- Im zweiten Abschnitt brennt alles Brandgut; das sind in der Regel weniger die Baustoffe und Bauteile, sondern die Inneneinrichtung und die Lagergüter. Insofern richtet sich die Dauer dieses Abschnittes nach der Menge des vorhandenen Brandgutes und streut stark. Die Temperaturen steigen nur noch langsam je nach Brandgut auf 1000 °C bis 1100 °C an.
- Im dritten Abschnitt klingt der Brand ab, die Temperaturen fallen rasch.

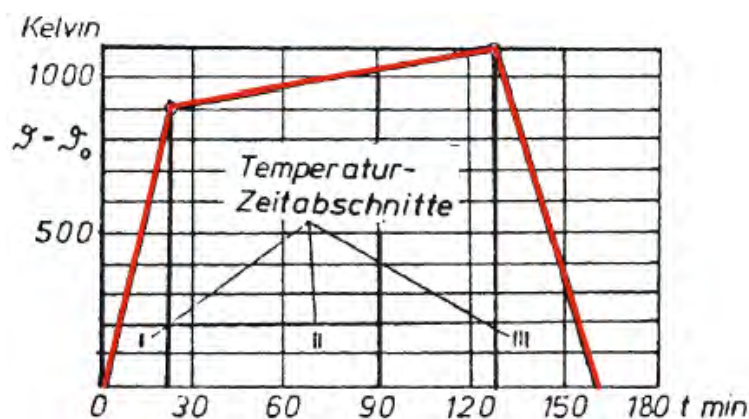


Bild 141: Schematischer Brandverlauf

Aufgeschlüsselt nach Bauwerksnutzung erreichen die bei Bränden auftretenden Temperaturen folgende Werte:

Wohngebäude, Büros	800 °C – 900 °C	Abschälen von Mauerwerk, starke Rissbildung durch Temperaturdehnung
Lagerhäuser mit brennbaren Stoffen	bis 1000 °C	Wie vor
Lagerhäuser mit hoher Brandlast	1000 °C – 1200 °C	Sinterung und Glasflüsse

Bei hohen Temperaturen verändern sich die Eigenschaften des Betons. Der Zementstein wird entwässert und schwindet. Das freigesetzte Wasser muss als Dampf entweichen können, da es sonst zu einem Druckaufbau im Inneren des Bauteils kommt. Dieser Dampfdruck

überschreitet die Zugfestigkeit des Betons und sprengt bereits nach kurzer Zeit die Betondeckung ab. Während der Zementstein schwindet, dehnen sich die meisten Gesteinskörnungsarten mit steigender Temperatur aus. Die entstehende Dehnungsdifferenz führt zu einer ausgeprägten Mikrorissbildung, die mit einem deutlichen Festigkeitsabfall verbunden ist. Besonders kritisch ist der Quarzsprung bei 573 °C, der mit einer deutlichen Volumenzunahme des Quarzes verbunden ist.

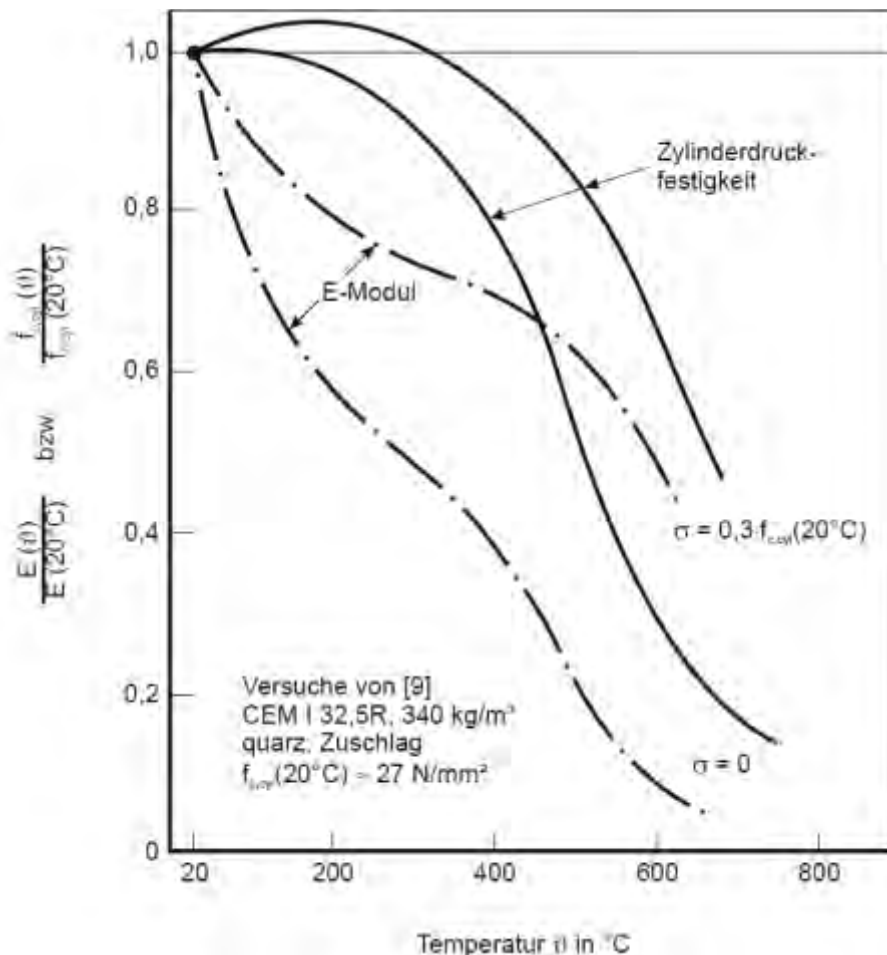


Bild 142: Druckfestigkeit und E-Modul von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur und der Vorlast

Die Kurven in Bild 142 wurden im Heißen bestimmt. Beim Abkühlen kommt es erneut zur Rissbildung durch Gefügespannungen. Ein plötzliches Abkühlen des Betons, wie es beim Löschen durch das Löschwasser erfolgt, ist besonders nachteilig. Trägt man die Festigkeitswerte bei unterschiedlicher Temperaturgeschichte (Prüfung im Heißen, nach dem Abkühlen oder nach dem Abschrecken) über der Temperatur auf, erhält man die höchsten Werte im Heißen und die niedrigsten nach dem Abschrecken. Die gilt analog für andere mechanische Betoneigenschaften.

Hohe Temperaturen schädigen nicht nur den Beton. Sie sind besonders kritisch für die Bewehrung (Bild 143). Eine wesentliche Aufgabe der Betondeckung besteht im Brandfall im ausreichenden Schutz der Bewehrung vor den hohen Temperaturen.

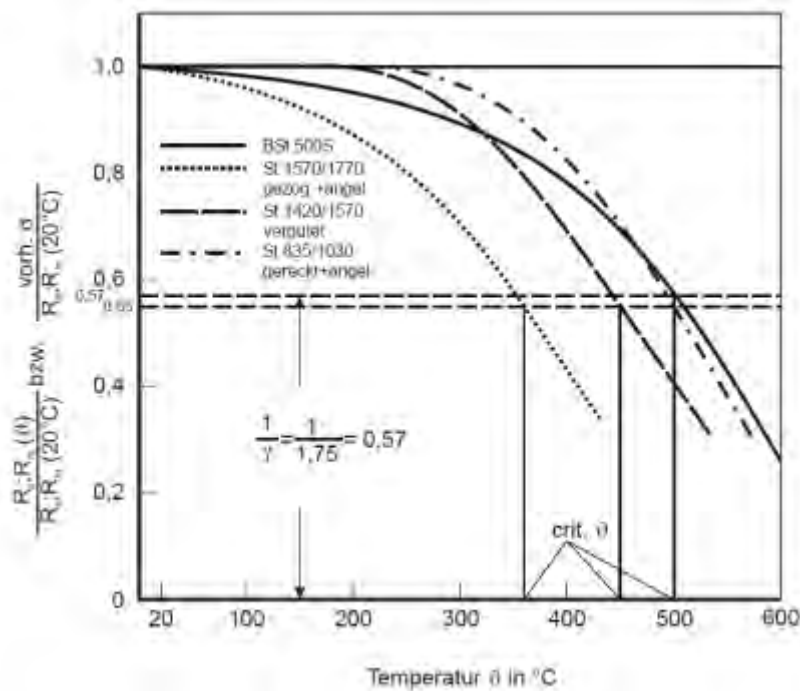


Bild 143: Abfall der Streckgrenze von Beton- und Spannstahl abhängig von der Temperatur
 Das bei Bränden häufig entstehende Chlorid greift in Form von Chlorgasen blanke Metallteile der Feinmechanik, Elektrotechnik und Elektronik an und schädigt diese. Für Betonbauteile ist die Chloridbeaufschlagung bei intakter, qualitativ guter Betondeckung unkritisch. Von einer Gefährdung der Bewehrung ist nur auszugehen, wenn

- beim Brand größere Mengen PVC (mehrere Tonnen) zu sehr hohen Salzsäurekonzentrationen im Rauchgas führen,
- diese Dämpfe mehrere Tage einwirken können,
- die Temperatur des beaufschlagten Betons 50°C wesentlich übersteigt oder
- der Beton nach dem Einwirken der Salzsäuredämpfe ständig durchfeuchtet ist.

7.9 Sichtbeton

Flächen aus Sichtbeton wurden und werden vielfach für die Gestaltung von Betonbauwerken eingesetzt. Probleme treten immer wieder auf, weil die letztlich erstellte Qualität der Betonoberfläche nicht mit den ursprünglichen Erwartungen der Auftraggeber übereinstimmt. Ehe in diesem Zusammenhang von einem Schaden gesprochen wird, sind zunächst die Anforderungen zu klären, die an Betonoberflächen in Sichtbetonqualität gestellt werden.

Eine einheitliche Definition von Sichtbeton liegt bisher nicht vor. Es gibt vielmehr verschiedene Regelwerke, auf die man sich beziehen kann. Betonflächen mit Anforderungen an das Aussehen werden z. B. in DIN 18217 „Betonflächen und Schalungshaut“ beschrieben. Danach bezeichnet Sichtbeton die Ansichtsflächen, der nach der Fertigstellung sichtbar bleibenden Teile eines erhärteten Betons. Sie sind für die architektonische Wirkung eines Bauteils oder Bauwerks bestimmend. Die Oberfläche kann durch die gewählte Schalung, die Betonzusammensetzung oder die Oberflächenbeschaffenheit gestaltet werden.

Hinweise für vertragliche Vereinbarungen geben außerdem:

- DIN 18331 VOB „Beton- und Stahlbetonarbeiten“,
- DIN 18333 VOB „Betonwerksteinarbeiten“ und
- DIN 18500 VOB „Betonwerkstein, Anforderung ...“.

Die alte ZTV/K fordert in Pkt. 6.7.4 „Beton für Sichtflächen“

- eine fluchtgerechte, einheitliche, geschlossene, ebene und porenarme Oberfläche,
- eine einheitliche Farbtönung aller Sichtflächen einzelner Bauwerksteile sowie
- zweckmäßige, unauffällige Anordnung und einwandfreie Ausführung von Arbeitsfugen.

Im Grunde gelten also für Sichtbetonflächen die bekannten Regeln für die Ausführung von Betonbauwerken nur in verschärfter Form. Besonderes Augenmerk verdienen:

- die Gleichmäßigkeit der Betonzusammensetzung,
- die Sorgfalt beim Einbau des Betons (vgl. 7.6.1 und 7.7),
- die Ausbildung der Arbeits- und Bauteilfugen,
- die Qualität und Gleichmäßigkeit der Schalung und
- die Nachbehandlung.

In letzter Zeit ist es zu Problemen mit Braunverfärbungen von Sichtbetonflächen gekommen, die mit den weitverbreiteten kunststoffvergüteten Schaltafeln erstellt wurden. Während für diese Verfärbungen in der Vergangenheit in der Regel Rost verantwortlich war, wurden diese neuerdings aufgetretenen Braunverfärbungen eindeutig durch organische Bestandteile verursacht. Als Quelle wurde ein unzureichender Widerstand der phenolharzhaltigen Oberflächenbeschichtung der Schaltafeln gegen die baustellenbedingte Beanspruchung durch UV-Licht und alkalihaltige Wässer identifiziert [Lit 32].



Bild 144: Braunverfärbung einer Sichtbeton-Testfläche

7.10 Ziel der Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen [Lit 29]

Um die künftigen Anforderungen an die Nutzungsdauer des Tragwerks zu erfüllen, sind bei der Entscheidung über die Wahl der geeigneten Maßnahme folgende Möglichkeiten in Betracht zu ziehen:

- keine Maßnahmen für eine bestimmte Zeitspanne;
- erneuter Nachweis der Tragfähigkeit, der möglicherweise zu einer reduzierten Einstufung der Funktionstüchtigkeit des Betontragwerks führt;
- Vermeidung oder Verminderung einer weiteren Verschlechterung, ohne Wiederherstellung der ursprünglichen Eigenschaften des Betontragwerks;
- vollständige oder teilweise Instandsetzung oder/und Verstärkung des Betontragwerks;

- vollständige oder teilweise Rekonstruktion des Betontragwerks;
- vollständiger oder teilweiser Abriss des Betontragwerks.

Die Auswahl dieser Möglichkeiten muss im Zusammenhang mit verschiedenen Faktoren erfolgen, die im Einzelnen zu prüfen sind.

Allgemeines

- den vorgesehenen Verwendungszweck und die planerische Nutzungsdauer des Betontragwerks;
- die erforderlichen Leistungsmerkmale (einschließlich z. B. Feuerwiderstandsfähigkeit und Wasserdichtheit);
- die angenommene Nutzbarkeitsdauer von Schutz- oder Instandsetzungsarbeiten;
- zur Verfügung stehende Möglichkeiten für zusätzlichen Schutz, Instandsetzung und Überwachung;
- Anzahl und Kosten von zulässigen Instandsetzungszyklen während der vorgesehenen Nutzungsdauer des Betontragwerks;
- Kosten und Finanzierung von alternativen Schutz- oder Instandsetzungsoptionen, einschließlich künftiger Instandhaltungs- und Zugangskosten (z. B. Gerüste, Nutzungseinschränkungen);
- Eigenschaften und mögliche Verfahren zur Vorbereitung des vorhandenen Untergrundes;
- Aussehen des geschützten oder instand gesetzten Betontragwerks;

Gesundheitsschutz und Sicherheit

- Folgen eines Versagens der Standsicherheit des Betontragwerks;
- Gesundheitsschutz- und Arbeitssicherheitsanforderungen;
- Einwirkung von Instandsetzungsarbeiten auf Bewohner oder Nutzer des Betontragwerks und auf die Öffentlichkeit;

Tragfähigkeit

- mögliche oder notwendige Änderung von dynamischen oder sonstigen direkten Einwirkungen während oder nach den Schutz- oder Instandsetzungsarbeiten;
- Vorrichtungen zur Lastaufnahme während und nach den Schutz- oder Instandsetzungsarbeiten;
- Bedarf an künftigen Inspektionen und künftiger Instandhaltung;

Umweltbedingungen

- künftige Umgebungsbedingungen des Betontragwerks und ob diese gezielt verändert werden können;
- Notwendigkeit oder Möglichkeit, das Betontragwerk teilweise oder vollständig vor Witterungseinwirkung, Verschmutzung, Salzsprühnebel usw. zu schützen, einschließlich des Untergrundschutzes während der Instandsetzungsarbeiten.

7.11 Verfahrensweisen für die Wahl von Produkten und Systemen

In [Lit 29] werden Grundprinzipien festgelegt, die getrennt oder kombiniert anzuwenden sind, wenn Betontragwerke geschützt oder instand gesetzt werden müssen. Diese Prinzipien (Tabelle 8 und Tabelle 9) repräsentieren die chemischen oder physikalischen Gesetzmäßigkeiten, die eine Vermeidung oder eine ausreichende Stabilisierung der chemischen und physikalischen Schädigungsprozesse im Beton oder der elektrochemischen Korrosionsprozesse auf der Stahloberfläche ermöglichen.

7.11.1 Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton

Die Prinzipien 1 bis 6 in Tabelle 8 befassen sich mit Schäden im Beton von Betontragwerken, die durch folgende Ursachen (einzeln oder kombiniert) hervorgerufen werden:

- Mechanische Einwirkungen, z. B. Anprall, Überlastung, Setzungsbewegung;
- chemische und biologische Angriffe aus der Umgebung (siehe [Lit 29] Abschnitt 1b);
- physikalische Einwirkungen, z. B. Frost-Tau-Einflüsse, thermische Rissbildung, Wasserdurchströmung, Salzkristallisation, Erosion.

Tabelle 8: Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton

Prinzip Nr.	Prinzip und seine Definition	Auf diesem Prinzip basierende Verfahren
Prinzip 1 [IP] (english: Protection Ingress)	Schutz gegen das Eindringen von Stoffen Verhinderung des Eindringens von korrosionsfördernden Stoffen (z. B. Wasser, sonstige Flüssigkeiten, Dampf, Gas, Chemikalien) und biologischen Lebensformen	1.1 Versiegelnde Imprägnierung Auftragen flüssiger Produkte, die oberflächennah in den Beton eindringen und das Porensystem verschließen. 1.2 Oberflächenbeschichtung mit und ohne rissüberbrückende Eigenschaften. 1.3 örtlich abgedeckte Risse ^a 1.4 Rissversiegelung Versiegeln eines Risses im Beton, um den Durchtritt von korrosionsfördernden Stoffen zu verhindern. 1.5 Umwandlung von Rissen in Dehnungsfugen ^a 1.6 Montage von Vorsatzplatten ^a 1.7 Aufbringen von Membranen ^a
Prinzip 2 [MC] (english: Moisture Control)	Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons Einstellen und Aufrechterhalten der Betonfeuchte innerhalb eines festgelegten Wertebereiches	2.1 Hydrophobierende Imprägnierung 2.2 Oberflächenbeschichtung 2.3 Schutzdächer oder Verkleidung ^a 2.4 Elektrochemische Behandlung ^a Anlegen einer Potenzialdifferenz über Teile des Betonbauteiles, um den Durchtritt von Wasser durch den Beton zu unterstützen oder zu behindern. (Für bewehrten Beton nicht ohne Beurteilung des Risikos, Korrosion auszulösen.)
Prinzip 3 [CR] (english: Concrete Restoration)	Betonersatz Wiederherstellung eines Betontragwerks hinsichtlich seiner vorgesehenen geometrischen Form und Funktion Wiederherstellen der Eigenschaften des Betontragwerks durch teilweisen Betonersatz	3.1 Mörtelauftrag von Hand 3.2 Querschnittsergänzung durch Betonieren 3.3 Beton- oder Mörtelauftrag durch Spritzverarbeitung 3.4 Auswechseln von Bauteilen

Prinzip 4 [SS] (english: Structural Strengthening)	Verstärkung Erhöhung oder Wiederherstellung der Tragfähigkeit eines Bauteils des Betontragwerks	4.1 Zufügen oder Auswechseln von Bewehrungsstahl 4.2 Einbau von Verbindungs- und Bewehrungsstäben in den Beton in vorgebildete Nuten oder gebohrte Löcher 4.3 Verstärkung durch Laschen (Stahl oder Faserlaminat) 4.4 Querschnittsergänzung mit Mörtel oder Beton 4.5 Injizieren in Risse, Hohlräume oder Fehlstellen 4.6 Verfüllen von Rissen, Hohlräumen oder Fehlstellen 4.7 Vorspannen mit externen Spanngliedern ^a
Prinzip 5 [PR] (english: Physical Resistance)	Physikalische Widerstandsfähigkeit Erhöhen des Widerstandes gegen physikalischen oder mechanischen Angriff	5.1 Überzüge oder Beschichtungen 5.2 Imprägnierung (versiegelnd oder hydrophobierend)
Prinzip 6 [RC] (english: Resistance to Chemicals)	Widerstandsfähigkeit gegen Chemikalien Erhöhung der Beständigkeit der Betonoberfläche gegen Zerstörungen durch chemische Substanzen	6.1 Überzüge oder Beschichtungen 6.2 Imprägnierung (versiegelnd oder hydrophobierend)
^a Bei diesen Verfahren dürfen Produkte und Systeme verwendet werden, die in der Normenreihe EN 1504 nicht erfasst sind.		

7.11.2 Prinzipien und Verfahren bei Bewehrungskorrosion

Die Prinzipien 7 bis 11 in Tabelle 9 befassen sich mit der Korrosion der Bewehrung, die verursacht werden kann durch:

- physikalischen Verlust der schützenden Betondeckung;
- chemischen Verlust der Alkalität in der schützenden Betondeckung als Ergebnis der Reaktion mit dem Kohlendioxid aus der Luft („Carbonatisierung“);
- Verunreinigung der schützenden Betondeckung mit korrosionsfördernden Stoffen (üblicherweise Chloridionen), die beim Mischen in den Beton eingetragen wurden oder aus der Umgebung in den Beton gelangt sind;
- elektrische Streuströme, die von benachbarten elektrischen Anlagen durch die Bewehrung weitergeleitet wurden oder in der Bewehrung induziert worden sind.

Schutz und Instandsetzung bei einer Gefährdung durch Bewehrungskorrosion basieren auf den nachfolgend genannten Prinzipien.

Wenn die Bewehrung bereits korrodiert ist oder die Gefahr künftiger Korrosion besteht, ist eines oder sind mehrere der nachfolgenden Korrosionsschutz- und Instandsetzungsprinzipien 7 bis 11 grundlegende Voraussetzung für die Wahl eines Instandsetzungsverfahrens.

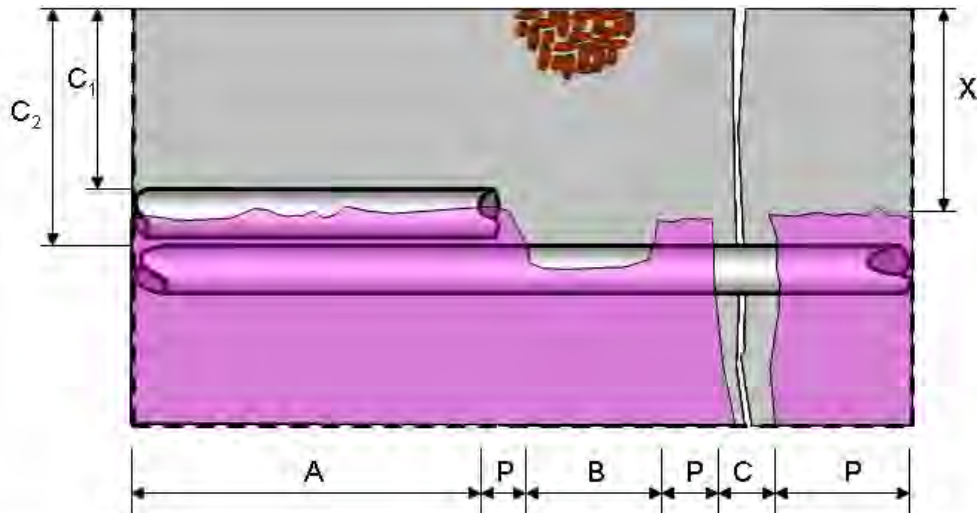
Tabelle 9: Prinzipien und Verfahren bei Korrosion der Bewehrung

Prinzip Nr.	Prinzip und seine Definition	Beispiele für Verfahren, die auf diesem Prinzip basieren
Prinzip 7 [RP] (english: Preserving or Restoring Passivity)	Erhalt oder Wiederherstellung Der Passivität Schaffen von chemischen Bedingungen, bei denen die Oberfläche der Bewehrung ihren passiven Zustand beibehält oder wieder in einen passiven Zustand versetzt wird.	7.1 Erhöhung der Bewehrungsüber- deckung mit zusätzlichem ze- mentgebundenen Mörtel oder Beton 7.2 Ersatz von schadstoffhaltigem oder carbonatisiertem Beton 7.3 Elektrochemische Realkalisie- rung des carbonatisierten Betons^a 7.4 Realkalisierung von carbonati- siertem Beton durch Diffusion 7.5 Elektrochemische Chlorid-Ex- traktion ^a
Prinzip 8 [IR] (english: Increasing Resistivity)	Erhöhung des elektrischen Widerstands Erhöhung der elektrischen Widerstandsfähigkeit des Betons	8.1 Begrenzung des Feuchtegehaltes durch Imprägnierungen, Be- schichtungen oder durch Schutz- dächer ^a
Prinzip 9 [CC] (english: Cathodic Control)	Kontrolle kathodischer Bereiche Schaffung von Bedingungen, unter denen potenziell kathodische Bereiche der Bewehrung keine anodische Reaktion herbeiführen können.	9.1 Begrenzung des Sauerstoffgehal- tes (an der Kathode) durch vesie- gelnde Imprägnierung oder Oberflächenbeschichtung
Prinzip 10 [CP] english: Cathodic Protection	Kathodischer Schutz	10.1 Anlegen eines elektrischen Poten- zials ^a
Prinzip 11 [CA] (english: Control of Anodic Areas)	Kontrolle anodischer Bereiche Schaffung von Bedingungen, unter denen potenziell anodische Bereiche der Bewehrung daran gehindert werden, an der Korrosionsreaktion teilzunehmen.	11.1 Anstrich der Bewehrung durch aktiv pigmentierte Beschichtungen 11.2 Anstrich der Bewehrung mit Be- schichtungen nach dem Barriere- Prinzip 11.3 Aufbringen von Inhibitoren auf den Beton und Transport auf die Stahloberfläche durch Impräg- nierung oder Diffusion ^a
^a Bei diesen Verfahren dürfen Produkte und Systeme verwendet werden, die in der Normenreihe EN 1504 nicht erfasst sind.		

Zusätzlich zu den oben genannten Punkten ist der Betonquerschnitt, wenn dies erforderlich ist, nach den Prinzipien 1 bis 6 in stand zu setzen.

Bei den in Tabelle 8 und Tabelle 9 genannten Methoden handelt es sich um Beispiele. Andere Methoden werden dadurch nicht ausgeschlossen und können durchaus sinnvoll sein.

Für die weitere Erläuterung bietet sich eine schematische Darstellung als Ausgangspunkt an, die neben intakten, passiven Bewehrungsbereichen (P) auch Zonen mit depassivierter Bewehrung durch zu geringe Betondeckung (A), unzureichende Betonqualität (B) und einen Riss (C) enthält [Lit 81].



c1, c2	Betondeckung	P	passiver Bewehrungsbereich ohne Korrosion
x	Tiefe des kritischen Chloridgehalts oder Karbonatisierungstiefe	A – C	Bereiche mit Bewehrungskorrosion A - unzureichende Betondeckung B - unzureichende Betonqualität C - aufgetretene Risse

Bild 145: Schematische Darstellung der typischen Zustände eines Stahlbetonbauteils (nach [Lit 81])

Im Rahmen der Vorlesung wird exemplarisch auf ausgewählte Verfahren eingegangen. Eine ausführliche Darstellung findet sich in [Lit 81].

7.11.3 Beispiele für die Verfahren nach DIN EN 1504-9 [Lit 29]

7.11.3.1 Schutz gegen das Eindringen von Stoffen durch Aufbringen von Membranen

Bei dieser Methode werden biegeeweiche, dehnbare Membranen z. B. als Folien oder verschweißbare Bahnen auf die Betonoberfläche aufgebracht (Bild 146), die in der Normenreihe EN 1504 nicht genauer spezifiziert sind. Dazu kommen als wasserdichte Membranen beispielsweise folgende Materialien in Betracht:

- Kunststofffolien (PA, PVC, PE, EPDM, etc.)
- Kunststoffdichtungsbahnen
- spritzbare Kunststofffolien (Flüssigkunststoff)
- Dachdichtungsbahnen
- Schweißbahnen
- Polymerbitumenbahnen mit/ohne Gewebeeinlagen

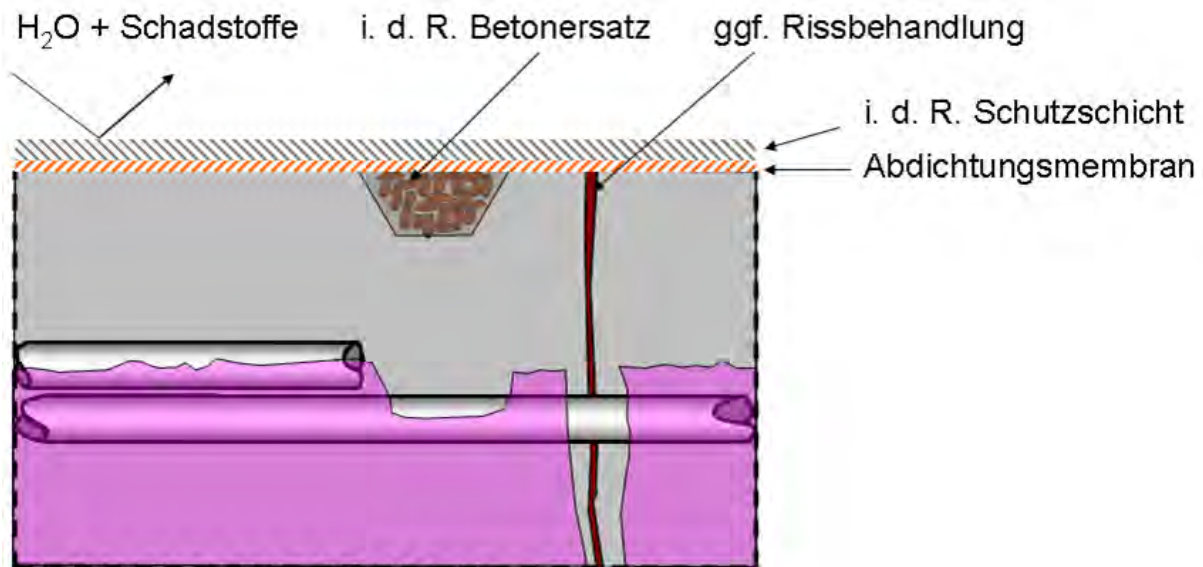


Bild 146: Schematische Darstellung des Instandsetzungsprinzips „Aufbringen von Membranen“

Ein wesentlicher Vorteil des Spritzverfahrens ist das problemlose Aufbringen der Abdichtungslage auch in Bereichen mit Stufen, Versätzen, Durchdringungen oder Fugen. Bei Folien ist zu beachten, dass die Stöße fachgerecht ausgeführt werden; i. d. R. müssen die Folien verschweißt werden. Bei Schweißbahnen ist die Dichtheit durch eine überlappende zweilagige Anordnung i. d. R. deutlich zuverlässiger zu erreichen als durch eine einlagige Ausführung. Der Planer muss bei der Auswahl geeigneter Membranen berücksichtigen, welche projektspezifischen Randbedingungen vorliegen und mit welchen Konsequenzen bei Undichtigkeiten zu rechnen ist.

7.11.3.2 Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons

Nach diesem Prinzip soll das Eindringen von flüssigem Wasser verhindert und ein Entweichen von Feuchtigkeit in Dampfform ohne Schädigung zugelassen werden. Dabei soll die Betonfeuchte innerhalb eines festgelegten Wertebereiches eingestellt und aufrechterhalten werden. Da bestimmte Schutzsysteme die planerische Nutzungsdauer des Betontragwerks möglicherweise nicht überdauern, sind die Erneuerbarkeit und Instandsetzbarkeit wichtige Kriterien bei der Wahl der Schutzsysteme. Für sämtliche Verfahren nach Prinzip 2 sollte ein Instandhaltungsprogramm vorgesehen werden.

Die Regulierung des Wasserhaushaltes ist insbesondere interessant, wenn feuchteabhängige Zerstörungsprozesse im Beton wie Alkali-Silika-Reaktion kontrolliert auf ein unschädliches Maß reduziert werden sollen.

Das einfachste Verfahren ist eine Hydrophobierung. Hydrophobierungen sind für die Regulierung des Wasserhaushaltes grundsätzlich geeignet, da sie die Wasseraufnahme reduzieren und i. d. R. wasserdampfdurchlässig sind. Diese beiden Kerneigenschaften müssen daher nach DIN EN 1504-2:2005 nachgewiesen werden. Bild 6.28 zeigt schematisch die Anwendung dieses Prinzips. In der Regel müssen Kiesnester und Risse vor der Behandlung instand gesetzt werden.

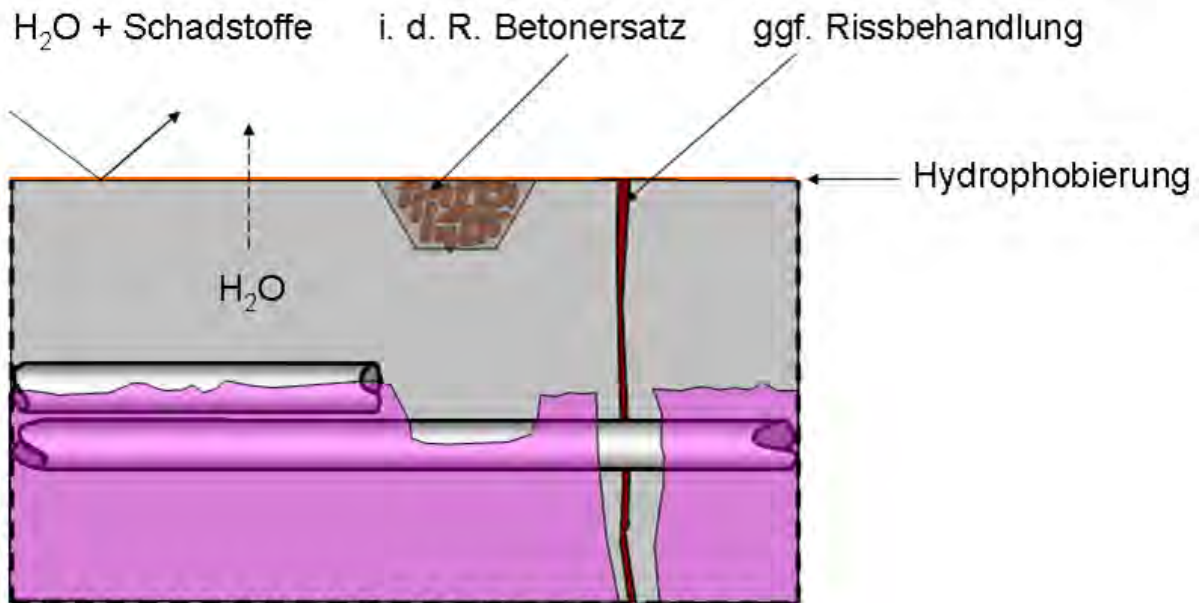


Bild 147: Schematische Darstellung der Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons durch eine hydrophobierende Imprägnierung

Dabei ist jedoch Folgendes zu beachten:

- Es darf kein Wasser von der Rückseite oder aufsteigende Feuchtigkeit aus dem Boden auf die zu schützende Oberfläche einwirken. Daher müssen grundsätzlich mögliche unerwünschte Feuchtequellen detektiert und beseitigt werden.
- Bei der Applikation muss sichergestellt werden, dass eine ausreichende Hydrophobierermittelmengemenge vollflächig vorhanden ist (keine Applikation auf nasse Oberflächen, etc.).
- Die Wirksamkeit der Maßnahme muss in regelmäßigen Abständen überprüft werden, damit ein Nachlassen des Schutzeffektes rechtzeitig erkannt wird und Maßnahmen wie eine erneute Hydrophobierung eingeleitet werden können.
- Wird anstelle einer Hydrophobierung eine Beschichtung aufgebracht, muss diese eine ausreichende Wasserdampfdurchlässigkeit haben.

7.11.3.3 Betonersatz

Bei Betonersatz soll mit den verschiedenen Verfahren im Prinzip das Betontragwerk hinsichtlich seiner vorgesehenen geometrischen Form und Funktion wiederhergestellt werden. Ziel des Betonersatzes ist nicht die Verstärkung. Nach DIN V ENV 1504-9 [Lit 29] darf der Mörtel oder Beton für den Betonersatz zementgebunden, polymermodifiziert oder polymergebunden sein.

Betonersatz durch einen gespritzten Beton- oder Mörtelauftrag ist bei der Instandsetzung über Kopf oder an größeren Wandflächen für Flächen ein wirtschaftlicher als der von Hand. Der Auftrag kann dabei lokal oder über größere Flächen erfolgen (Bild 148). Minderfeste Schichten und Bereiche müssen vor dem Spritzen entfernt werden.

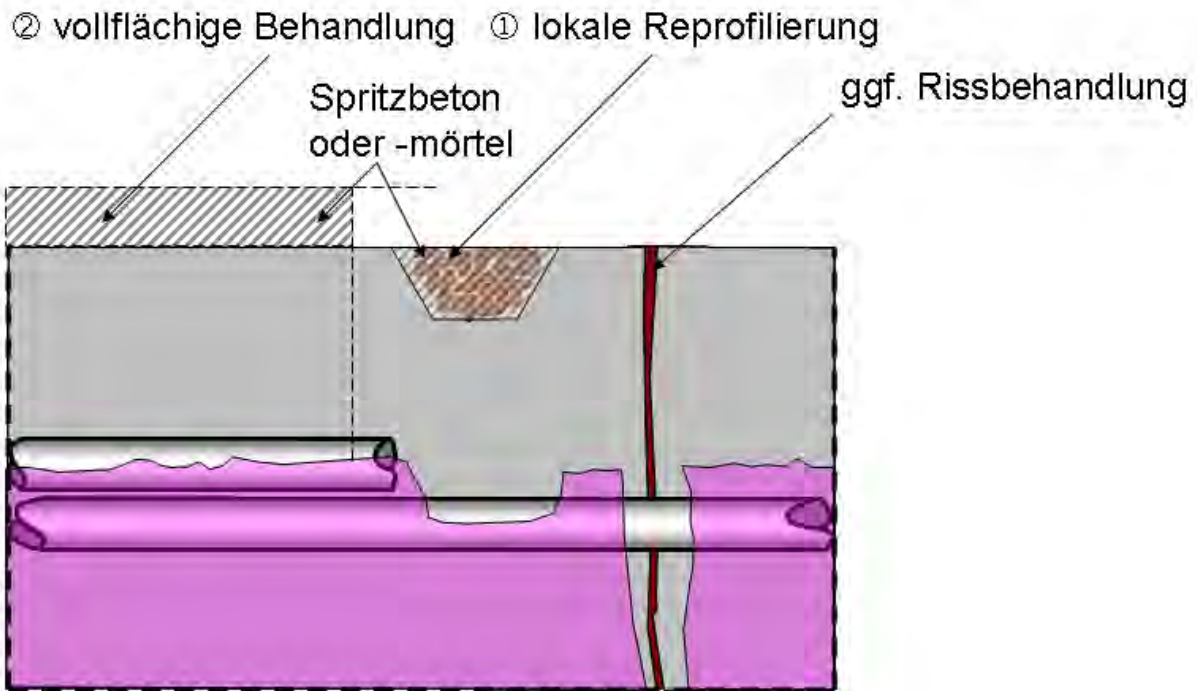


Bild 148: Schematische Darstellung des Betonersatzes

7.11.3.4 Ersatz von schadstoffhaltigem oder carbonatisiertem Beton zum Erhalt oder zur Wiederherstellung der Passivität der Bewehrung

Diese Methode entspricht der traditionellen Vorgehensweise bei Bewehrungskorrosion der Grundsatzlösung R2 nach Rili-SIB [Lit 23]. Dabei wird der gesamte Beton, der karbonatisiert ist oder einen zu hohen Chloridgehalt aufweist, zunächst vollständig entfernt. Nach dem Entrosten der Bewehrung und einer entsprechenden Untergrundvorbereitung wird die Ausbruchstelle wieder mit geeignetem Mörtel verfüllt, und es wird gegebenenfalls ein Oberflächenschutzsystem aufgebracht (Bild 149).

Die Anforderungen an die Mörtel- bzw. Betoneigenschaften sind für diese Methode in DIN EN 1504-3:2006 geregelt. Im Hinblick auf die Schutzwirkung gegen Karbonatisierung bzw. das Chlorideindringen sind in DIN EN 1504-3:2006 Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand und bei einer Chloridbelastung optional Anforderungen an die kapillare Wasseraufnahme enthalten, die indirekt den Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden beschreiben. In Abhängigkeit von der planmäßigen Nutzungsdauer kann mit diesen Werten die erforderliche Mindestschichtdicke ermittelt werden.

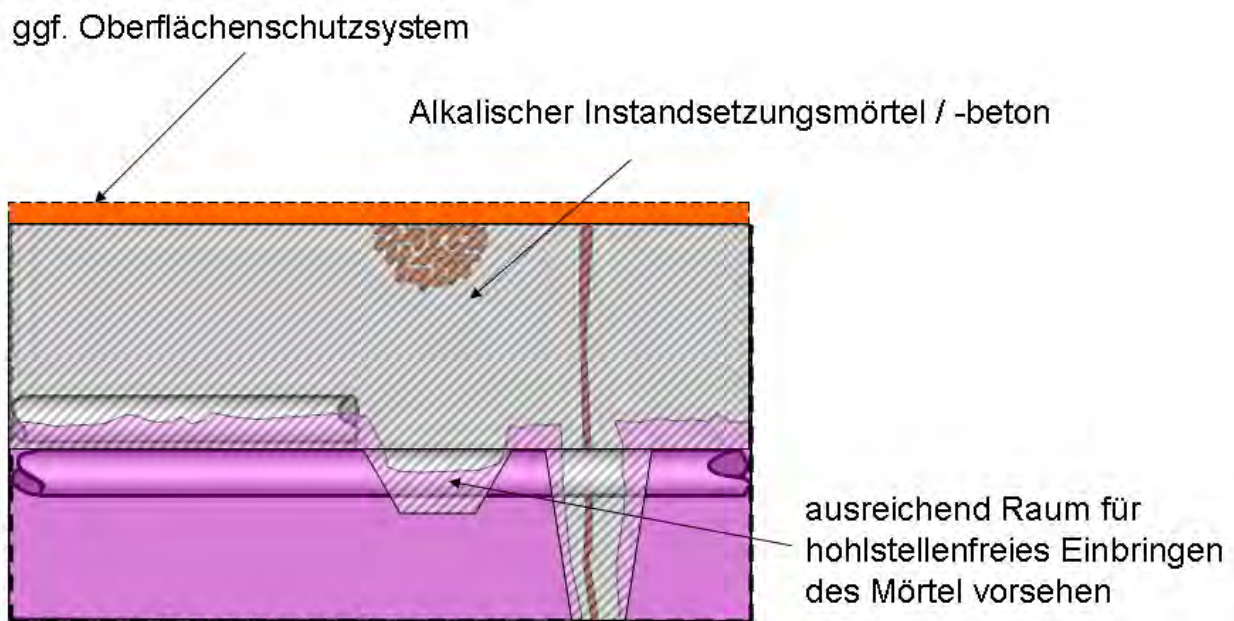


Bild 149: Schematische Darstellung der Realkalisierung durch Betonersatz

7.11.3.5 Elektrochemische Chloridextraktion zum Erhalt oder zur Wiederherstellung der Passivität

Das Verfahren zur elektrochemischen Chloridextraktion ist mit der elektrochemischen Realkalisierung vergleichbar. Auf die Betonoberfläche wird temporär für einen Zeitraum von einigen Wochen eine Anode in einem Elektrolyten aufgebracht. Zwischen dieser Anode und der Bewehrung wird eine elektrische Spannung von i. d. R. ca. 40 V aufgebracht, sodass die Chloride zusammen mit den negativen Ionen im elektrischen Feld zur Anode aus dem Beton hinauswandern.

Für die elektrochemische Chloridextraktion können die gleichen Anodensysteme verwendet werden wie für die elektrochemische Realkalisierung. Bild 150 zeigt den schematischen Aufbau. Vorteilig an dem Verfahren ist, dass ein Entfernen des chloridhaltigen Betons, verzichtet werden kann, sofern er nicht strukturell bereits geschädigt ist,

Vorsicht ist bei Spannbetonkonstruktionen geboten. Grundsätzlich muss hier geklärt werden, ob beim Spannstahl eine Empfindlichkeit gegen wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion vorliegt, da durch die Polarisierung der beim Entsalzungsverfahren als Kathode geschalteten Bewehrung eine Wasserstoffbildung kaum vermeidbar ist. Falls eine solche Empfindlichkeit nicht sicher ausgeschlossen werden kann, sollte auf die Anwendung elektrochemischer Schutzverfahren möglichst verzichtet werden. Falls dennoch elektrochemische Schutzverfahren angewendet werden sollen, muss durch einen Fachmann geklärt werden, durch welche Maßnahmen die erhöhte Gefährdung für eine Spannungsrisskorrosion sicher ausgeschlossen werden kann.

Der Entsalzungseffekt erfolgt im Wesentlichen zwischen der Ebene der Bewehrung und der Anode und nimmt mit steigendem Bewehrungsgrad zu. In Bereichen hinter der Bewehrung wurde i. d. R. keine Veränderung in der Chloridkonzentration durch die elektrochemische Chloridextraktion festgestellt.

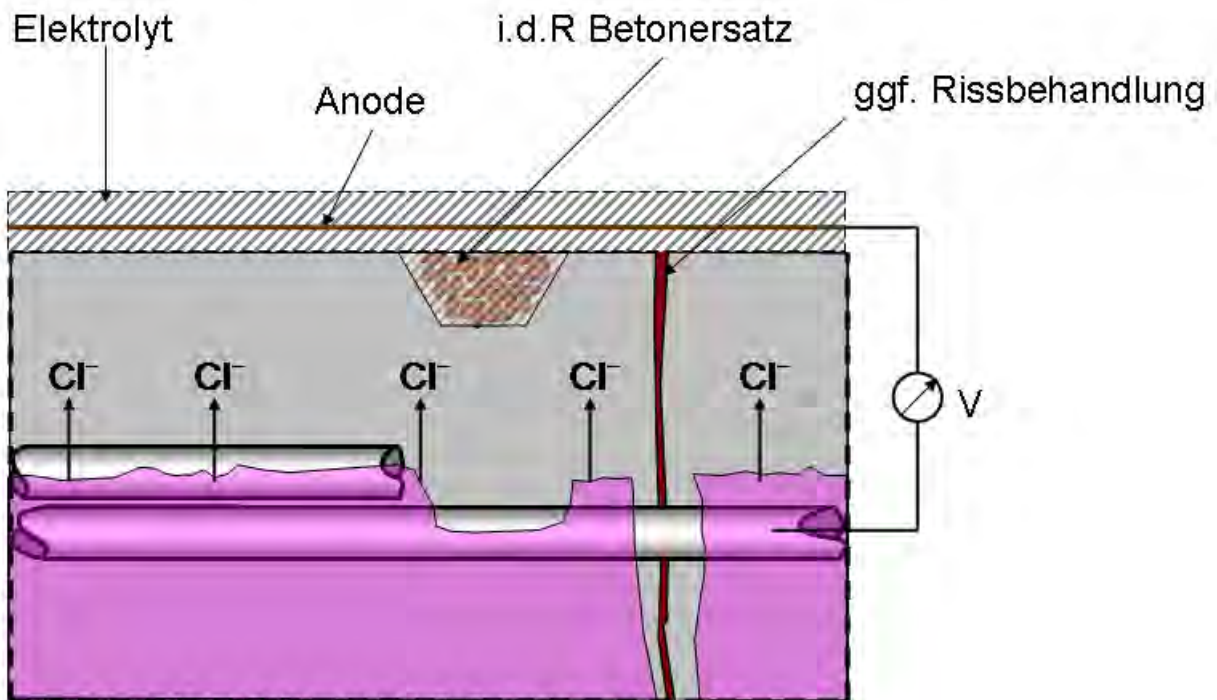


Bild 150: Schematische Darstellung der elektrochemischen Chloridextraktion

Bei dem Verfahren stellt sich nach einer bestimmten Behandlungszeit ein Stillstand im Chloridionentransport ein, wenn der gesamte Ladungstransport über die bei der Hydrolyse erzeugten Hydroxylionen bewerkstelligt wird. Daher kann nicht das gesamte Chlorid entzogen werden. Der nicht extrahierbare Chloridgehalt umso höher ist, je höher der Ausgangschloridgehalt ist. In jedem Fall sind Vorversuche anzuraten, um jeweils sicherzustellen, dass in einer vernünftigen Zeit auch ein ausreichender Erfolg erzielt werden kann. Der Erfolg der Maßnahme ist in jedem Fall durch Chloridprofile vor und nach der Maßnahme zu überprüfen. Da die Chloridverteilung in Abhängigkeit von der Bewehrungslage sowohl über die Tiefe, als auch über die Fläche des Betonquerschnitts stark variiert, ist ein ausreichend dichtes Raster für die Chloridprofile anzulegen. Die Bohrmehlentnahme sollte sowohl in der Nähe der Bewehrung, als auch zwischen der Bewehrung erfolgen, da unter Umständen wegen des dort schwächer ausgeprägten elektrischen Feldes nur eine geringere Entsalzungseffektivität erzielt wird.

8 Naturstein [Lit 100]

8.1 Schadensbilder an Naturstein

Natursteinschäden treten hauptsächlich an historischen Bauwerken auf und sind dort durch vorbeugende Maßnahmen zu verhindern. Sind sie bereits vorhanden, handelt es sich nicht nur um natürliche Alterungsschäden, sondern auch um Schäden infolge der zunehmenden Luftverschmutzung sowie solche, die auf Mängel im Feuchtigkeitsschutz zurückzuführen sind. Die für die Witterungsbeständigkeit der Natursteine ausschlaggebenden Eigenschaften wie Festigkeit, Porosität und Wasseraufnahmefähigkeit sind von der Gesteinsart abhängig. Eruptivgesteine, z. B. Granit, Syenit und Basalt, sind im Allgemeinen sehr druck- und abriebfest, wenig porig und gering wasseraufnahmefähig. Sedimentgestein, z. B. Kalkstein und Sandstein, lassen sich infolge des Parallelgefüges gut spalten und zeichnen sich größtenteils durch geringere Druckfestigkeit, stärkere Porosität und Wasseraufnahme aus. Metamorphe Gesteine sind bei körnig-kristalliner Struktur (Marmor) den Eruptivgesteinen und bei blättriger Struktur manchen Sedimentgesteinen ähnlich. Allerdings bestehen zwischen Gesteinen gleicher Art aus verschiedenen Lagerstätten, ja sogar aus verschiedenen Schichten eines Steinbruchs häufig in der Zusammensetzung und in den Eigenschaften erhebliche Unterschiede. Für eine zutreffende Beurteilung der Natursteine sollte im Zweifelsfall ein Mineraloge zu Rate gezogen werden. Die typischen Ursachen für die Schadensbilder an Natursteinen und Möglichkeiten die Schäden zu vermeiden oder zu beseitigen sind nachfolgend beschrieben.

8.1.1 Absanden von Naturstein

Es handelt sich hierbei um eine Folgeerscheinung der Verwitterung, die hauptsächlich bei kalk- und tongebundenen Sandsteinen auftritt. Von der Oberfläche her wird das Calciumcarbonat von der Luftkohlendensäure und eventuell von schwefeligen Luftverunreinigungen in wasserlösliche Verbindungen umgesetzt, die dann gemeinsam mit dem Ton vom Regen herausgewaschen werden. Die freigelegten Quarzkörner sanden ab.

Sandsteine mit wasserlöslichen tonigen Bestandteilen sind daher für Außenbauteile nicht geeignet. In Gebieten mit sauren Emissionen sollte kalkhaltiger Naturstein nicht eingesetzt werden. Wichtig ist immer der Schutz vor übermäßiger Durchfeuchtung durch eine richtige Verarbeitung der Sandsteine. Absandende Natursteinoberflächen können nach trockenem Abbürsten in trockenem Zustand durch mehrmaliges Tränken mit verdünnter Kaliwasserglaslösung wieder gefestigt werden.

8.1.2 Absprengung von Naturstein

Das Eindringen von Wasser und in der Atmosphäre enthaltener aggressiver Stoffe an falsch konstruierten, Wasser stauenden Gesimsen, Fensterbänken u. a. oder das Fehlen von Abdeckungen führt zu Absprengungen durch Frost und zu Treiberscheinungen. Wird beim Verarbeiten die natürliche Schichtung der Gesteine nicht beachtet, kann dies in der Folge zu erhöhter Wasseraufnahme, Absprengung durch Frost oder bei einer mechanischen Belastung führen.

Die ursächlichen Konstruktionsfehler gilt es zu vermeiden oder zu beseitigen. Eine einfache Möglichkeit, eine Gesteinsschädigung infolge vorhandener konstruktiver Mängel zu verhindern stellt eine Kunststoff-, Zinn- oder Zinkabdeckung dar. Beim Einsetzen von Sedimentgestein ist darauf zu achten, dass das Eindringen von Regen- und Schneeschmelzwasser durch die natürliche Schichtung nicht begünstigt wird.

Absprengungen an den Fugenkanten größerer Blöcke sind auf Fehler im Schnitt oder in der Breite der Fugen zurückzuführen. Obwohl Naturstein nur wenig „arbeitet“, kommt es zur Mahlwirkung in den Fugen, sodass an Steinen mit rauen unebenen Auflagerflächen Kantenabsprengungen und Verschiebungen auftreten können, wenn sie mit sehr schmalen Fugen versetzt werden. Nur Natursteine mit Plan geschliffenen Fugenflächen können mit dünnsten Fugen (evtl. ohne Mörtel wie bei Marmor) versetzt werden. Steine mit rauen oder unebenen Fugenflächen müssen breitere, voll mit Mörtel ausgefüllte Fugen haben.

Rost von eingesetzten oder durchgehenden ungeschützten Stahlteilen, z. B. Fenstergitter und Zuganker, sprengt Gestein ab. Bei der Sanierung ist rostfreier oder verzinkter Stahl zu verwenden und mit elastischerem Mörtel (oder Bleiverguss) wieder zu befestigen.

8.1.3 Ausblühungen auf Naturstein

Die Wände alter Gebäude sind sehr häufig nicht gegen Bodenfeuchtigkeit abgesperrt. Aus dem Baugrund können in die porigen Natursteine dann mit der Bodenfeuchtigkeit Salze, z. B. Sulfate, Chloride und Nitrate, eindringen, die beim Verdunsten der Feuchtigkeit oberhalb der Geländelinie auf dem Stein abgelagert werden. Das Calciumcarbonat kalkgebundener Natursteine kann dabei durch die schwefelsaure atmosphärische Feuchtigkeit (gebildet aus Schwefelverbindungen der Verbrennungsabgase) zum Teil in wasserlösliches, ausblühendes Calciumsulfat umgesetzt und ausgewaschen werden.

Die Aufnahme von Bodenfeuchtigkeit ist durch eine nachträglich einzuziehende Sperrschicht zu unterbinden. Die vorhandenen Ausblühungen werden nach dem Austrocknen trocken abgebürstet.

Die oberflächliche Feuchtigkeitsaufnahme von Naturstein lässt sich weitestgehend durch folgende Maßnahmen verhindern: Abdeckungen, Umsetzung des Calciumcarbonats der Steinoberfläche durch Fluatieren zu Calciumfluorid, Tränken mit hydrophob wirkenden Mitteln, z. B. auf Basis von Methylsilikon.

8.1.4 Auslaugung von Naturstein

Weiche Gesteinsbestandteile, z. B. des Tons aus Mergel- und Tonsandstein oder der wasserlöslichen Anteile aus Gipsstein können leicht durch Regenwasser herausgelöst werden. Ähnlich sieht es bei kalkgebundenen Natursteinen aus, bei denen das Calciumcarbonat entweder mit der Luftkohensäure (Calciumhydrogencarbonat) oder mit Schwefelsäure aus der Luftemission (Calciumsulfat) reagiert.

Regen- und Schneeschmelzwasser dürfen nicht durch Mängel in der Konstruktion, fehlende oder nicht weit genug vorkragende Abdeckungen oder durch verstopfte, beschädigte Dachrinnen und Fallrohre an den betroffenen Bauteilen herunterlaufen. Es muss immer für die sichere Ableitung des Wassers von den Wänden gesorgt werden. Die Oberflächenrandzone ausgelaugter Natursteine kann nach dem Abbürsten in ausgetrocknetem Zustand wie folgt abgedichtet und gefestigt werden:

- Tränken mit stark verdünnter Kaliwasserglaslösung (1 : 5), nach dem Trocknen Fluatieren mit einer sauren Fluatlösung, nach dem Trocknen zwei bis dreimalige Wiederholung dieses Verfahrens.

8.1.5 Durchfeuchtung von Naturstein

Eine Durchfeuchtung kann eintreten, wenn Wasser und Schnee stauende Konstruktionen oder die natürliche Schichtung der Gesteine beim Verarbeiten nicht beachtet werden. Weitere Ursachen sind fehlende oder fehlerhafte Sperrschichten gegen Bodenfeuchtigkeit oder

Sperrschichten, die durch das Auffüllen des Geländes oder spätere Anbauten unwirksam geworden sind.

Als Gegenmaßnahme bieten sich Kunststoff-, Zinn-, Blei- und Zinkabdeckungen an, die für eine schnelle Wasserableitung sorgen. Steine, deren Draufsicht dem Regen ausgesetzt ist, sind nicht mit dem Schichtenquerschnitt nach oben zu setzen. In nicht gesperrten Wänden kann die Feuchtigkeit bis zu 2 m über die Geländelinie hoch steigen. Abdichtung der Außenflächen treibt die Feuchtigkeit noch höher. Abgeholfen wird durch das Freilegen und Belüften der Mauern, das Ziehen von Drainagegraben um das Bauwerk und das Einziehen von Sperrschichten.

Wir zu dichter Fugenmörtel, wie z. B. Zementmörtel, für porige Natursteine verwendet, können sich die Steine über der Lagerfuge mit Wasser sättigen. In der Folge verkrusten die Oberflächen und es kommt zur Ansiedlung von Moosen und Flechten sowie zu Staub- und Vogelmistablagerungen durch die gespeicherte Feuchtigkeit.

Der Mörtel muss in seiner Porigkeit und Wasserdurchlässigkeit der Porigkeit der Steine angeglichen werden, für Sandstein ist z. B. Kalkmörtel zu verwenden. Ablagerungen oder Bewuchs auf den Oberflächen wird scharf abgebürstet oder abgescheuert. Offene Fugen werden verstrichen. Ein Fluatieren verzögert den erneuten Bewuchs.

8.1.6 Krustenbildung auf Naturstein

Beim Verbrennen fossiler Energieträger entstehen u. a. Kohlendioxid CO_2 und Schwefeldioxid SO_2 . Mit der Luftfeuchtigkeit bildet sich dann Kohlensäure, bzw. das SO_2 geht zum Teil in SO_3 und dieses mit der Luftfeuchtigkeit in Schwefelsäure über. Beide Säuren greifen kalkhaltige Natursteine stark an. Kohlensäure löst Calciumcarbonat unter Bildung von Calciumhydrogencarbonat $\text{Ca}(\text{HCO})_2$, das sich an der Gesteinsoberfläche durch Abgabe von CO_2 zu einer porösen Calciumcarbonatkruste zurückbildet. Mit Schwefelsäure reagiert das Calciumcarbonat zu Calciumsulfat, das ebenfalls in den Verkrustungen vorzufinden ist. Der mit den chemischen Reaktionen verbundene Kristallisationsdruck führt auch zu Treiberscheinungen. Unter den weißen oder durch Ruß- und Staubeinlagerungen auch schwärzlichen Krusten läuft der Zerstörungsprozess weiter.

In Großstädten, im Bereich der Schwerindustrie und anderen Gebieten, in denen mit stärkerer Verunreinigung der Atmosphäre mit Verbrennungsabgasen, Ruß und Flugasche zu rechnen ist, sollten kalkhaltige Naturwerksteine nicht mehr eingesetzt werden. Bei der Instandhaltung von Bauwerksteilen aus kalkhaltigem Naturstein darf die Krustenbildung nicht unbeachtet bleiben, sondern es sind, ausgehend von den objekt- und standortbezogenen Bindungen, nach der Entfernung vorhandener Krusten geeignete Schutzmaßnahmen einzuleiten.

8.1.7 Treiben von Naturstein

Das Treiben von Naturstein wird durch den Kristallisationsdruck hervorgerufen, der bei der chemischen Umsetzung von Calciumcarbonat kalkhaltiger Natursteine durch saure Stoffe der Luftemission entsteht.

Als Maßnahme bieten sich die Lösungen an, die unter „Krustenbildung“ aufgeführt wurden.

8.2 Schadensdokumentation

Die Planung von Maßnahmen zur Erhaltung von Bauwerken aus Naturstein muss von der vorhandenen Bausubstanz ausgehen, deren Art und Zustand entscheidenden Einfluss auf die vorzusehenden Erhaltungsmaßnahmen besitzen. Gegenüber der Planung von

Neubaumaßnahmen besteht hier der erste Schritt der Maßnahmenvorbereitung in einer ausführlichen Erfassung und Bewertung des vorhandenen Baubestandes sowie eventuell in Grundlagenuntersuchungen zur exakten Klärung der vorgefundenen Sachverhalte. Natursteine zu sanieren heißt, bei allen Maßnahmen den Schadensgrad feststellen. Die Untersuchungen des Schadensgrades, die Feststellung des Sanierungszieles und damit verbunden auch der Sanierungsplan sollten dabei dem nachstehenden Schema folgen. In die Beratung sind Sachverständige einzubeziehen. Die einzelnen Maßnahmen müssen zudem in vielen Fällen von der für die Denkmalpflege zuständigen Behörde genehmigt werden.

- Schadenserfassung
 - Schadensaufnahme
 - Probeentnahme
- Festlegung des Sanierungszieles
 - Restaurierung
 - Ergänzung
 - Erneuerung
- Konservierungsplan

8.3 Instandsetzungsmaßnahmen

In der baulichen Denkmalpflege muss bei den meisten Steinrestaurierungs- und Konservierungsmaßnahmen alles getan werden, um die ursprüngliche Substanz zu erhalten. Dies bedeutet, dass der Reinigung von Natursteinbauten die größte Bedeutung zukommt. In Abhängigkeit vom Diagnoseergebnis sind die weiteren Maßnahmen wie Steinerfüllung, Steinaustausch, Steinfestigung, Hydrophobierung und weitere begleitende Maßnahmen wie Horizontalabdichtung festzulegen. Dazu ist es unumgänglich, zunächst eine Musterfläche anzulegen, um die einzelnen Konservierungsschnitte überprüfen und deren Erfolg beurteilen zu können. Bei der Durchführung der Konservierungsmaßnahmen sollte dies Schema strikt eingehalten werden.

Wesentlich bei der Planung von konservierenden und restaurierenden Maßnahmen ist die Festlegung der Reihenfolge und des Ineinandergreifens der verschiedenen Arbeitsschritte. Neben der Maßnahmenabfolge spielen die einzuhaltenden Warte-, Trocknungs- und Abbindezeiten eine wichtige Rolle für den Erfolg der Erhaltungsbemühungen. So kann zum Beispiel nach einer Wasserreinigung eine Festigung des Steins erst nach einer Mindesttrocknungszeit von drei bis vier Wochen in Abhängigkeit von klimatischen Gegebenheiten wie Lufttemperatur, Luftfeuchtigkeit und Wind erfolgen. In Tabelle 10 werden mögliche bauliche Erhaltungsmaßnahmen aufgeführt, und es wird kurz erläutert, mit welchem Ziel sie jeweils angewendet werden können. Die Reihenfolge der Auflistung gibt einen denkbaren Bauablauf wieder, in dem die Einzelmaßnahmen nacheinander ausgeführt werden.

Tabelle 10: Erhaltungsmaßnahmen

Bauliche Maßnahme	Art und Ziel der Anwendung
Vorfestigung	Kann vor der Reinigung erforderlich sein bei Steinen mit lockeren Oberflächenzonen, um einem zu hohen Substanzverlust durch die Reinigung vorzubeugen.
Restauratorische Vorsicherung	Besondere Techniken des Restaurateurs, der lose abstehende Steinteile verklebt und anböscht, um Beschädigungen durch die Reinigung zu vermeiden.
Reinigung	Für großflächige Bauelemente vorwiegend als Wasserreinigung ohne Zusätze, bei hartnäckigen Verschmutzungen mittels punktuell einsetzbarer Reinigungspaste möglich. Bei Bruchsteinmauerwerk sind auch mechanisch wirkende Verfahren anwendbar.
Entsalzung	Durch eine Salzbelastung des Steins kann die Wirksamkeit von Schutzmitteln verhindert und die Wasserzufuhr erhöht werden. Entsalzung durch Kompressen oder Umwandlung in schwer lösliche Salze ist als restauratorische Sondertechnik im Einzelfall möglich.
Festigung	Lockere Oberflächenzonen des Steins werden durch die Zufuhr neuen Bindemittels, das durch ein Lösungsmittel in den Stein eingebracht und dort als Gel abgeschieden wird, gefestigt. Als Wirkstoff wird meist Kieselsäureester verwendet.
Steinergänzung	Bei partiellen Beschädigungen, bei denen der Stein nicht konstruktiv belastet wird, ist eine Ergänzung und Nachmodellierung mit Steinersatzmassen/Restauriermörteln möglich.
Acrylharzvolltränkung	Spezialverfahren für kleinteilige Steinelemente, bei dem der Porenraum vollständig mit Acrylharz gefüllt wird. Die Anwendung kann sinnvoll sein bei stark zerbröckelnden Stücken, die anderenfalls ersetzt werden müssten.
Steinaustausch	Ein Steinaustausch ist bei stark geschädigtem, konstruktiv belastetem Steinmaterial erforderlich. Zu beachten ist die Anpassung des Ersatzmaterials an den vorhandenen Stein. Dübel und Anker stellen Problempunkte dar.
Verfugung	Das Verfugungsmaterial muss auf die Eigenschaften des Steins abgestimmt werden, da sonst Schädigungen am Stein entstehen können. Unerwünschte chemische Reaktionen mit dem Stein oder dem vorhandenen Fugenmörtel müssen vermieden werden.
Verputz	Der Verputz ist eine gebräuchliche Methode zürn Oberflächenschutz, der vorwiegend bei Bruchsteinmauerwerk als Schlämme oder dicker Putzauftrag, unter Umständen zusätzlich mit farbigem Anstrich Verwendung findet.
Hydrophobierung	Abschließende Konservierungsmaßnahme, die vorwiegend mit siliciumorganischen Verbindungen zur Reduzierung der Wasseraufnahme der Gesteins- oder Putzoberflächen durchgeführt

	wird.
--	-------

9 Mauerwerk

9.1 Schäden durch Formänderung

9.1.1 Schäden durch Formänderung des Mauerwerks

Mauerwerksbauten werden durch unterschiedliche Formänderungen beansprucht, die ihren Ursprung in elastischen und zeitabhängigen Verformungen (Kriechen, Schwinden, etc.) haben. Bei entsprechender Dimensionierung der Querschnitte halten sie die elastischen Verformungen in engen Grenzen. Die zeitabhängigen Verformungen können dagegen erheblich größer sein. Durch unterschiedliche Eigenschaften der eingesetzten Materialien [Lit 96] kann es zu Verformungsdifferenzen kommen, die die resultierenden Spannungen über Risse abbauen. Einen Vergleich der unterschiedlichen Verformungskennwerte liefert Tabelle 11.

Tabelle 11: Verformungskennwerte für Kriechen und Schwinden (Rechenwerte) [Lit 27]

Steinart	Endkriechzahl φ_{∞} [-] Steinfestigkeitsklasse		Endwert der Feuchtedehnung $\varepsilon_{s\infty}$ ¹⁾ [mm/m]
	2 bis 6	12 bis 60	
Mauerziegel	0,75	0,75	0 ¹⁾
Kalksandstein, Porenbeton	2,0	1,5	-0,2
Beton- und Leichtbetonsteine	2,0	1,5	-0,2 (-0,4) ³⁾

1) Verkürzung: „-“, Verlängerung: „+“

2) Schwinden und chemisches Quellen im Bereich von -0,1 bis + 0,2 mm/m möglich

3) Bei Verwendung von Naturbims

Die möglichen Folgen einer Kombination unterschiedlicher Mauersteine in mehrgeschossigen Gebäuden demonstriert Bild 151. Die Verformungsunterschiede verschiedenartiger Steine summieren auf und erzeugen in den oberen Geschossen Schrägrisse in den Querwänden [Lit 84].

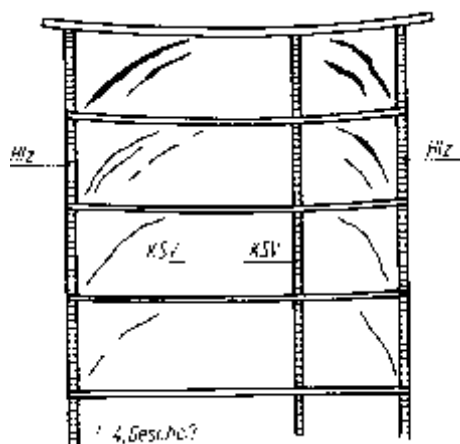


Bild 151: Risse infolge unterschiedlicher Verformungseigenschaften in vertikaler Richtung [Lit 84]

Sehr viele Risse entstehen im Bereich von Fenster- und Türöffnungen durch Kriechen und Schwinden (Bild 152). Eine weitere Rissursache sind in diesem Bereich auftretende Zugspannungen, die auf das Umlenken der Druckspannungstrajektorien zurückzuführen sind (Bild 153).

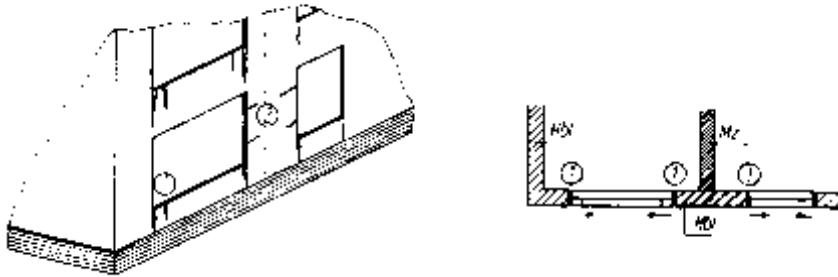


Bild 152: Schwindrisse am Außenmauerwerk aus Hohlblocksteinen; 1: verursacht durch horizontales Schwinden; 2: verursacht durch Schwindunterschiede in vertikaler Richtung zwischen Mz und Hbl [Lit 84]

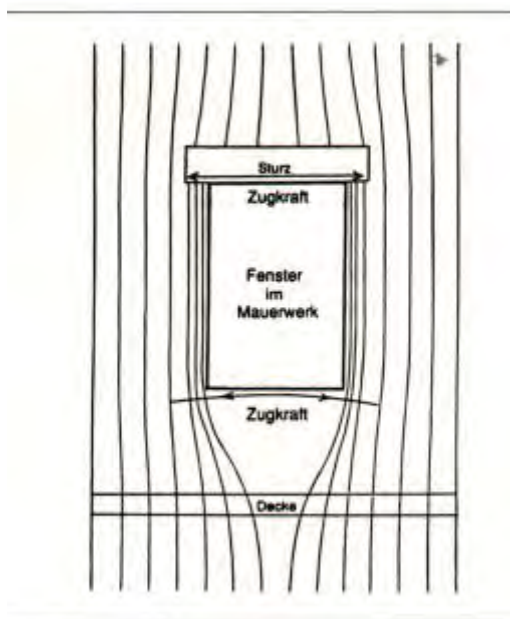


Bild 153: Spannungstrajektorien rund um ein Fenster

9.1.2 Schäden durch Verformungen der Decke

Schädliche Verformungen können durch die Temperaturdehnungen der Decken - insbesondere von Flachdächern - hervorgerufen werden, falls die möglichen Gegenmaßnahmen (Gleitlager, Fugeneinteilung Dämmung) nicht ausreichen, um die auftretenden Verformungen auf ein unkritisches Maß zu begrenzen. Die auftretenden Rissbilder sind unterschiedlich, je nachdem ob die Wand quer oder parallel zur Verformungsrichtung steht. Verformungen quer zur Wand rufen horizontale Risse in den Lagerfugen im Bereich des größten Momentes oder im Bereich von Querschnittsschwächungen wie Fenster und Türen hervor (Bild 154). Die damit verbundene

Kippbewegung der Steine kann die Decke eventuell lokal geringfügig anheben und einen horizontalen Abriss unter der Decke bewirken.

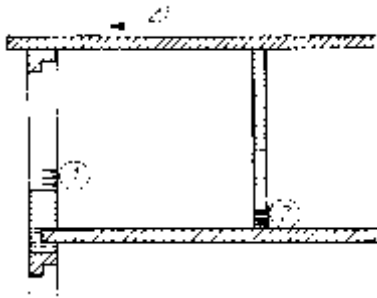


Bild 154: Risse in Wänden durch Bewegungen quer zur Wand; Riss am Fensterpfeiler an der Stelle max. σ (1); Riss an der Stelle max. M (2) [Lit 84]

Bewegungen parallel zur Wand beanspruchen diese scheibenartig und führen zu Zug- und Schubrisen, die sich in der Regel treppenförmig über die Stoß- und Lagerfugen fortsetzen. Die Risse steigen gegen die Bewegungsrichtung auf (Bild 155). An den auftretenden Rissformen bei mangelhafter Ausführung kann man Herbst- und Frühjahrsbauten unterscheiden. In Herbstbauten addieren sich die Schwinddehnung und die thermische Verkürzung infolge der sinkenden Temperaturen (Bild 155 links). In Frühjahrsbauten wird die auftretende Temperaturexdehnung durch das entgegengesetzte Schwinden reduziert, aber nicht vollständig ausgeglichen (Bild 155 rechts).

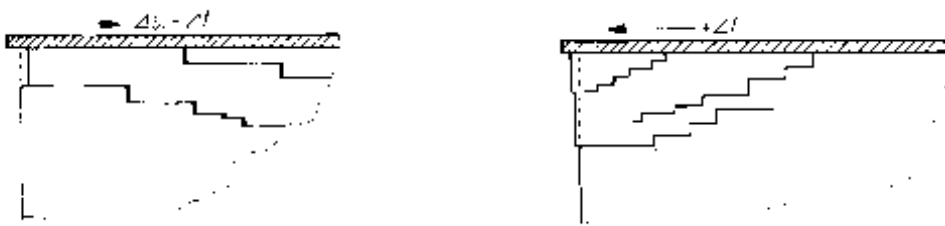


Bild 155: Risse in Wänden parallel zur Bewegungsrichtung; Herbstbau (links) und Frühjahrsbau (rechts)

Ebenso wie Verschiebungen können auch die Durchbiegungen von Decken Schäden nach sich ziehen.

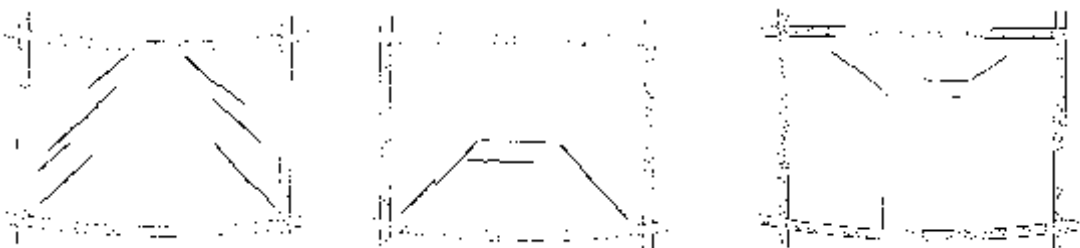


Bild 156: Risse an Innenwänden infolge der Durchbiegung der Decken; Durchbiegung der oberen und der unteren Decke (links); Durchbiegung der unteren Decke (Mitte und rechts) [Lit 3]

10 Literatur

- Lit 1: Albrecht, R.: Bauschäden – Vermeiden Untersuchen Sanieren. Bauverlag, 1976
- Lit 2: American Society for Testing and Materials: ASTM C876-91: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Philadelphia, USA, 1991
- Lit 3: Amrein, E.; Martinelli, R.; Menti, K.: Bauschäden. Entstehung Verhütung. Verlag Jacques Bollmann AG, Zürich, 1979
- Lit 4: Bausanierung. Vorlesung an der FH Wien, 2004
- Lit 5: Blaich, J.: Bauschäden. Analyse und Vermeidung. Hrsg.: EMPA Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, CH-8600 Dübendorf, 1999
- Lit 6: Boulanger, R. W.; Duncan, J. M.: Geotechnical Engineering Photo Album. http://cgpr.ce.vt.edu/photo_album_for_geotech/, 2002
- Lit 7: British Standard BS 1881
- Lit 8: Budelmann, H.: Baustoffkunde 2. Semester. Vorlesungsskript, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 2003
- Lit 9: Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Hrsg.): Dritter Bericht über Schäden an Gebäuden, 1995
- Lit 10: Cain and Associates Engineers and Constructors, Inc: Homepage. <http://www.hkcain.com/engineering.html>, 2004
- Lit 11: Candelot, E.: Memoire Ayant Trait aux Proprietes des Cements. Bull. Soc. Encour. Int. Nat. 89, S. 682-685, 1890
- Lit 12: Capitol Broadcasting Company: http://www.cbc-raleigh.com/capcom/news/2002/corporate_02/tower_collapse/tower_collapse.htm, 2002
- Lit 13: Carper, K.: Beware of vulnerabilities during construction. Seattle Daily Journal and DJC.COM, <http://www.djc.com/news/co/11155170.html>, 2004
- Lit 14: Cholla Amateur Remote Base Association: <http://www.carba.net/helio/helio.htm>, 2004
- Lit 15: Civile Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology: Collapse of Sungsu Bridge in 1994, <http://www.kict.re.kr>, Korea, 2004
- Lit 16: Clark, B.: Concrete Deterioration – DEF. Homepage RJ Lee Group, Monroeville, USA. http://www.rjlg.com/MaterialsPages/def_fr.html, 2003
- Lit 17: Concrete Experts International: Expert Services in Litigation. <http://www.concrete-experts.com>, Herlev, Denmark, 2004
- Lit 18: Concrete Materials Group, University of Toronto: Homepage. <http://www.civ.utoronto.ca/sect/conmat/default.htm>, 1999
- Lit 19: Cziesielski, E.; Vogdt, F. U.: Schäden an Wärmedämmverbundsystemen. Schadenfreies Bauen (Hrsg.: Zimmermann, G., Ruhnau, R.), Band 20, 2. überarbeitete und erweiterte Auflage, Fraunhofer IRB Verlag, 2007
- Lit 20: Der Bundesminister für Verkehr: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (ZTV-SIB 90)

- Hrsg: Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau; (Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5230- Vers. 90.1), Verlag Bogmann GmbH & Co KG, Berlin 1990
- Lit 21: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP): Merkblatt für Ultraschall-Impuls-Verfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung mineralischer Baustoffe und Bauteile (B4) Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V., Berlin, 1999
- Lit 22: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Prüfung von Beton - Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Heft 422, Beuth Verlag GmbH, 1991
- Lit 23: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Beuth Verlag GmbH, 2001
- Lit 24: Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung (DIW): Bauvolumen in Deutschland: anhaltende Zunahme auch in diesem Jahr, Seite 166 ff. Wochenbericht 14/93
- Lit 25: Diamond, S.: Alkali silica reactions – some paradoxes. Cement & Concrete Composites 19 [5/6], 391–401, 1997
- Lit 26: DIN 1048, Teil 2: Prüfverfahren für Beton. Festbeton in Bauwerken und Bauteilen; Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 06/1991
- Lit 27: DIN 1053: Mauerwerk. Teil 2: Mauerwerk nach Eignungsprüfung. Berechnung und Ausführung, Juli 1984
- Lit 28: DIN 53151: Gitterschnittprüfung von Anstrichen und ähnlichen Beschichtungen; Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 05/1981
- Lit 29: DIN EN 1504-9: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität. Teil 9: Allgemeine Prinzipien für die Anwendung von Produkten und Systemen, März 2001
- Lit 30: Elcometer Instruments GmbH, 73434 Aalen. Deutschland, www.elcometer.de , 2004
- Lit 31: Fiala, H.: Untersuchungsverfahren in der Bauwerksprüfung, 1990
- Lit 32: Fiala, H.; Raddatz, J.: Braune Verfärbung auf Sichtbetonflächen. Beton-Information, Heft 2, S. 27-33, 2003
- Lit 33: Germann Instruments A/S, DK-2400 Copenhagen NV, Denmark, <http://www.germann.org>, 2004
- Lit 34: Gesamtverband der Wohnungswirtschaft e.V., Köln; Daten und Fakten 1992 der unternehmerischen Wohnungswirtschaft in den alten Bundesländern - Ergebnisse der Jahresstatistik 1992. GdW-Informationen 11, Dezember 1993
- Lit 35: Großkurth, K. P.; Schubert, A.: Entwicklung eines Modells zur homogenisierten Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton beim Sulfattreiben. Vortrag zum DFG-Schwerpunktprogramm 1122. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 2003
- Lit 36: GSI - Gesellschaft für Schweißtechnik International mbH: Rissbildung in feuerverzinkten Stahlkonstruktionen. GSI News Ausgabe 04/2006
- Lit 37: Härtelt, F.: Brückeneinsturz von 1973. <http://frank-haertelt.de>, 2004

- Lit 38: Hauser, G: Bauschäden und energetische Sanierung. Vorlesungsskript Fachgebiet Bauphysik, Universität Kassel, 2003
- Lit 39: Health and Safety Executive: SIM 5/2002/18 "Stress Corrosion Cracking of Stainless Steels in Swimming Pool Buildings", <http://www.hse.gov.uk/lau/lacs/47-17.htm>, 2004
- Lit 40: Herkt, F.; Newill, K.: Damals in der DDR. Der Brückeneinsturz von Zeulenroda. <http://www.mdr.de/doku/archiv/572554.html>. MDR-Fernsehen vom 25. Februar 2003
- Lit 41: IML Instrumenta Mechanik Labor GmbH, Wiesloch, www.iml.de, 2004
- Lit 42: Industrieverband Feuerverzinken e. V.: Korrosionsschutz durch Feuerverzinken von Stahlbauten - Rissproblematik erfolgreich gelöst. <http://feuerverzinken.com/Aktuelles.404.0.html>, 2008
- Lit 43: Ingenieurbüro Peter Rauch: Homepage www.ib-rauch.de, 2004
- Lit 44: Ingenieursozietät Prof. Peil + Partner: Homepage, www.ipp-bs.de, 2004
- Lit 45: Institut und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau RWTH Aachen. http://www.stb.rwth-aachen.de/Projekte/aif_projects/14545.html, 2008
- Lit 46: International Institut of Welding: http://iiw-wg5.cv.titech.ac.jp/case/Case_in_Japan/Hnako4.htm, 2002
- Lit 47: Irvine, T.: The Tacoma Narrows Bridge Failure Revision A. <http://www.vibrationdata.com/tacoma.htm>, 1999
- Lit 48: Jacobs, F.: Betonabrasion im Wasserbau. http://www.tfb.ch/htdocs/files/Betonabrasion_js.pdf, 2002
- Lit 49: Jansen, K.: Finanzierung und Werterhaltung von Kanälen – Vorausschauende Instandhaltung
- Lit 50: Katzung, W.; Schulz, W.-D.: Zum Feuerverzinken von Stahlkonstruktionen – Ursachen und Lösungsvorschläge zum Problem der Rissbildung. Stahlbau, 74. Jahrgang, Heft 4, 2005
- Lit 51: Ketchum, M.: History of the Tacoma Narrows Bridge, <http://www.ketchum.org/tacomacollapse.html>, 2004
- Lit 52: Kingston Technical Software Co.: Corrosion Doctors. <http://www.corrosion-doctors.org>, 2004
- Lit 53: Kromik, W.; Rein, U.: Ursachen und Haftung bei Bauschäden und Baumängeln. WEKA-Verlag, 1981
- Lit 54: Kunz, C.; Bödefeld, J.: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 83, 2001
- Lit 55: Kurtis, K: Alkali Silica Reaction: "The Cancer of Concrete". <http://www.ce.gatech.edu/~kkurtis/gwillis/pictures.htm>, 2004
- Lit 56: LeRose, C.: The Collapse of the Silver Bridge. <http://www.wvculture.org/history/wvhs1504.html>. West Virginia Historical Society Quarterly, Vol. XV, No. 4, October 2001
- Lit 57: Losert, H.: Schäden an Stahlbauwerken im konstruktiven Ingenieurbau. In: Tagungsband „Bauschäden im Grundbau, Brückenbau und Stahlbau“, Vortragsveranstaltung an der FH München, S. 69-96, München 1983

- Lit 58: MacLeod, I. A. :A Strategy for the use of computers in structural engineering. The Structural Engineer, Volume 73, No 21, November 1995
- Lit 59: Martin, T., Macleod, I. A.: The Tay rail bridge disaster – a reappraisal based on modern analysis methods. Proc. Instn. Civ. Engrs., 108, S. 77-83, 1995
- Lit 60: Martin, T.: The Tay bridge disaster. <http://www.tts1.demon.co.uk/tay.html>, 2004
- Lit 61: Maurenbrecher, A.H.P.: Corrosion of Metal Ties in Masonry Cladding. Construction Technology Update No. 7, National Research Council of Canada, 1997
- Lit 62: Meinhold, W.: Instandsetzungsmöglichkeiten und –grenzen für Stahlwasserbauten. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 83, 2001
- Lit 63: Merz, C.; Hammerschlag, J.-G.: Alkali-Aggregat-Reaktionen (Teil 1). TFB Cementbulletin 5, 68. Jahrgang, 2000
- Lit 64: Metallurgical Technologies, Inc., PA, Mooresville, NC 28115, , <http://www.met-tech.com>, 2004
- Lit 65: Meyer, P.; Büchler, M.; Christen, K.; Waibel, A.: Alterungsverhalten von Bauteilen und Unterhaltskosten. Grundlagendaten für den Unterhalt und die Erneuerung von Wohnbauten. Bundesamt für Konjunkturfragen (Hrsg.), Eidg. Drucksachen und Materialzentrale Bern, 1994
- Lit 66: Metzen, A.: Technische Systeminfo 7, Wärmedämm-Verbundsysteme zum Thema Schallschutz. Fachverband Wärmedämm-Verbundsysteme e. V. (Hrsg.), 2. Auflage, Baden-Baden, 2003
- Lit 67: MFPA Leipzig: Internetauftritt. www.mfpa-leipzig.de, 2010
- Lit 68: Michaelis, W.: Der Zementbazillus. Tonindustrie Zeitung 16, S. 105-106, 1892
- Lit 69: Müller, H. S.: Baustoffkunde und Konstruktionsbaustoffe, Teil 2. Skriptum Institut für Massivbau, Uni Karlsruhe (TH), 2004
- Lit 70: MyFamily.com: <http://www.rootsweb.com/~wvmason/pointpleasant/silver.html>, 2004
- Lit 71: OPAC Consulting Engineers. www.opacengineers.com/projects/Koror.pdf, 1998
- Lit 72: Oswald, R.; Abel, R.: Leitfaden über hinzunehmende Unregelmäßigkeiten bei Neubauten. Bauforschungsberichte des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau F 2297. IRB Verlag, 1995
- Lit 73: Partin, B. K.: Bomb Damage Analysis of Alfred P. Murrah Federal Building, 1995
- Lit 74: PARTNER: European Standard Tests to Prevent Alkali Reaktionen in Aggregates. <http://www.partner.eu.com/index.htm>, 2004
- Lit 75: Petersen, O.: Geruchsemissionen aus dem Kanalnetz. <http://www.atv-dvwk-nord.de/aktuelles/oke.htm>, 2004
- Lit 76: pr nord corporate communications, Braunschweig, <http://www.pr-nord.de>, 2004
- Lit 77: Proceq SA: Haftprüfgeräte. Firmenprospekt, Zürich, 1998
- Lit 78: Quimby, B.: Steel Failure Photos. University of Alaska Anchorage School of Engineering, <http://www.engr.uaa.alaska.edu/soe/courses/ce432/StlFail.htm>, 2004

- Lit 79: Rauch, P.: Biologische Gebäudeschäden, Teil 1. Schweizer Bau Journal S.2 – 5, Nr. 6, 2002
- Lit 80: Raupach, M.; Orłowski J.: Erhaltung von Betontragwerken – Baustoffe und ihre Eigenschaften. Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2008
- Lit 81: Raupach, M.; Orłowski J.: Schutz und Instandsetzung von Betontragwerken – Grundlagen, Planung und Instandsetzungsprinzipien. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 2008
- Lit 82: Reul, H.: Handbuch Bautenschutz und Bausanierung. Schadensursachen, Diagnoseverfahren, Sanierungsmöglichkeiten. 4. Auflage, Verlagsgesellschaft Rudolph Müller, 2000
- Lit 83: Roberge, P. R.: Handbook of Corrosion Engineering. McGraw-Hill, 1999
- Lit 84: Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken. Analyse und Sanierung, Teil 1: Mauerwerksbauten und Gründungen. Werner-Verlag, 1978
- Lit 85: Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken. Analyse und Sanierung, Teil 2: Beton- und Stahlbetonbauten. Werner-Verlag, 1979
- Lit 86: Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken, Teil 2: Beton- und Stahlbeton. Werner-Verlag, 1979
- Lit 87: Sahlmen, J; Niemann. H.-J.: Gebäudeaerodynamik: Windkanalversuche als Grundlage für sturmsichere Bauwerke. In: RUBIN: Wissenschaftsmagazin der Ruhr-Universität Bochum 2/97, 7. Jahrgang, <http://www.ruhr-uni-bochum.de/rubin/rubin.htm>, Wintersemester 1997
- Lit 88: Scheidler, J.: Schäden im Brückenbau. In: Tagungsband „Bauschäden im Grundbau, Brückenbau und Stahlbau“, Vortragsveranstaltung an der FH München, S. 41-67, München 1983
- Lit 89: Schickert, G., Henschen, J., Krause, M., Maierhofer, Ch., Weise, F., Wiggerhauser, H. und Borchardt, K. : ZfPBau-Kompodium. Veröffentlichung im Internet, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin 1999 <http://www.bam.de/zfpbau-kompodium.htm>
- Lit 90: Schild, E; Oswald, R.; Pott, W.; Rogier, D.: Verhalten bei Bauschäden aus technischer und rechtlicher Sicht. Bauverlag, 1982
- Lit 91: Schild, E; Oswald, R.; Rogier, D.: Bauschäden im Wohnungsbau Teil II: Bauschäden an Dächern, Dachterrassen und Balkonen. Herausgegeben vom Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung des Landes Nordrhein-Westfalen, 1979
- Lit 92: Schild, E; Oswald, R.; Rogier, D. ; Schweikert, H.: Bauschäden im Wohnungsbau Teil IV: Bauschäden an Außenwänden und Öffnungsanschlüssen. Herausgegeben vom Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung des Landes Nordrhein-Westfalen, 1979
- Lit 93: Schild, E; Oswald, R.; Rogier, D. ; Schweikert, H.: Bauschäden im Wohnungsbau Teil VII: Schwachstellen an Kellern und Dränagen. Herausgegeben vom Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung des Landes Nordrhein-Westfalen, 1978

- Lit 94: Schild, E; Oswald, R.; Rogier, D.; Schweikert, H.: Bauschäden im Wohnungsbau Teil VIII: Bauschäden an Innenbauteilen. Herausgegeben vom Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung des Landes Nordrhein-Westfalen, 1979
- Lit 95: Schmidt-Döhl, F.; Lampe, J.; Schrenk, J.: Ursachen von Gipsputzablösungen auf Wandflächen aus Normalbeton und gefügedichtem Leichtbeton nach DIN 4219. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, 2002
- Lit 96: Schubert, P.: Eigenschaften von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerkskalender, S. 1 – 14, 1996
- Lit 97: SINTEF: The sinking of the Sleipner A offshore platform. <http://www.sintef.no/bygg/segment/sleipner.html>, 2004
- Lit 98: Sommer Mess-Systemtechnik: Geotechnische Messdatenerfassung Zauchengrabenbrücke, Koblach, Österreich, <http://www.sommer.at>, 2004
- Lit 99: Stahlbau Nachrichten 03/2007
- Lit 100: Stahr, M. (Hrsg.): Praxiswissen Bausanierung: Erkennen und Beheben von Bauschäden. 3. Auflage, Vieweg, 2004
- Lit 101: Steinmetz, D.: Ursachenforschung. Dem Schaden auf der Spur. S. 12 – 15, mikado Heft 3, 2003
- Lit 102: Steizer, B.: Prüfbericht 2002 H „Oste-Sperrwerk“. Bauwerksprüfung im Auftrag des WSA Cuxhaven, 2002
- Lit 103: The Austral Brick Company Pty Ltd. http://www.australbrick.com.au/architect/tech_lit/materials_construction.html, 2004
- Lit 104: TTI Environmental, Inc., Marlton, NJ 08053, USA, <http://www.ttienv.com>, 2004
- Lit 105: Umweltforum Berlin Auferstehungskirche GmbH. www.umweltforum-berlin.de
- Lit 106: Vuik, K.: Tacoma Narrows Bridge Failure. TU Delft, http://ta.twi.tudelft.nl/nw/users/vuik/information/tacoma_eng.html, 2001
- Lit 107: Warnecke, P.: Schutz und Sicherung historischer Bauten. Vorlesungsmanuskript TU Braunschweig, 2002
- Lit 108: Wigger, H.; Budelmann, H.; Rostásy, F.-S.: Methods of inspection and assessment of natural stone masonry buildings - Example of the Runneburg (Thüringen). In: Wittmann, F.-H.; Verhoef, L. G. W. (Hrsg.): Maintenance and restrengthening of materials and structures - Stone & Stonework. Freiburg: Aedifi-catio, 2000. - ISBN 3-931681-46-7, S. 35-42
- Lit 109: Zenger, A.: Bauchemie. Skript zur Vorlesung, FH Mainz, 2002