

2.6 Schäden im Ausland

2.6.1 Einleitung

Die nachfolgenden Ausführungen über Korrosionsschäden an Spannsystemen im Ausland basieren auf einer breiten Literaturrecherche und persönlichen Kontakten zu ausländischen Fachleuten. Sie sollen dazu dienen, aus den gemachten Erfahrungen und Erkenntnissen die richtigen Lehren zu ziehen und Unterschiede zur Situation in der Schweiz zu erkennen.

Es muss betont werden, dass sich die Folgerungen aus den Schadenfällen in einzelnen Fällen nicht mit der Meinung der Autoren dieses Berichts decken.

Zumindest auf Grund der Zahl der bekannt gewordenen und dokumentierten Schäden gewinnt man den Eindruck, dass im internationalen Vergleich (absolut und relativ) die meisten Schäden in Deutschland aufgetreten sind. Dies mag einerseits damit zusammenhängen, dass sehr viele Schadenfälle entstanden sind, weil spannungsrissskorrosionsempfindliche Stähle und – in der Frühphase des Spannbetonbaus – Tonerdeschmelzzement verwendet wurden. Andererseits kann man aber auch feststellen, dass in Deutschland der Spannstahlverbrauch sehr hoch ist und ausserdem offener und systematischer über Schäden an Spannsystemen berichtet wird als in anderen Ländern. Zu beachten ist auch, dass die Berichterstattung oftmals durch rechtliche Aspekte beeinflusst wird.

Eine der ersten umfassenden Studien über Schäden an Spannstählen wurde von der holländischen Betonvereinigung durchgeführt [CUR 1971]. Die Analyse der 63 Schadenfälle aus verschiedenen Ländern führte zu den folgenden Erkenntnissen:

- Bei 55 Fällen waren Draht-, Stab- oder Litzenbrüche eingetreten. Bei 40 dieser Fälle handelte es sich um Sprödbrüche (Spannungsrissskorrosion).
- Die Anfälligkeit von abgeschreckten und angelassenen Spannstählen gegenüber von Spannungsrissskorrosion und Wasserstoffversprödung ist wesentlich höher als jene von kalt gezogenen Stählen. Die erhöhte Empfindlichkeit konnte mit einer seit 1962 verwendeten Prüfung auch im Labor nachgewiesen werden.
- Chlorid-, Sulfid- und Sulfationen sind die wichtigsten korrosionsfördernden Substanzen. In einigen Fällen enthielt das zementöse Füllgut CaCl_2 als Beschleuniger.
- Etwa 65% der Schäden traten vor dem Spannen bzw. bis zu einem Zeitraum von 1 Jahr nach dem Spannen ein. Als Gründe hierfür wurden angegeben: ungeeigneter Schutz während dem Transport, der Lagerung und vor dem Spannen, mangelhaftes Verfüllen der Spannkäule, spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl.
- In den meisten Fällen waren zwei oder mehrere Ursachen von Bedeutung. Mängel am Stahl oder am Beton in Kombination mit feuchter und/oder aggressiver Umgebung waren relativ häufig.

Auf Grund dieser Analyse kam man zum Schluss, dass die meisten Schadenfälle mit dem vorhandenen Wissen hätten vermieden werden können.

Die weltweiten Erfahrungen und Erkenntnisse aus solchen Untersuchungen flossen laufend in die Arbeiten nationalen und internationalen Normenorganisationen, der **PIARC** (World Road Association), der **FIP** (Fédération internationale de la précontrainte) und nach dem Zusammenschluss mit dem **CEB** (Comité euro-international du béton) in jene der **fib** (Fédération internationale du béton) ein. Darauf basierend wurden zu verschiedenen Themen Sachstandsberichte und Empfehlungen herausgegeben [CEN 2003c, FIP 1996, 1998, fib 2000, 2001a,b, 2002, 2003a,b, 2004a,b, 2005b, PIARC 1999, 2001].

In der 1996 erschienenen FIP-Empfehlung „Corrosion protection of prestressing steels“ [FIP 1996] wird auf die Studie von Nürnberger [Nürnberger 1980] und auf einige neuere Arbeiten verwiesen, um das Ausmass an Schäden an vorgespannten Bauten zu quantifizieren. Danach besteht eine erkennbare Tendenz, dass die Zahl der Berichte über Korrosionsschäden in der letzten Zeit zugenommen hat. Dies kann teilweise mit den folgenden Aspekten erklärt werden:

- zunehmendes Alter der vorgespannten Bauten
- zu geringe Beachtung der Wirkung des zunehmenden Einsatzes von Streusalz bei früheren Zustandsuntersuchungen
- zunehmende Zahl von vorgespannten Bauten in sehr aggressiver Umgebung (z.B. im oder nahe beim Meer).

2.6.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund und Spannbettvorspannung

Die Schäden an Bauwerken mit Vorspannung mit sofortigem und nachträglichem Verbund wurden im Folgenden nach den einzelnen Ländern geordnet, um die Lesbarkeit zu verbessern und die Folgen einzelner Schäden bzw. die daraus abgeleiteten – manchmal landesspezifischen – Erkenntnisse besser darstellen zu können.

Deutschland

Über die Korrosionsschäden an Spannstählen geben die folgenden Berichte einen guten Überblick:

- Analyse und Auswertung von Schadenfällen an Spannstählen [Nürnberger 1980]
- Kritische Beurteilung neuer Spannstahlentwicklungen [Isecke 1998]
- Studie zu Spannstahlbrüchen [Nürnberger 1998]
- Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken - Ursachen und Erkenntnisse, Dokumentation des deutschen Bundesministeriums für Verkehr, Abteilung Strassenbau [BV 1982, 1994].
- Erhaltungsarbeiten an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Strassen [BV 1990].

Die folgenden Ausführungen stützen sich sowohl auf die o.g. Publikationen als auch auf Fachartikel, die in Deutschland in einer grossen Anzahl erschienen sind.

1962 stürzten in Deutschland mehrere etwa 10-jährige Stalldecken mit in Fertigteilwerken im Spannbettverfahren hergestellten vorgespannten Trägern ohne jegliche Vorankündigung ein [BISE 1963]. Sämtliche Deckenplatten waren wegen der raschen Festigkeitsentwicklung aus dem nicht genormten Tonerdeschmelzzement hergestellt worden. In einer späteren Publikation [Rauen 1988] wurde erwähnt, dass alleine in Bayern nach und nach über 50 Stalldecken eingestürzt waren.

Da bereits einige Jahre früher gleichartige Schäden bei Industriebauten aufgetreten waren, wurde bei der Zulassung der Spannbetonwerke zwar schon 1958 die Verwendung von Normalzement gefordert, ein endgültiges Verbot von Tonerdeschmelzzement wurde in Bayern aber erst Ende 1962 ausgesprochen. Ausschlaggebend waren Befürchtungen, dass unter Umständen auch Menschen gefährdet werden und, dass gleichartige Schäden auch in Wohnungsbauten eintreten könnten. Gemäss [Rauen 1988] gab es 1988 allein in Bayern noch ca. 450'000 m² Wohnungsdecken mit Tonerdeschmelzzement.

Die Schadensursache wurde damals rasch erkannt. Ein feucht-warmes Klima und die Tatsache, dass der Tonerdeschmelzzement kein ausreichendes alkalisches Milieu hervorbringt und daher den Stahl nicht vor Korrosion schützen kann, führten zu Spannungsrissskorrosion an den Spannstählen. Zudem war der verwendete Zement damals in Deutschland nicht genormt und damit eigentlich nicht zugelassen.

Dass auch die Verwendung eines Portlandzementes keinen ausreichenden Schutz gegen Spannungsrissskorrosion von sehr wasserstoffempfindlichen Spannstählen darzustellen vermag, zeigten weitere Einstürze von Stalldecken. Gemäss [Nürnberger 1998] wurden in diesen Fällen neben einer hohen Empfindlichkeit der vergüteten Spannstähle gegenüber Wasserstoff, gravierende Herstellungsmängel (geringe Betonüberdeckung, Kiesnester) festgestellt. Zudem wurden Hinweise gefunden, dass dem Beton zur Beschleunigung der Erhärtung grössere Menge Chloride zugegeben wurden, was eigentlich bereits seit 1958 verboten war.

Das Jahr 1962 markierte in Deutschland einen Wendepunkt [Rauen 1988]. Eine intensive Forschungstätigkeit nahm ihren Anfang. Im Rahmen dieser Forschungsarbeiten erkannte man auch, dass Schwefelwasserstoff (H_2S) oder Sulfid (S^{2-}) und andere Stoffe als Promotoren für die Wasserstoffversprödung wirken können und vergütete Stähle (z.B. Sigma- und Neptun-Stahl) besonders empfindlich auf wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion sind. Die Forschungsarbeiten widmeten sich auch der Frage der bestmöglichen Prüfung und der schädigenden Wirkung von „Blutwasser“ in den Hüllrohren.

In [Nürnberger 1998] wird über diverse Schäden an Spannstählen bei Brücken und bei einigen anderen Bauwerken (z.B. ein Laborgebäude Mannheim, eine Fertigungshalle Schrobenhausen) berichtet. Im Folgenden werden vier der beschriebenen Schadenfälle bei Brücken herausgegriffen. Für weitere Informationen sei auf den genannten Bericht verwiesen, der in den wesentlichsten Teilen auch als Publikation des fib veröffentlicht wurde [fib 2003b].

Bei dem in den Jahren 1959 bis 1961 erstellten Kreuzungsbauwerk Berlin-Schmargendorf wurden 1969 bis zu 2.5 mm breite Schubrisse infolge einer viel zu geringen Schubbewehrung beobachtet. Die damals durchgeführte Instandsetzung war aber, wie sich 1977/78 zeigte, nicht erfolgreich. Die 1970 ohne Verbund eingebauten vertikalen Spannglieder zeigten relativ hohe Verluste an Vorspannkraft. Die Brücke wies aber noch weitere Mängel auf:

- unvollständig verpresste Spannglieder; in Teilbereichen waren bis zu 20% der Spannglieder ohne zementöses Füllgut
- angerostete Spannstähle mit Anrissen bis 350 μm
- grossflächig zu geringe Betonüberdeckung
- chloridkontaminierter Beton infolge Tausalzeintrag
- Durchfeuchtung des Konstruktionsbetons wegen undichter Fahrbahnübergänge und undichter Entwässerungsrinnen.

Die Brücke wurde in der Folge abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt. Weitere Details sind in [Franz 1980] zu finden.

Beim Brückenbauwerk Autobahnkreuz Nürnberg Süd (Baujahr 1975 bis 1978) waren an dem 18 Jahre alten Bauwerk Risse in der Feldmitte festgestellt worden. Die Ursache wurde auf die Holzeinlagen, die zum Verschiessen von Löchern in den Hüllrohren der Spannglieder in den vorgespannten Betonfertigteilträgern dienten, zurückgeführt. Der direkte Kontakt zum Holz führte zu starker Korrosion an den Hüllrohren und bei den Einzelspannglieder (\varnothing 36 mm) zu einem extrem starken Korrosionsabtrag und Anrissen infolge der besonders hohen Wasserstoffempfindlichkeit des verwendeten Spannstahls („Überfestigkeit“). In Einzelfällen waren beide Spannstähle eines einzelnen Trägers gebrochen. Die Brücke wurde abgerissen und durch eine neue ersetzt.

Bei der Muckbachtalbrücke BAB 81 Würzburg-Heilbronn (Baujahr 1970 bis 1971) konnte über etwa 25 Jahre lang chloridhaltiges Wasser aus den undichten Rohrleitungen der Brückenentwässerung an die Innen- und Aussenseiten der Längsträger sowie in die angrenzende Bodenplatte des Kastens gelangen. Eine starke Aufkonzentration an Chloriden und dadurch ausgelöste Korrosionsangriffe an der schlaffen sowie an der Spannbewehrung (4x2 Spannglieder mit 12 Drähten à 12 mm) waren die Folge. In einem Fall waren bei vier auf der Steginnenseite freige-

legten Spanngliedern insgesamt 12 Drähte gebrochen. Die übrigen noch tragenden Drähte waren durch Korrosion derart geschädigt, dass ein zukünftiges Versagen angenommen werden musste. Die betroffenen Stege wurden instand gesetzt (Abtrag des chloridhaltigen Betons und Reprofilierung). Zudem wurde die Brücke mit zusätzlichen externen Spanngliedern verstärkt.

Der bisher einzige Schadenfall, bei dem Ermüdung und Schwingungsrissskorrosion an den Spannstählen beobachtet wurde, betraf die etwa 1956 gebaute Hochstrasse im Heerdter Dreieck in Düsseldorf. Für die Vorspannung wurde Spannstahl St 85/105 (alte Bezeichnung), Ø 26 mm, verwendet. Das 1976 festgestellte Schadensbild zeigte im Bereich der Koppelfugen Risse mit Rissbreiten bis zu 2 mm. Offenbar waren Spannglieder wegen Ermüdung in den Koppelfugen (zu grosse Schwingbreite, zu geringe Betonstahlbewehrung in der Fuge) und Schwingungsrissskorrosion (Korrosion des Spannstahls in den gebildeten Rissen im Beton) gebrochen. Das Normenwerk wurde daraufhin angepasst.

Die 1969 erstellte Talbrücke Haiger (BAB 45 Dortmund-Giessen) wurde wegen diverser Mängel und Schäden (geringe Betonüberdeckung, Risse, unverpresste Spannglieder, Korrosionsschäden an den Entwässerungsleitungen) 1999 abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt [BAST 2002]. An einem herausgeschnittenen Teilstück der Fahrbahnplatte im Bereich einer Koppelfuge sowie einem Teilstück eines Längsträgers wurden danach die Anwendbarkeit und Aussagekraft verschiedener zerstörungsfreier Prüfverfahren untersucht (Georadar, Impact-Echo, Ultraschallecho). Entgegen den bisherigen Erfahrungen in der Schweiz und in anderen Ländern kam man zum Schluss, dass diese Prüfverfahren zur Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen praktisch eingesetzt werden können. Die Ursachen von Schäden an Koppelfugen wurden bereits früher diskutiert und verschiedene Massnahmen vorgestellt (z.B. Berücksichtigung grösserer Temperaturdifferenzen als bisher und stärkere Bewehrung mit mehr schlaffer Bewehrung bei neuen sowie Verpressen der Risse in den Koppelfugen bei bestehenden Bauten) (siehe hierzu z.B. [Kordina 1979, Havaresch 2000, Iványi 2002, Fritsche 2004]).

Weitere einzelne Mängel und Schäden an Spannbetonbauten sind in den Dokumentationen des Bundesministeriums für Verkehr beschrieben [BV 1982, 1990 und 1994]. In der Dokumentation von 1994 sind unter der Kennziffer 15004 gravierende Korrosionsschäden an der Vorspannung einer 1949 erstellten Brücke, die lange Zeit ohne Abdichtung in Gebrauch war, dargestellt. Die Vorspannung im Durchlaufträger bestand aus 7 Spanngliedern mit 60 bzw. 70 7-drähtigen Litzen (Ø 2.5 mm) in einem rechteckigen Blechkanal. Die Spannglieder wurden an den Brückenden halbkreisförmig um Spann- und Verankerungsblöcke geführt (System Baur-Leonhardt). Anfangs der 1980er-Jahre wurde die Verbreiterung des Strassenabschnitts geplant. Auf Grund der Vermutung, dass die Vorspannung durch Korrosion geschädigt sein könnte, wurde die alte Brücke durch eine neue ersetzt. Im Rahmen des Abbruchs konnte die alte Brücke genauer untersucht werden. Bei einem der sieben Spannglieder war die Injektion im Bereiche des Hochpunktes mangelhaft. Die eingedrunghenen Chloride verursachten an den Litzen erhebliche Querschnittsverluste (bis 100%). Bei den durchgeführten Laborversuchen konnten keine Hinweise auf Spannungsrissskorrosion gefunden werden.

Bei der Vorlandbrücke zur Mainbrücke Hochheim (Baujahr 1963/65) wurden 1981 am Steg eines aussen liegenden Hauptträgers zwischen zwei Pfeilerachsen Risse entdeckt, die jeweils parallel zu 3 Spanngliedern verliefen [BV 1990, Kennziffer D 050609]. Die Untersuchungen zeigten, dass die Spannglieder an diesen Stellen nicht verfüllt waren und einzelne Spanndrähte (ovaler, quer gerippter, vergüteter Stahl) nicht mehr gespannt waren sowie Flugrost und bis 1.5 mm tiefe Korrosionsnarben aufwiesen (**Bild 2.36**). Wegen der grossen Empfindlichkeit dieses Spannstahls gegenüber Wasserstoffversprödung wurde die Brücke sehr detailliert untersucht. Bei dieser Überprüfung wurden weitere 29 nicht verpresste Stellen gefunden, wobei im schlechtesten Fall nur ein einziges Spannglied je Hauptträger Mängel aufwies. Auf Grund dieser Ergebnisse konnte man sich auf die Instandsetzung des gerissenen Trägers konzentrieren (Seilunterspannung des geschädigten Brückenfeldes). Die gefundenen unverpressten Stellen in den übrigen Spanngliedern wurden im Vakuumverfahren nachverpresst.



Bild 2.36

Unverpresste Spannglieder bei der Mainbrücke Hochheim nach dem Öffnen. Die Drähte des unteren Spanngliedes waren nicht mehr gespannt [BV 1990].

Die Hauptträger des 1962/64 erbauten Rampenbauwerks zur Herrenbrücke in Lübeck sind extrem dünn: bei einer Höhe von etwa 3 m reiner Steghöhe beträgt deren Breite unten nur 34 cm und oben 41 cm. Je Steg sind 17 Spannglieder eingelegt [BV 1982, Kennziffer 16102 und BV 1990, Kennziffer D 050611]. Eine Vielzahl von Spanngliedern wurde beim Bau der Brücke nicht ordnungsgemäss mit zementösem Füllgut verpresst. Auf diesen Mangel aufmerksam wurde man, da sich in den Trägern Risse bildeten. Ab 1973 wurde ein Risskataster erstellt und jährlich aktualisiert. Im Laufe der Jahre nahm die Rissbildung zu. Bei einem Teil der Risse konnte eine Korrosion der Spannglieder und Bewehrung erkannt werden. Untersuchungen zeigten, dass mindestens 25% aller Spannglieder nicht mit Füllgut verpresst waren. Auf Grund der Resultate wurde die Brücke zurückgestuft und verstärkt. Zunächst wurden die Spannglieder nachträglich verpresst. Zu einem späteren Zeitpunkt wurden in der Mitte der einzelnen Felder Hilfsstützen eingebaut. Dabei ging man davon aus, dass zu dieser Zeit höchstens 20% aller Spannglieder ausgefallen waren.

Ein besonderer Schadenfall trat bei der Rheinbrücke Bonn-Nord (Baujahr 1964/67) an vertikalen Spanngliedern auf [BV 1990, Kennziffer F 080101]. Sie bestanden aus 8 m langen Einzelstab-Spanngliedern (\varnothing 32 mm) und 4,5 m langen Seilen und wurden für die Verankerung des Pylons und der Schrägseile eingesetzt. Die Verankerung liegt auf der Höhe der schwankenden Wasserstände des Rheins. Es war vorgesehen, die Spannglieder, die zunächst frei in Hüllrohren eingebaut waren, mit zementösem Füllgut als Korrosionsschutz von oben her zu verpresen. Dies hatte sich bereits beim Bau als nicht sachgemäss ausführbar erweisen. Viele Spannglieder konnten nicht fachgerecht verpresst werden. Diese wurden zum Schutz gegen Korrosion mit Natrium-Nitrit verfüllt. Bei der Überprüfung 1977 wurde bei einzelnen Spanngliedern die Spannung abgelassen und der obere Teil frei gelegt. Dabei zeigte sich, dass die Natrium-Nitrit-Verfüllung und damit auch der angestrebte Korrosionsschutz nicht mehr vorhanden waren. Die Spannglieder wurden im Rahmen der Instandsetzung mit einer Kombination von Verguss- und Vakuumverfahren mit einem speziellen Füllgut (polyamidgehärtetes Epoxidharz mit einem Gemisch von Bleimennige und Bariumsulfat) verpresst. Es wird seither empfohlen, beim Verpressen von Spannkanälen, das Füllgut stets vom Tiefpunkt der Spannglieder her einzupressen. Dort wo dies möglich ist, sollten Korrosionsschutzsysteme gewählt werden, wie sie bei Dauerankern oder bei Spanngliedern ohne Verbund eingesetzt werden.

In den 1990er-Jahren traten weitere, teils gravierende Schäden an Brücken und Einstürze auf [Wölfel 1992, Isecke 1995, Nürnberger 1992, 1995, 1997, 1998]. Bei den meisten Fällen waren nachweislich wasserstoffempfindliche Spannstähle (schlussvergütete Sigma-, Neptun- oder Henningsdorfer-Spannstahl) verwendet worden. Diese Stähle gibt es gemäss [Bertram 2002] seit den 1978 verschärften Anforderungen an Herstellung, Prüfung und Einbau von Spannstählen nicht mehr.

Die Schäden an Spannbetonbauten waren mehrmals in die Schlagzeilen der deutschen Medien geraten, so erneut 1995, als der Spiegel mit der Schlagzeile „Ein gewisses Gottvertrauen“ auf die Probleme bei der Spannbetonbauweise hinwies [Spiegel 1995]. Dabei wurde auch der Teileinsturz einer im Bau befindlichen Autobahnbrücke erwähnt. Der Überbau versagte beim Einschleichen wegen einem zu geringen Querkraftwiderstand. Dies erhöhte den Druck auf die verantwortlichen Ämter.

Im Oktober 1998 wurde an der Universität Karlsruhe ein Workshop über die externe und verbundlose Vorspannung bei Segmentbrücken durchgeführt [Eibl 1998]. Dabei wurden die dafür eingesetzten Spannsysteme und einzelne Anwendungen vorgestellt.

Um weitere Schäden an Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund zu vermeiden, wurde in Deutschland im Jahre 1998 vom Bundesministerium für Verkehr die „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ eingeführt [BV 1998, 1999, Standfuss 1999]. Diese gilt für den Neubau von Brücken mit Kastenquerschnitten. Sie erlaubt zwei Varianten:

1. Die Spannglieder werden alle extern geführt.
2. Die Spannglieder werden sowohl im Betonquerschnitt mit nachträglichem Verbund als auch extern angeordnet (Mischbauweise). In diesem Falle dürfen jedoch die internen Spannglieder nur in der Fahrbahn- und Bodenplatte liegen.

Die Richtlinie beschränkt die Spannkraft und Länge der extern geführten Spannglieder und verlangt, dass an jedem Steg zusätzliche externe Spannglieder zur später evtl. erforderlichen Verstärkung und Instandsetzung vorzusehen sind.

Diese Vorgaben bedeuteten eine radikale Änderung. Gemäss [Fritsche 2004] ist die externe Führung der Spannglieder nur bei Brücken mit Kastenquerschnitten wirtschaftlich, nicht aber für die grosse Anzahl von Brücken mit Plattenbalken oder Vollplatten. Es sei hier angemerkt, dass auch in Japan eine ähnliche Entscheidung durch die Japan Highway Public Corporation getroffen wurde [Mutsuyoshi 2001]. Weitere Information über den aktuellen Stand der Diskussionen in Deutschland können [Haveresch 2004, Heiler 2004] entnommen werden.

Schon mit der Einführung der DIN 4227 Teil 1 im Jahre 1995 wurde ein neues Bewehrungskonzept für Spannbetonbauwerke gefordert mit der Zielsetzung, die Robustheit und Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken zu erhöhen [BV 1998, Nürnberger 1999]. Dabei sollte u.a. die so genannte Robustheitsbewehrung ein plötzliches Versagen ohne Vorankündigung bei einem eventuellen Spannstahlausfall ausschliessen. Zu dieser Frage liegt ein Bericht von König vor [König 1996]. Darin werden die Auswirkungen des Ausfalls einer zunehmenden Zahl von Einzeldrähten und Spanngliedern auf das Verformungsverhalten von Balken studiert. Untersuchungen zum Ausfall von Spanngliedern bei Bauwerken mit verbundloser Vorspannung wurde von [Fritsche 2004] durchgeführt.

Umfangreiche Untersuchungen an den Spannverankerungen der Spannglieder von drei Strassenbrücken in München konnten im Rahmen der Instandsetzung durchgeführt werden [Sodeikat 2004]. Die vorgefundenen Korrosionsschäden **Bilder 2.37 und 2.38** zeigen die Folgen der von aussen eingedrungenen Chloride und der Kondenswasserbildung innerhalb nicht vollständig verpresster Spannanker. Auf die Schwachstellen der Spanngliedverankerungen wird in **Kapitel 2.7.7** näher eingegangen.



a)



b)

Bild 2.37 Brücke Seehauszufahrt am Mittleren Ring in München-Schwabing (Baujahr 1963): a) Spannanker mit Lochfrasskorrosion an den Spanndrahtenden und der Ankerkonstruktion infolge Tausalzangriff und b) Ausgebauter und aufgeschnittener Spannanker. Die Spanndrähte vor der Klemmung (nicht lastabtragender Bereich) waren stark durch Lochfrass geschädigt, im Bereich der Klemmung und hinter der Klemmung (lastabtragender Bereich) waren keine Korrosionsschäden mehr erkennbar [Sodeikat 2004].



a)

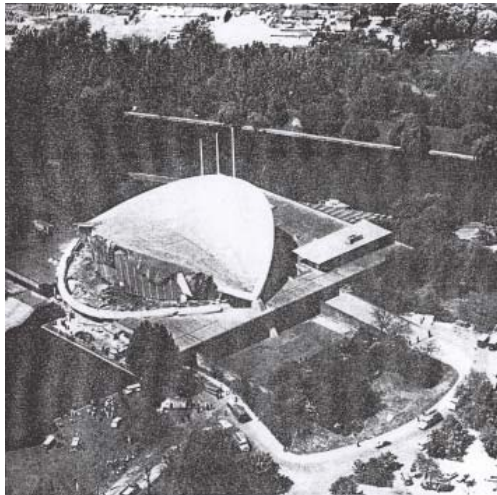


b)

Bild 2.38 Brücke Oberföhringerstrasse über den Mittleren Ring München-Bogenhausen (Baujahr 1959): a) frei gestrahlte Spannverankerungen; das Abdeckplättchen, des obersten linken Spannankers fehlte gänzlich. Die Abdeckplättchen, die das Herauslaufen des noch nicht erhärteten zementösen Füllgutes nach dem Verpressvorgang hätten verhindern sollen, waren häufig verbogen oder fehlten ganz. Das Füllgut war in diesen Fällen im oberen Bereich des Ankerkopfes nicht vorhanden, d.h., die oberen Spannglieder waren nicht mit Füllgut umgeben, sondern lagen frei und b) freigelegter Spannanker mit deutlichen Korrosionsschäden [Sodeikat 2004].

Zu den in Deutschland aufgetretenen Schäden an vorgespannten Bauten wie auch zur Frage der Robustheitsbewehrung äusserte sich 1998 auch die FIP-Kommission 2 (heutige Kommission 9 der fib) [FIP 1998]. Sie stellte fest, dass nach ihren Kenntnissen bei den aufgetretenen Schäden überwiegend schlussvergütete Spanndrähte (Sigma, Neptun, Henningsdorf) im Einsatz waren. Sie verwies darauf, dass diese Problematik schon 1955 erkannt worden sei und dass seither mit Ausnahme von Deutschland in den meisten europäischen Ländern wie auch z.B. in den USA für Spanndrähte nur noch kalt gezogene Produkte zugelassen waren. Sie empfahl weiter, diesen Stahl nicht in die Europäische Norm EN 10138 aufzunehmen. Diese Auffassung wird von der verantwortlichen europäischen Normenkommission geteilt (ECISS/TC 19/SC 2).

Neben den vorstehend erwähnten Schäden war der Teileinsturz der 23 Jahre alten Kongresshalle in Berlin im Jahre 1980 der wohl spektakulärste Schaden im Spannbetonbau in Deutschland (**Bild 2.39**) [VDI 1980, Hundt 1983, Nürnberger 1998]. Dabei wurden fünf Menschen schwer verletzt. Einer der Betroffenen erlag später seinen Verletzungen [VDI 1980]. Es muss betont werden, dass es sich bei diesem Bauwerk nicht um eine typische Spannbetonkonstruktion handelte.



a)



b)



c)



d)

Bild 2.39 Kongresshalle Berlin nach dem Einsturz (a bis c) und nach dem Wiederaufbau (d). Bild a): [VDI 1980], Bilder b) bis d): [Int 2004h].

Verantwortlich für den Einsturz waren in erster Linie korrosionsauslösende und –fördernde Bedingungen im Teilbereich der Dachkonstruktion. Dabei waren die spezielle Konstruktion des Dachtragwerkes mit nicht zweckmässigen konstruktiven Lösungen, Fehler bei der Ausführung (Termindruck) und nicht eingerechnete Einwirkungen aus z.B. Wind und Temperatur sowie die Verwendung eines höchst rissempfindlichen Spannstahls (Sigma-Stahl) die Hauptursachen für den Einsturz. Es wurde vermutet, dass das Zusammenspiel dieser Fehler und Mängel schon von Beginn an zu einer zunehmenden Zahl von Spannstahlbrüchen führte. Weitere Details können den erwähnten Publikationen entnommen werden. Die Kongresshalle wurde „postkartengetreu“ wieder aufgebaut und 1987 wiedereröffnet. Beim Wiederaufbau wurde das Tragsystem geändert. Die Kongresshalle ist heute unter dem Namen „Haus der Kulturen der Welt“ bekannt.

Die Problematik des Sulfidgehaltes von Zementen war dann in den 1990er-Jahren beim Einsatz von Hochofenzement für vorgespannte Bauteile erneut aktuell [Gunkel 1996, Schiessl 2000], da diese Zementart für die Spannbettvorspannung nicht zugelassen war. Dieses Verbot spielte lange Zeit keine Rolle, da der langsam erhärtende Zement für die Fertigteilhersteller nicht interessant war. Dies änderte sich, als sich dieses Verbot auch auf Bauwerke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund auszuwirken drohte. Grund hierfür war, dass das Bundesministerium für Verkehr bei den Anforderungen keine Unterscheidung mehr zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund machte. Dies löste entsprechende Forschungsarbeiten aus. Das Verbot wurde dann im Jahre 2000 aufgehoben, nachdem entsprechende Nachweise vorgelegt werden konnten. Ähnlich war die Situation bei der Flugasche, die als Zusatzstoff für die Spannbettvorspannung nicht zugelassen war [Schiessl 1996]. Das DIBt gestattete auf Grund der entsprechenden Versuchsergebnisse die Verwendung von Flugasche für die Spannbettvorspannung.

Frankreich

In [Matt 1989a, Rimboeuf 1980] wird auf eine 1962 erbaute Brücke über den Fluss Azergues in Frankreich eingegangen, bei der anlässlich einer Inspektion 1972 Risse vorgefunden wurden. Fünf Jahre später wurde eine Schadenszunahme festgestellt. Danach wurde die Brücke genauer untersucht. Von den 144 mit Röntgenstrahlen untersuchten Spanngliedern waren:

- 16 Spannglieder vollständig injiziert
- 38 Spannglieder unvollständig injiziert
- 80 Spannglieder nicht injiziert
- 10 Spannglieder weder gespannt noch injiziert.

Wegen den erheblichen Korrosionsschäden mit Spannstahlbrüchen, die u.a. durch eingedrungene Chloride verursacht worden waren, musste die Brücke abgebrochen und durch eine neue ersetzt werden.

Bei der Brücke über den Drôme (Baujahr 1965) zwischen Loriol und Valence waren etwa 30% der Spannglieder der Träger schlecht oder nicht verfüllt und Spanndrähte wegen Spannungsrisskorrosion infolge der Anwesenheit von Wasser im Spannglied gebrochen [Faure 2001]. Dies ging aus detaillierten Untersuchungen (u.a. mittels Röntgendurchstrahlung) 1998/99 hervor. Die Brücke wurde mit kohlefaserverstärktem Kunststoff verstärkt.

Aus dem in [fib 2001b] publizierten Bericht über die Dauerhaftigkeit von vorgespannten Nationalstrassenbrücken in Frankreich geht hervor [Godart 2001], dass Stahl- und Spannbetonbrücken eine ähnliche Schadenhäufigkeit aufweisen und dass vorgespannte Kastenbrücken schadenanfälliger sind als anderen Brückentypen (**Tabelle 2.9**). Das eher schlechtere Verhalten von vorgespannten Brücken mit nachträglichem Verbund im Vergleich zu jenen mit direktem Verbund wird auf die mit der Injektion der Hüllrohre verbundenen Risiken zurückgeführt.

Art der Vorspannung	Konstruktion der Brücken	Schadenkategorie (Flächenprozent)				
		1	2	2E	3	3U
mit nachträglichem Verbund	Platten	8	44	37	9	1
	vorfabrizierte Träger	4	33	39	19	4
	Plattenbalken in Ortbeton	3	25	35	34	3
	Hohlkasten	7	24	34	18	16
	Andere	4	51	19	26	0
Spannbett	im Spannbett hergestellte Träger	8	62	24	7	0

Tabelle 2.9 Prozentuale Flächenanteile der Schadenkategorien der verschiedenen Brücken [Godart 2001]. Schadenkategorien:

- 1: guter Zustand
 2: geringfügige Mängel
 3: schwerwiegende Mängel
- 2E: wie 2, dringender Unterhalt erforderlich
 3U: wie 3, dringende Instandsetzung erforderlich

Gemäss der genannten Arbeit sind eine unzulängliche Dichtigkeit der Fahrbahnplatte (fehlende oder undichte Abdichtung, Risse, poröser Beton, undichte Fugen), eine unvollständige Verfüllung der Spannlieder und ein ungenügender Schutz der Verankerungen die wichtigsten Ursachen für Schäden an der Vorspannung. Festgestellt wurde auch, dass eine unvollständige Verfüllung der Spannkanäle alleine nicht zu Korrosionsschäden an den Spannstäben geführt hat. Für die Korrosion wird Wasser benötigt.

Bisher wurden gemäss [Godart 2001] in Frankreich bei Brücken noch keine Spannstahlbrüche infolge Ermüdung festgestellt.

Von 720 Brücken mit vorgespannten Trägern, die bis 1966 gebaut wurden, ist bisher noch keine einzige eingestürzt. Etwa 15 Brücken (2.1%) mussten aber wegen Korrosionsschäden an der Vorspannung abgebrochen werden. Dieses gute Ergebnis wird auf die gute Überwachung zurückgeführt.

Bei den vor 1975 erbauten Hohlkastenbrücken mit innen liegenden Spannliedern mit nachträglichem Verbund wurden bisher kaum Korrosionsschäden gefunden. Eine Ausnahme stellt die Brücke Chazey dar (Baujahr: 1955). Sie mussten wegen erheblichen Korrosionsschäden an den Spannliedern 1972 abgebrochen werden [Godart 2001].

Italien

Am 23. April 1999 stürzte in der Nähe von Taormina auf Sizilien die 1956 mit Fertigelementen gebaute San Stefano-Brücke der Nationalstrasse 114 plötzlich ein (**Bild 2.40**) [Proverbio 2000, 2001, 2002]. Die Nationalstrasse verläuft in diesem Abschnitt in einem Abstand von etwa 50 m zum Meer. Zum Zeitpunkt des Einsturzes war die Brücke nicht belastet bzw. befahren worden. Vorgängig gab es auch keine Schwer- oder Sondertransporte.

Die 75 m lange und 12.5 m breite Brücke bestand aus 4 Feldern mit einer Spannweite von je 18.5 m. Die einzelnen Fertigelemente wiesen eine Länge von etwa 1.50 m auf. Die für das Einziehen der Spanndrähte notwendigen Öffnungen (\varnothing 40 mm) wurden nachträglich gebohrt. Auf der Baustelle wurden die Elemente zusammengesetzt, die Spanndrähte eingezogen und gespannt und danach die Spannkanäle verfüllt. Der Querschnitt mit den 7 vorgespannten vorfabrizierten Hohlkastenträgern ist aus **Bild 2.41** ersichtlich. Die einzelnen Elemente wurden in Quer- und Längsrichtung mit Ortbeton verbunden. Die Deckenplatte war 11 cm dick und wurde vor Ort hergestellt. Die Vorspannung bestand aus 2x4 Spannliedern. Davon enthielten 6 Spannlieder je 18 und 2 Spannlieder je 12 Drähte à 5 mm. Dies ergibt ein Flächenverhältnis vom Stahl zum Spannkanalquerschnitt von weniger als 30% bzw. 20%. Primärer Auslöser für den Einsturz

war das Versagen des meerseitigen Randträgers. Dabei öffneten sich die Mörtelfugen und die Spanndrähte wurden aus den ungenügend verfüllten Spannkanälen gezogen (**Bild 2.42**).



Bild 2.40 Brücke San Stefano, Sizilien: Baujahr 1956, Einsturz 1999 [Proverbio 2000, 2001].

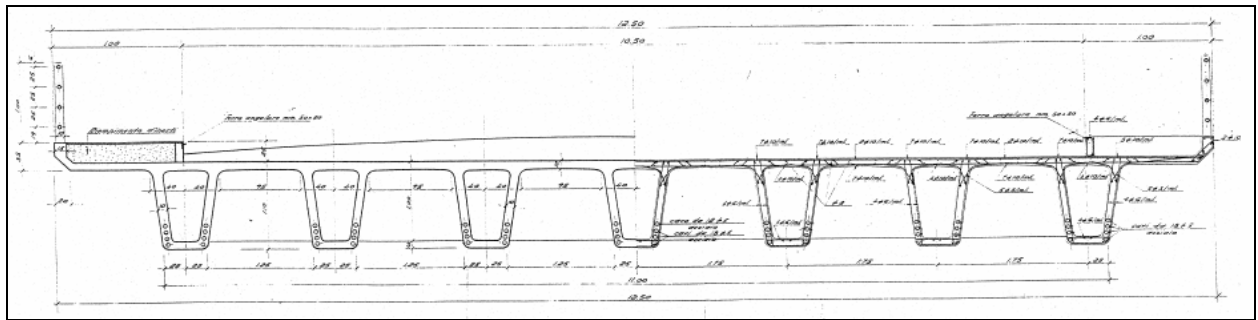


Bild 2.41 Querschnitt der Brücke San Stefano, Sizilien [Proverbio 2000, 2001].



Bild 2.42 Zerstörter Längsträger der Brücke San Stefano, Sizilien [Proverbio 2000, 2001].

Für das Versagen dieses Trägers war mit grosser Wahrscheinlichkeit chloridinduzierter Lochfrass an den Spanndrähten mit Querschnittsverlusten bis 100% verantwortlich. Korrosion an den Spanndrähten konnte aus folgenden Gründen auftreten:

- aggressive klimatische Bedingungen:
Die Brücke war wegen der Nähe zum Meer intensivem salzhaltigem Sprühnebel ausgesetzt. Wasser gelangte durch Fugen im Deckbelag und durch die Mörtelfugen zwischen den Elementen an die Spanndrähte.
- ungenügende Ausführungsqualität:
Für das Einbringen der Spanndrähte wurden die erforderlichen Kanäle nachträglich in die bereits fertigen 100 mm dicken Elemente gebohrt. Dies führte zu einer ungenauen Lage und damit auch zu einer ungenügenden bzw. variablen Überdeckung der Spanndrähte.

Die Anordnung der Bügel in der Nähe der Spannkanäle führte zu Rissen im Überdeckungs-
beton. (Anmerkung: Vermutlich wegen zur geringer Stegbreite bzw. zu geringer Betonüber-
deckung.)

Die visuelle Kontrolle nach dem Einsturz ergab, dass die Spannkanäle nicht bzw. sehr un-
vollständig verfüllt waren.

Für das Verfüllen der Fugen zwischen den Elementen wurde offenbar kein ausreichend dichter
Mörtel verwendet.

- fehlende Überwachung
Obwohl grundsätzlich vorgesehen, wurde die Brücke nicht bzw. nicht regelmässig über-
wacht. Anzeichen von Schäden (z.B. Längsrisse und Abplatzungen) wären durchaus vor-
handen gewesen, wie die nachträglichen Untersuchungen zeigten.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden weiter folgende Feststellungen und Beobachtungen
gemacht:

- Spannstahl: kalt gezogener C-Stahl, 0.2%-Fließgrenze um 1'600 N/mm², Zugfestigkeit um 1'800 N/mm²
- Druckfestigkeit des Betons: etwa 50 N/mm²
- ungleichmässige Überdeckung der Bewehrung, teilweise <10 mm
- breite Längsrisse beim meerseitigen Träger
- uneinheitlicher Korrosionszustand der Spanndrähte: teilweise blank, teilweise Lochfrass mit Querschnittsverlusten bis zu 100%
- Chloridgehalt im Beton in einer Tiefe von 40 mm: 0.2 M.% bezogen auf den Zementgehalt beim meerseitigen Randträger, 0.1 M.% beim gegenüber liegenden Träger
- Anzeichen von Spannungsrisskorrosion an den im Labor untersuchten Spanndrähten wurden nicht gefunden.

Rechnerische Abschätzungen mit der Annahme, dass zwischen Spannstahl und Beton kein bzw. nur ein schlechter Verbund vorhanden ist, ergaben, dass beim meerseitigen Randträger bereits Querschnittsverluste am Spannstahl von nur 3% ausreichten, um zum Einsturz der Brücke zu führen (zweiter Träger: 27%, dritter Träger 42%).

Neben der San Stefano-Brücke sind auf diesem Streckenabschnitt fünf weitere gleich gebaute Brücken vorhanden. Nach dem Einsturz der San Stefano-Brücke wurde entschieden, die einfeldrigen Brücken abzureissen und die anderen genauer zu untersuchen und instand zu setzen. Der Einsturz der Brücke bewirkte in Italien ein Überdenken der Prioritäten bei der Instandsetzung und eine erhöhte Aufmerksamkeit bei der Überwachung von Brücken.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Schutz der Spannstähle durch eine ausreichend dicke und dichte Überdeckung sowie die Verfüllung der Spannkanäle mangelhaft war. Dieser Mangel wurde durch die Elementbauweise mit den vielen Fugen noch verstärkt. Wegen der fehlenden Überwachung wurden keine Massnahmen ergriffen, obwohl deutliche Anzeichen von Schäden (Risse und Abplatzungen) vorhanden waren.

Grossbritannien

In [ASBI 2000, Woodward 2001] wird der Einsturz von zwei Fussgängerbrücken in den 1960er-Jahren erwähnt. Eine davon war die Bickton Meadows Fussgängerbrücke in Hampshire (1967). Beide Brücken waren gemäss [Woodward 2001] in der Segmentbauweise erstellt und stürzten ohne Anzeichen von Schäden unter ihrem eigenen Gewicht plötzlich ein. Eine ähnliche Brücke musste 7 Jahre nach dem Bau einer neuen Brücke weichen. Dabei wurden stark korrodierte Spannglieder gefunden, was auf Mängel beim zementösen Füllgut zurückgeführt wurde. Weitere detaillierte Unterlagen zu diesen Brücken sind nicht verfügbar.

Erste Probleme mit einer grösseren Brücke wurden in den frühen 1970er-Jahren festgestellt. Die Träger der 1961 erbauten Brücke zeigten Risse entlang der Spannglieder. Bei den durchgeführten Öffnungen wurden Hohlstellen mit Wasser und gerissene Spanndrähte gefunden [Woodward 2001, Concrete 2002]. Bei den nachfolgenden Untersuchungen an 12 Brücken (Baujahr: 1958 bis 1977) wurden bei über 50% der untersuchten Spannglieder Hohlräume festgestellt. Nur bei einer Brücke wurden keine Fehlstellen im Füllgut beobachtet. Die festgestellten Hohlräume traten gehäuft bei den Hochpunkten auf. In den 1980er-Jahren wurden bei einer zunehmenden Zahl von Brücken Schäden (undichte Dilatationsfugen, Elementfugen, Abplatzungen, Korrosion an den Spanngliedern etc.) beobachtet.

Am 4. Dezember 1985 stürzte die Ynis-y-Gwas Brücke in West Glamorgan in Wales ohne Vorankündigung ein (**Bilder 2.43 bis 2.45**). Der Einsturz der 1953 in Segmentbauweise erstellten Brücke war eindeutig auf das Versagen von Spanngliedern zurückzuführen [Matt 1994, PIARC 1999, Woodward 2001]. Chloridhaltiges Wasser konnte in die Fugen der in Längs- und Querrichtung zusammen gespannten Elemente eindringen und bis an die Spannglieder gelangen (**Bild 2.44**). Ungünstig war zudem, dass die Spannglieder erhebliche Injektionsmängel aufwiesen. In [Matt 1994, PIARC 1999] sind weitere Details zum Bauwerk zu finden.

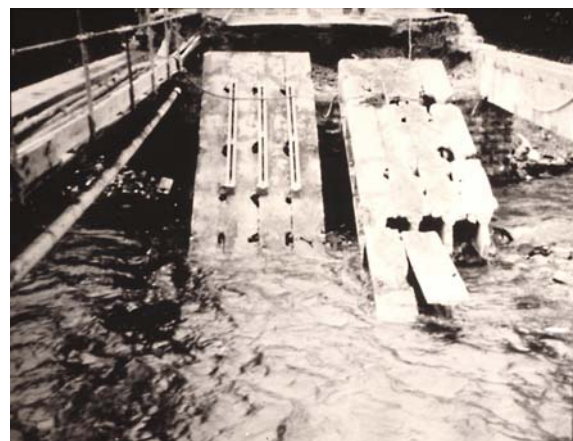
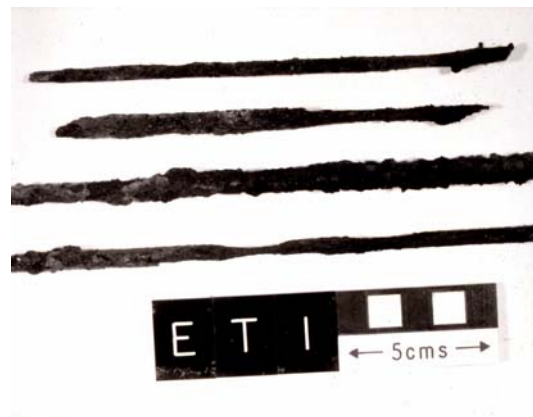


Bild 2.43 Ynis-y-Gwas-Brücke nach dem Einsturz 1985. Linkes Bild [PIARC 1999].

**Bild 2.44**

Karton-Umhüllung der Spannglieder in den Elementfugen bei der Ynis-y-Gwas-Brücke [PIARC 1999].

**Bild 2.45** Korrosionsschäden am Spannstahl bei der Ynis-y-Gwas-Brücke [PIARC 1999].

In den späten 1980er- und frühen 1990er-Jahren wurden bei etwa einem Dutzend weiterer Brücken erhebliche Korrosionsschäden entdeckt, die umfangreiche Instandsetzungen notwendig machten [Woodward 2001].

Nach dem Einsturz der Ynis-y-Gwas-Brücke 1985 und nachdem festgestellt werden musste, dass die Inspektion und Beurteilung des Zustandes der Vorspannung, insbesondere auch des Verfüllungsgrades, schwierig ist und Schäden eher zufällig entdeckt werden (können), sprach das britische Department of Transport 1992 ein temporäres Verbot gegen die Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei neuen Brücken aus [Matt 1994, Raiss 1995, Sommerville 1996, Woodward 2001]. In den folgenden Jahren wurden die Inspektionen bei vorgespannten Brücken verstärkt sowie grösseres Gewicht auf die Prüfungen auf der Baustelle und auf die vollständige Verfüllung der Hüllrohre von Spanngliedern gelegt. Parallel dazu begann eine Arbeitsgruppe der Concrete Bridge Development Group der Concrete Society die Grundlagen für eine neue Norm zu schaffen, damit das Verbot aufgehoben werden würde.

Das generelle Verbot wurde basierend auf den Empfehlungen der Concrete Society, Report No. 47 „Durable post-tensioned concrete bridges“ [Concrete 1996] anlässlich des FIP-Symposiums 1996 in London aufgehoben, es gilt aber nach wie vor für vorgefertigte Segmentbrücken mit innen liegenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wegen der als Schwachstellen betrachteten Fugen [ASBI 2000, Woodward 2001, Concrete 2002].

Im Rahmen der verstärkten Inspektion wurden mehrere Hundert vorgespannte Brücken untersucht [Woodward 2001]. Die **Tabelle 2.10** zeigt die Resultate. Trotz der vorhandenen Mängel und Schäden konnte doch festgestellt werden, dass der Zustand der Brücken insgesamt gut war.

Mangel oder Schaden, in % der untersuchten Stellen bei 447 Brücken					
Verfüllung der Spannglieder	Grösse der Hohlräume				
	keine	klein	mittel	gross	ganz leer
	56	14	9	9	12

	Korrosionsangriff				
	kein	gering	mittel	stark	sehr stark
	Korrosion am Spannstahl	48	42	7.7	0.7
Korrosion an der Verankerung	33.3	41.8	19.2	3.9	1.7

Tabelle 2.10 Ergebnisse der Inspektion von mehreren Hundert Brücken in Grossbritannien [Woodward 2001].

Belgien

Ende März 1992 stürzte in der Nähe von Gent (Belgien) die Brücke über die Melle ein (**Bilder 2.46 bis 2.49**) [Matt 1994]. Sie gehört zu einer Serie von 20 ähnlichen Brücken (Rahmenbrücken mit Druck- und Zugelementen in den Auflagerbereichen), welche als Sonderentwurf in den frühen 1950er-Jahren gebaut wurden. Korrosion an den unvollständig verfüllten Spanngliedern der Zugelemente, in die Wasser und Chloride von oben eindringen konnten, war die Ursache des Versagens. In [Matt 1994] sind weitere Details zum Bauwerk zu finden. In der Folge wurden die restlichen Brücken des gleichen Typs überprüft. Drei Brücken wurden danach gesperrt, bei einer wurde die Nutzlast reduziert. Bei einer der gesperrten Brücken waren 60% der Spannglieder durch Korrosion sehr stark geschädigt, ohne dass dies von aussen visuell oder mittels Radiographie oder Potenzialmessung festgestellt werden konnte. Die Schäden konnten nur durch das Freilegen der Spannglieder sichtbar gemacht werden.



Bild 2.46 Brücke über die Melle bei Gent, Belgien (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).

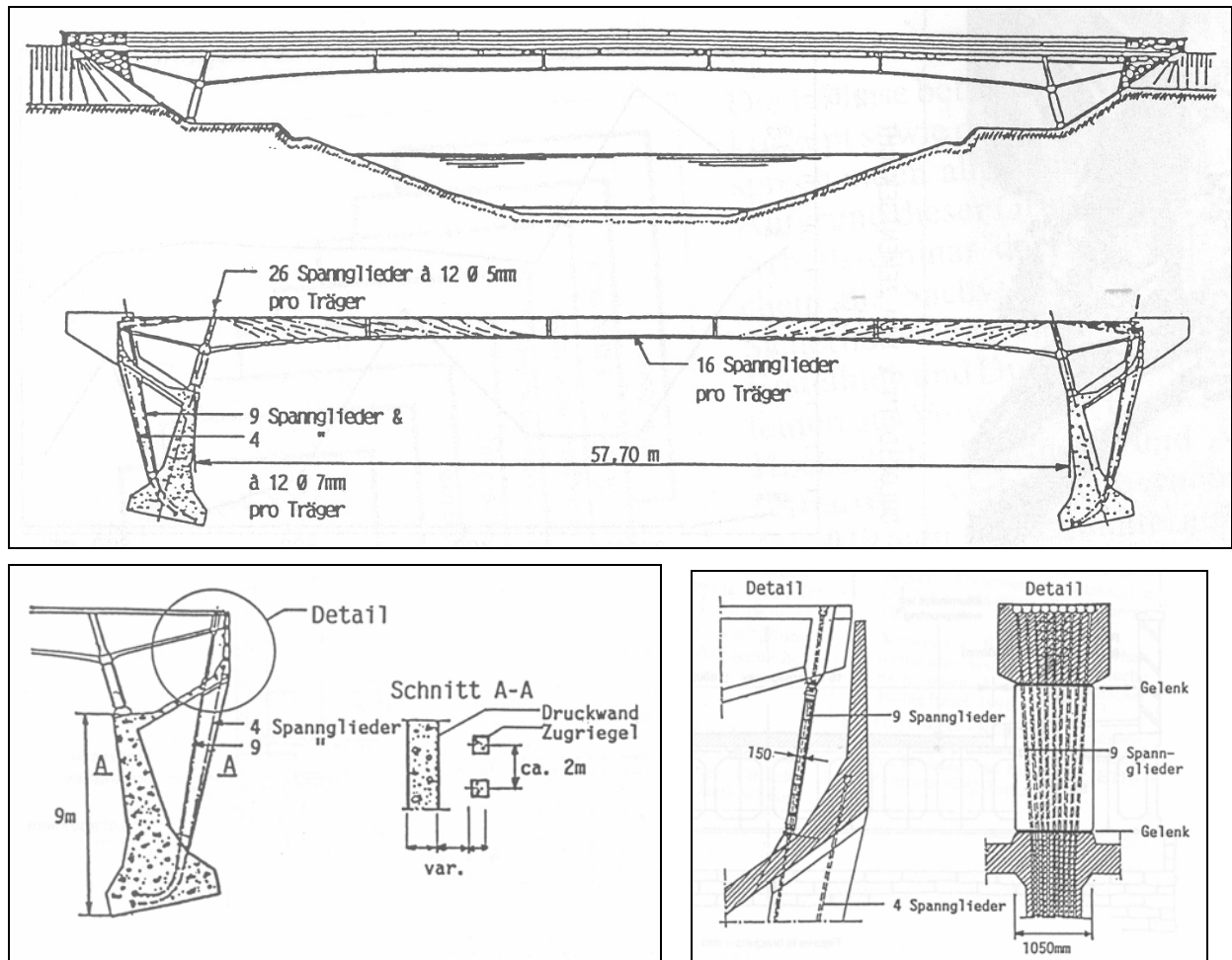


Bild 2.47 Details zur Konstruktion der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).



Bild 2.48 Details der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien, nach dem Einsturz (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).



Bild 2.49 Details zum Zustand der Spannglieder und Spannstähle der Brücke über die Melle bei Gent, Belgien, nach dem Einsturz (Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports).

Jugoslawien

Im Dezember 1999 stürzte ein Teil des schneebedeckten Daches einer 1970 als Skelettbau erstellten Fabrikhalle (112x82 m) in Novi Sad (Serbien-Montenegro) plötzlich ein (**Bilder 2.50 und 2.51**) [Bodi 2002]. Dabei versagte einer der Hauptträger. Personenschäden gab es keine.

Die 20.5 m langen Hauptträger bestanden aus drei einzelnen vorgefertigten Elementen, die über die Spannglieder mit nachträglichem Verbund zusammen gespannt wurden. Die Fugen zwischen den Elementen wurden nicht ausgegossen oder auf eine andere Art geschlossen ("dry butt-joined post tensioned beams"). Diese Technologie wurde in Jugoslawien in den 1960er-Jahren häufig eingesetzt.

Die Analyse des Einsturzes ergab Folgendes:

- Die verwendeten Baustoffe entsprachen den damaligen Vorgaben und zeigten keine besonderen Alterungserscheinungen.
- Das globale Sicherheitsniveau des Systems entsprach den damaligen und heutigen Normen.
- Die vorgespannte "trockene" Fuge der einzelnen Teile der Träger war bei voller Belastung unter Zugspannung, während die nationale Norm für solche Verbindungen eine Mindestdruckspannung von 1.5 N/mm^2 fordert.
- Die "trockenen" Fugen wurden mit hoch chloridhaltigem Mörtel ausgegossen, was zur Korrosion an den Spannstählen im Fugenbereich führte.
- Der Korrosionsschutz der Spannglieder in diesem Bereich (Gummirohr als Dichtung) alterte mit der Zeit stark.

- Wegen der ungünstigen Lage des Dachaufsatzes konnte Regenwasser in die Verbindungsstellen gelangen.

Die korrosiven Bedingungen in den Verbindungsstellen bewirkten, dass bei einer Fuge 3 von 8 und bei einer andern 4 von 8 Spanngliedern korrodierten. Die restlichen Spannglieder waren dann nicht in der Lage, die zum Zeitpunkt des Einsturzes vorhandenen Schneelasten zu übernehmen.

Die verbliebenen und gefährdeten Träger wurden mittels extern angeordneter Vorspannglieder verstärkt.

Es ist hier anzumerken, dass auch in andern Ländern für vorgespannte Bauten in der Vergangenheit oft Vergussmörtel mit korrosionsfördernden Bestandteilen verwendet wurde (gemäß [Bodi 2002] z.B. auch in Ungarn).

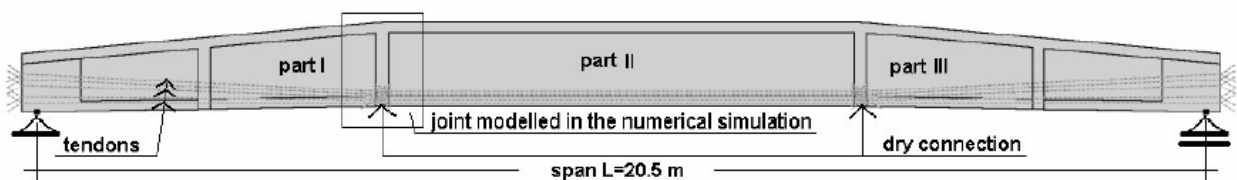


Bild 2.50 Fabrikhalle in Novi Sad, Jugoslawien (Baujahr 1970) und Ansicht an einen Träger [Bodi 2002].

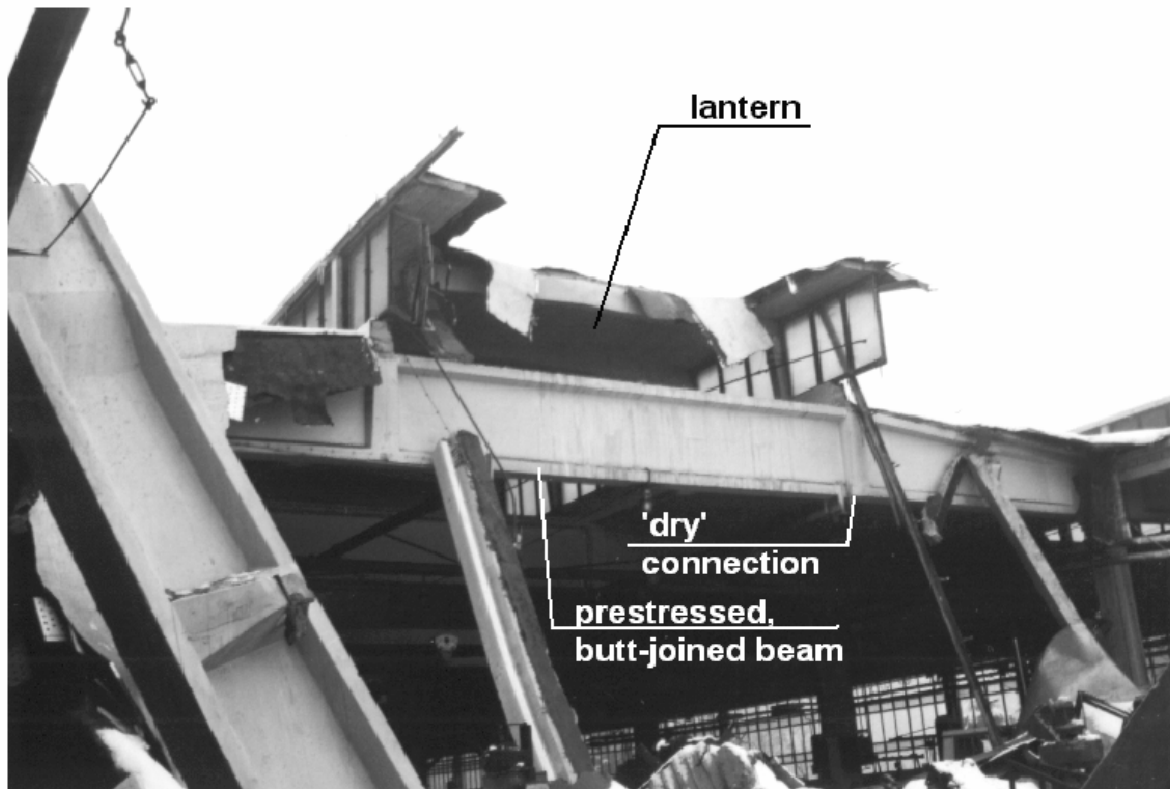


Bild 2.51 Einsturz der Fabrikhalle in Novi Sad, Jugoslawien (Serbien-Montenegro), 1999 [Bodi 2002].

Dänemark

In einer dänischen Studie über den Zustand von 51 vorgespannten Brücken in Dänemark [Henriksen 1998] kam man zu folgenden Schlussfolgerungen:

- Die Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund sind generell in einem befriedigenden Zustand
- Bei etwa 50% der untersuchten Hochpunkte waren die Spannglieder unvollständig verfüllt, bei vier Spanngliedern fehlte jegliches Füllgut.
- Die Korrosion des Hüllrohres und der Spanndrähte wird als wichtigste Schadenursache betrachtet.
- Das Fehlen von Schäden wird nicht als Indikator dafür genommen, dass die Spannglieder nicht Zerstörungserscheinungen unterliegen, sondern vielmehr als Zeichen, dass die korrosive Umgebung den Beton noch nicht erreicht hat.
- Die Dichtigkeit der Hüllrohre wird als kritisch erachtet. In einigen Fällen lagen die Spannstähe direkt am Hüllrohr an, was bedeutet, dass diese nicht im Füllgut eingebettet waren.
- Die durchgeführten Untersuchungen (vor allem der Hochpunkte und in einigen Fällen der Verankerungszonen) lässt keine Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit zu.
- Die zur Verfügung stehenden Untersuchungsmethoden sind ungenügend. Für die vorgestellten Arbeiten wurden neben der visuellen Beurteilung auch Öffnungen bis zu den Spanngliedern erstellt und die Endoskopie eingesetzt. Andere Methoden, wie z.B. Röntgenstrahlen, Ultraschall, Impact-Echo und akustische Emission werden als zu wenig aussagekräftig und als sehr teuer beurteilt.

Im Rahmen der theoretischen Überlegungen wurden in der genannten Arbeit unter der Annahme, dass das Hüllrohr undicht ist (wegen Chlorideintrag lokal durchgerostet oder wegen Verletzungen in der Bauphase, z.B. bei Kopplungen oder Verankerungen) drei mögliche Korrosionsfälle diskutiert:

- a) Hüllrohr vollständig verfüllt: Es entstehen lokale Korrosionsangriffe. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist wegen des grossen Flächenverhältnisses Kathode/Anode sehr hoch. Es kann Wasserstoff entstehen und zur Wasserstoffversprödung bei Spannstahl führen.
- b) Hüllrohr unvollständig verfüllt und mit Wasser gefüllt: Es entwickelt sich ein eher flächiger Korrosionsangriff. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist wegen der guten elektrischen Leitfähigkeit des Wassers hoch. Die einzelnen Drähte können innerhalb einer kurzen Zeit (<5 bis 10 Jahre) durchkorrodieren. Wasserstoffversprödung ist unwahrscheinlich, da der Wasserstoff neutralisiert wird.
- c) Hüllrohr ist nicht verfüllt und luftgefüllt: Es entwickelt sich ein flächiger Korrosionsangriff, ohne dass Anode und Kathode örtlich aufgetrennt werden. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird durch den Kontakt mit der schlaffen Bewehrung beschleunigt und ist abhängig vom Sauerstoffzutritt zum korrodierenden Stahl. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird beschränkt durch die verlangsamte Sauerstoffdiffusion durch den Beton. Galvanische Korrosion kann sich nicht entwickeln, da ein Elektrolyt zwischen der Anode und der möglichen Kathode fehlt. Wasserstoffversprödung ist nicht zu erwarten. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist tiefer als in den beiden anderen Fällen, darf aber nicht vernachlässigt werden.

Diese Situation ist eher theoretisch oder zumindest nur vorübergehend, ausser die Verletzungen bzw. Öffnungen im Hüllrohr sind während der Bauphase entstanden und der Beton ist trocken geblieben. Häufig dürfte das Hüllrohr wegen Korrosion undicht geworden sein und es kann sich daraus ein intensiver Korrosionsangriff entwickeln. Wenn der Hohlraum mit Wasser, das eventuell über andere undichte Stellen eindringen kann, gefüllt wird, ist die Korrosion langsam bis das Hüllrohr an dieser Stelle von innen durchrostet. Danach kann die Korrosionsgeschwindigkeit beachtlich ansteigen.

Aus diesen Überlegungen wurde geschlossen, dass

- der kritische Parameter die Dichtigkeit des Hüllrohres ist und weniger, ob das Hüllrohr vollständig verfüllt ist oder nicht.
- bei Zustandsuntersuchungen vorab Verankerungen, Fugen und Bereiche, in denen die Spannglieder nahe einer mit Chloriden beaufschlagten Oberfläche liegen, genau untersucht werden müssen.
- zum Schutze der Spannglieder besser das Wasser abgehalten wird als Nachinjektionen ausgeführt werden.
- mit der Verwendung von Kunststoffhüllrohren und der elektrischen Isolation der Spannglieder das Korrosionsrisiko deutlich reduziert werden kann.

J. Wouters [Wouters 1999] widersprach in einigen Punkten (Beurteilung des Einsatzes der Untersuchungstechniken, Beurteilung der Korrosion bei den drei dargelegten Korrosionsfällen, Wasserstoffempfindlichkeit der Spannstähle) den Ausführungen von Henriksen. Die Autoren dieses Berichts unterstützen die gemachten kritischen Anmerkungen von Wouters (siehe **Kapitel 2.7**).

Österreich

Bei der Almbrücke (Westautobahn A1) wurde festgestellt, dass ein Spannglied nicht verpresst war und etwa 30% der Spanndrähte gerissen waren [Geymayer 1984]. Als Ursache wurde wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion vermutet. Offenbar war das vorhandene Kondensationswasser hierfür ausreichend, da Chloride nicht in erheblichen Mengen vorhanden waren. Am kalt gezogenen Spannstahl aus diesem Spannglied wurde der Einfluss der Korrosionsnarben auf die mechanischen Eigenschaften untersucht. Sie wiesen eine geringere Bruchdehnung beim Zugversuch und geringere Dauerschwingfestigkeiten auf als Vergleichsproben mit ähnlichen Korrosionsnarben, aber ohne Einfluss einer Wasserstoffversprödung. Bei Dauerstandsversuchen mit dem FIP-Test zeigten die Stähle eine erhöhte Anfälligkeit für Spannungsrisskor-

rosion. Im Rahmen der Untersuchungen wurde auch die vorhandene Spannkraft gemessen (Messung der Dehnungsänderung mittels auf Spanndrähten angebrachten Dehnmessstreifen bei hoher Auflast).

Im Rahmen des Abbruchs konnte der Zustand der Spannglieder der Raacher Murbrücken detailliert untersucht werden [Geymayer 1987]. Die gemessenen wirksamen Vorspannkraften (trennen der Drähte) lag bei 90% des seinerzeit zulässigen Wertes (55% der Zugfestigkeit). Beim Abbruch wurde festgestellt, dass 5 bis 20% der Spannglieder nicht oder nur teilweise verfüllt waren. Die Hüllrohre waren teilweise angerostet, teilweise durchgerostet. Die Spannstähle wiesen neben leichten und flächigen Korrosionsangriffen auch vereinzelte bis zu 2 mm tiefe Korrosionsnarben auf. Die durchgeführten Dauerschwingversuche lieferten keine Anzeichen für eine Versprödung der Spannstähle.

In [Wicke 2002] wird im Rahmen der Abhandlung über die „Anwendung des Spannbetons“ auf die 1991 festgestellten Korrosionsschäden bei einem konzentrierten Spannglied (System Baur-Leonhardt) bei der Agerbrücke der Westautobahn A1, Objekt S 96, ein (Baujahr 1960/63) eingegangen. Schon bei der Wildbichler Innbrücke in Kufstein (Baujahr: 1966/69) war 1988 ein vergleichbarer Schaden aufgetreten [Waubke 1991, Wicke 1996, 1998, PIARC 1999, 2001]. Dort ergaben sich die folgenden Erkenntnisse:

- Korrosion kann im Kern des konzentrierten Spannglieds ablaufen, ohne dass dies von der Oberfläche des Spannstrangs aus festgestellt werden kann.
- Erst nachdem etwa ein Drittel der Litzen gebrochen war, zeichnete sich der Schaden durch Bildung eines klaffenden Risses im umhüllenden Beton ab.

Auf Grund dieser Erkenntnisse wurde die Agerbrücke mit externen Spanngliedern verstärkt, wobei vom Ausfall von 25% der bestehenden Vorspannung ausgegangen wurde. Die Kufsteinbrücke wurde in der gleichen Art instand gesetzt.

Die umfangreichen Untersuchungen an ausgebauten Litzen (\varnothing 9.3 mm mit 7 Drähte \varnothing 3.0 bis 3.2 mm, Stahl 1670/1870) von der Wildbichler Innbrücke ergaben, dass Korrosionsnarben vorab die Gleichmassdehnung und die Zugfestigkeit reduzieren. Streckgrenze, E-Modul und Dauerschwingfestigkeit werden hingegen deutlich weniger bzw. erst durch einen starken Korrosionsangriff beeinflusst [Waubke 1991]. Die Schäden an den Spanngliedern wurden durch chloridhaltiges Wasser, das durch die Fahrbahnplatte (undichte Rohrdurchführungen und Einstiegsöffnungen sowie Risse) eindringen konnte, verursacht.

Von [Eichinger 2000a,b, 2001] wurden die Ergebnisse einer umfangreichen Studie an zehn etwa 30- bis 50-jährigen Brücken der Stadt Wien vorgestellt. Dabei stand die Frage nach dem Verfüllungsgrad der Hüllrohre im Vordergrund. Im Rahmen der Arbeiten wurden an über 10'000 Stellen die Hüllrohre von 10 Brücken lokal geöffnet und der Verfüllungsgrad und der Feuchtigkeitszustand der Spannglieder sowie der Korrosionszustand der Spannstähle ermittelt. Für die Vorspannung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 26 oder 32 mm (Brücken Nr. 1, 2, 7 und 9) und/oder Drähte (Brücken Nr. 3, 4, 5, 6, 8, 9 und 10) verwendet. Die Ergebnisse sind in den **Bildern 2.52 bis 2.54** dargestellt.

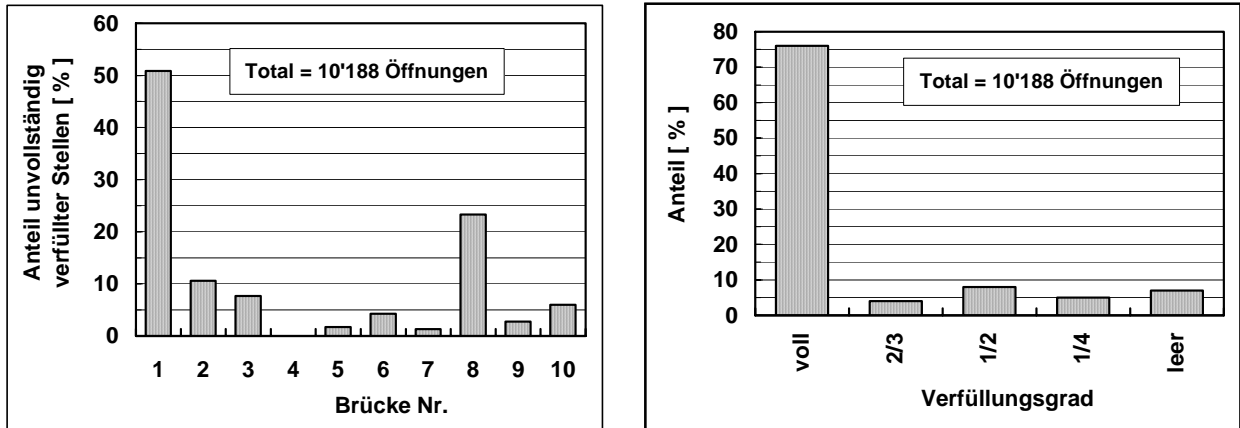


Bild 2.52 Anteil an unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen der einzelnen Brücken (links) und anteilmässige Verteilung des Verfüllungsgrades bei den geöffneten Stellen (rechts) [Eichinger 2000a].

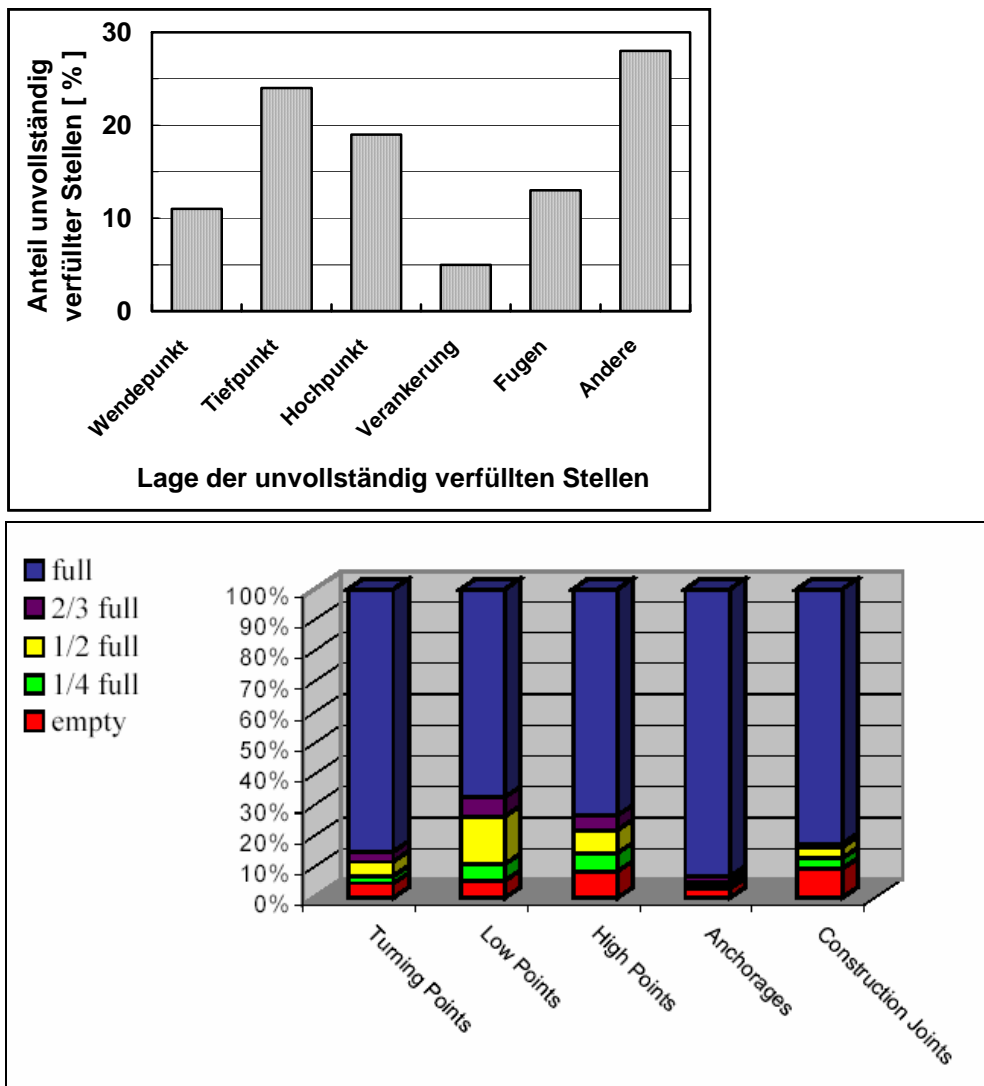
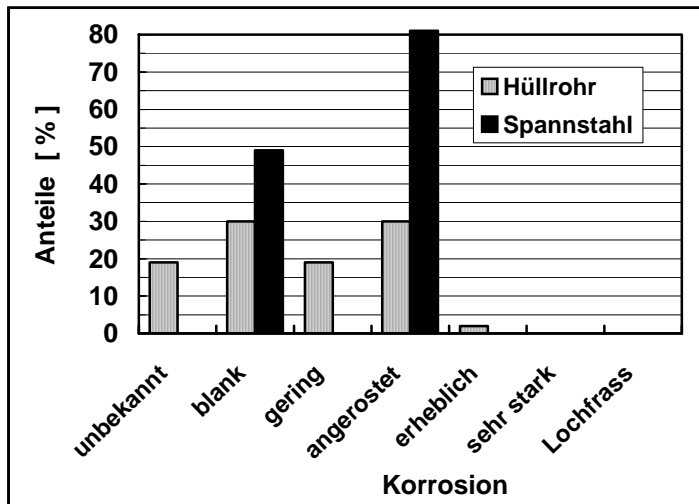


Bild 2.53 Lage der unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen der einzelnen Brücken (oben) und anteilmässige Verteilung des Verfüllungsgrades bei den verschiedenen Lagen (unten) [Eichinger 2000a].

**Bild 2.54**

Korrosionszustand der Hüllrohre und des Spannstahls bei den unvollständig verfüllten Stellen in % der Anzahl Öffnungen [Eichinger 2000a].

Aus den Resultaten konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

- Abgesehen von der Brücke Nr. 1 (Baujahr 1956, eine der ersten vorgespannten Brücken in Österreich) und 8 (Baujahr 1973) war der Anteil der gefundenen Stellen mit unvollständiger Verfüllung der Spannglieder um oder unter 10%.
- Der Verfüllgrad der unvollständig verfüllten Stellen reichte von 3/4 bis Null.
- Hoch- und Tiefpunkte wiesen neben Fugen einen relativ hohen Anteil an unverfüllten Stellen auf. Vollständig leere Hüllrohre wurden bei 7% der Öffnungen angetroffen.
- Bei den Spanngliedern wurden nur 3 Stellen mit erhöhter Feuchtigkeit bzw. Wasser gefunden.
- Hüllrohre und Spannstahl zeigten in keinem Fall gravierende Korrosion oder Lochfrass.
- Der Zustand der Vorspannung wurde generell als gut beurteilt.

USA

Aus den USA ist lediglich der Einsturz eines etwa 24 m langen Teilstücks einer im Sommer 1995 gebauten Fussgängerbrücke in Concord, North Carolina, am 21. Mai 2000 bekannt geworden [Concrete 2002, Int 2004a]. Dabei wurden mehr als 100 Personen verletzt (**Bild 2.55**). Die Ursache wurde dem CaCl_2 -haltigen zementösen Füllgut zugeschrieben, das für das Verschiessen von Öffnungen im Bereich der Umlenkung der im Spannbett vorgespannten Spannstähle verwendet wurde. Es ist unklar, warum CaCl_2 , das früher oft als Beschleuniger verwendet und wegen der dadurch ausgelösten Korrosionsschäden in den meisten Ländern verboten wurde, damals noch zum Einsatz kam. Offenbar gab es keine Inspektion bzw. Überwachung der Brücke, die im privaten Besitz war. Weitere Details zum Einsturz liegen nicht vor.



Bild 2.55

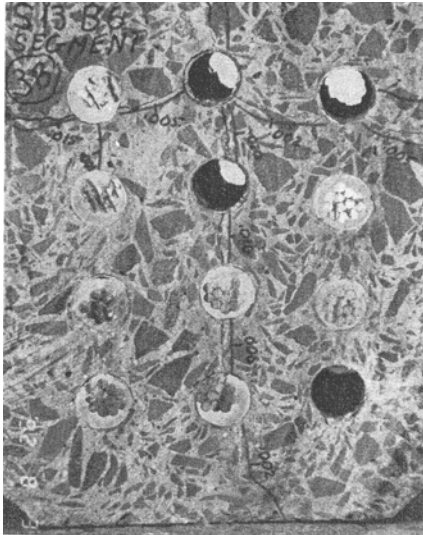
Bilder der eingestürzten Fussgängerbrücke in Concord, North Carolina [Int 2004a] und korrodierte Litzen [Int 2004j].

Gemäss einer Studie weisen nur etwa 3% der vorgespannten Brücken in den USA strukturelle Mängel auf [Freyermuth 2001]. Dieser Anteil ist wesentlich kleiner als jener der Stahlbeton- oder Stahlbrücken. Die meisten Staaten der USA hatten bis anhin noch keine erheblichen Probleme mit der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern bei Brücken.

Einer der wenigen ausführlichen Untersuchungsberichte aus den USA betrifft die 1957 erbaute Brücke über den Connecticut River, die wegen erheblichen Korrosionsschäden an der Vorspannung nach 35 Jahren Betrieb abgebrochen werden musste. Beim Abbruch konnten detaillierte Abklärungen durchgeführt werden [Schupack 1994b]. Folgende Beobachtungen wurden gemacht (**Bild 2.56**):

- Mängel bei der Verfüllung der Hüllrohre, Hüllrohre teilweise vollständig unverfüllt
- erhebliche Korrosionsschäden an den Spannstähen und Spannstaahlbrüche in den Bereichen, wo das zementöse Füllgut Chloride enthielt. Dies führte auch zu Rissen entlang der Spannglieder.
- Risse in den Balken in jenen Bereichen, wo Wasser in unverfüllten Spannkäneln gefrieren konnte.
- Korrosionsschäden an den Spannstähen im Bereiche von Rissen bei Wasserzutritt (vorab bei Tiefpunkten von unverfüllten Hüllrohren).

Überraschend war, dass an der Betonoberfläche kaum Anzeichen für die teilweise sehr erheblichen Korrosionsschäden an den Spanngliedern vorhanden waren.

**Bild 2.56**

Schnittfläche eines Trägers mit Vertikal- und Horizontalriss durch unverfüllte Hüllrohre (Drähte herausgezogen) [Schupack 1994b].

Bei der Sunshine Skyway Bridge in der Tampa Bay an der Westküste von Florida, USA, traten ganz erhebliche Schäden an der Vorspannung auf. Hierzu liegen sehr umfangreiche Berichte mit mehreren hundert Seiten [Parsons 2002] und mehrere zusammenfassende Darstellungen vor [Theryo 2002, Freyermuth 2001].

Die Sunshine Skyway Bridge wurde 1987 eröffnet und weist eine Länge von 6'600 m auf (**Bilder 2.57 und 2.58**). Sie besteht aus einer Schrägseilbrücke (1'219.50 m), hoch liegenden (1'481.70 m) und tief liegenden Rampen (3'969.50 m). Als Konstruktionsmaterial wurden Stahlbeton und Spannbeton mit direktem und nachträglichem Verbund eingesetzt. Die Schrägseile bestehen aus Litzen in ausinjizierten Stahlrohren.

Die Schäden traten an den vertikalen Spanngliedern der Stützen auf. Die Zwillingstützen bestehen aus zwei Teilen. Der untere Teil ist auf acht Beinen abgestützt. Der obere Teil ist als Hohlkasten ausgebildet, welcher mit Fertigelementen erstellt und mit Spannglieder zusammen gespannt wurden (**Bild 2.58**). Die Spannglieder verlaufen teilweise innen liegend (im unteren dickeren Teil der Wand) und teilweise aussen liegend (im oberen dünneren Teil der Wand).

Die Spannglieder sind U-förmig und bestehen aus 12, 17 und 18 Drähten \varnothing 12.7 mm in einem Hüllrohr aus glattem Polyethylen (\varnothing 75 mm). Im innen liegenden Bereich wurden sie in einem gewellten Polyethylenrohr mit einem Durchmesser von 125 mm geführt, das einbetoniert wurde. Sowohl das Spannglied wie auch der Ringspalt zwischen dem Spannglied und dem äusseren Rohr wurden mit zementösem Füllgut verfüllt. Die Spannglieder wurden auf dem Stützenkopf verankert.

**Bild 2.57** Ansichten der Sunshine Skyway Bridge in der Tampa Bay, Florida [Theryo 2002].

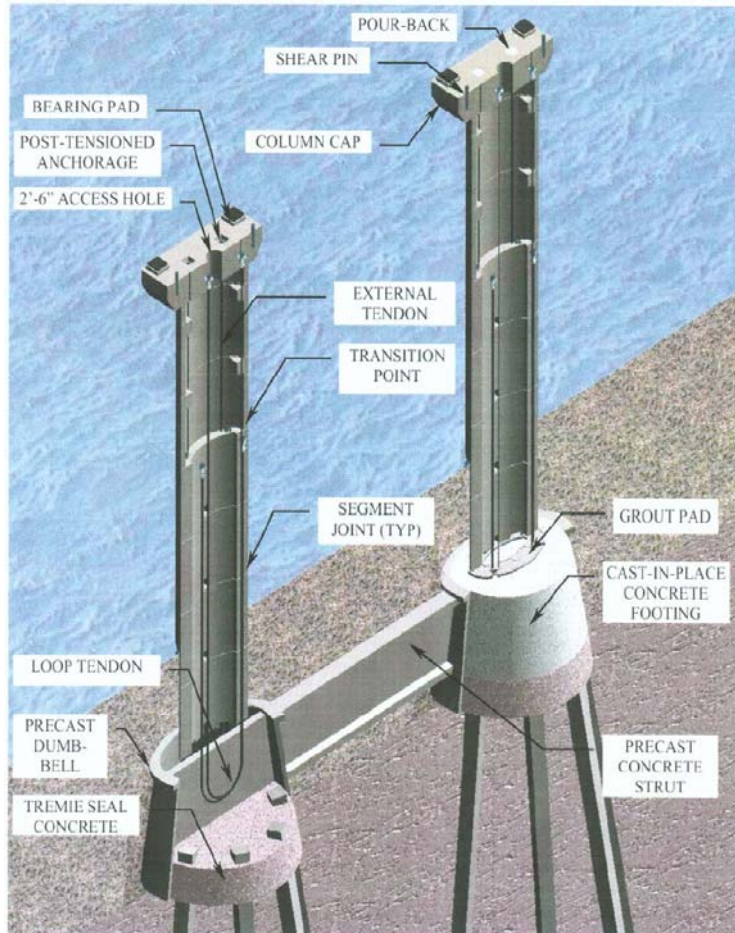


Bild 2.58

Details zu den Zwillingssäulen der Sunshine Skyway Bridge [Theryo 2002].

Im Sommer 2000 wurden bei einer Inspektion starke Korrosionsangriffe bei einer von über 70 Säulen festgestellt. Bei einem der vier Spannglieder dieser Säule waren 11 von 17 Drähten direkt unterhalb des Säulenkopfes vollständig durchkorrodiert (**Bild 2.59**). Bei einem anderen Spannglied wurden zwar starker Lochfrass, aber keine durchgerosteten Spanndrähte beobachtet. Bei beiden Spanngliedern waren die Kunststoffhüllrohre in den Zonen mit Korrosion gerissen. Untersuchungen zeigten, dass 28 Säulen stark durch Korrosion gefährdet waren. Die meisten dieser Säulen waren teilweise über einen unbekanntem Zeitraum mit chloridhaltigem Wasser unbekannter Herkunft gefüllt.



Bild 2.59 Korrosion an den Spannstählen direkt unterhalb des Säulenkopfes (links) und im Bereich der Trompete (rechts) bei der Sunshine Skyway Bridge [Theryo 2002].

Die Schäden an dieser Stütze lösten eine umfassende Zustandsuntersuchung sowie eine eingehende statische Überprüfung aus. Im Rahmen der Phase 1 wurden an der erwähnten stark geschädigten Stütze äusserst detaillierte Untersuchungen durchgeführt, bevor diese mit Stahlbeton (unter Verzicht auf die bestehende Vorspannung) instand gesetzt wurde (Juni 2001).

In der Phase 2 wurden ein Untersuchungskonzept für die restlichen Stützen ausgearbeitet und die vorhandenen Resultate aufgearbeitet sowie Überlegungen zu den Korrosionsmechanismen angestellt. In der Phase 3 wurden die Untersuchungen vor Ort durchgeführt. Kritische Bereiche wurden im Stützenkopfbereich wie auch im aussen und innen liegenden Bereich der Spannglieder gefunden. Basierend auf den folgenden Kriterien wurde die Gefährdung der Stützen beurteilt:

- Wasser im Innern der Stützen
- Leckstellen in den Elementfugen in der Nähe der Spannglieder
- möglicherweise aktive Korrosion
- unverfüllte Hüllrohre im untersten vorgefabrizierten Stützelement
- stark gerissene Hüllrohre oberhalb des Übergangs von dicken zum dünnen Wandteil
- mögliche Verfüllungsmängel auf Grund der Bauprotokolle.

Im Folgenden sind die Lehren aus diesem Schadenfall sowie die daraus abgeleiteten Empfehlungen gemäss [Theryo 2002] zitiert. Sie enthalten ganz wesentliche Aussagen.

Erkenntnisse

Aus den Ergebnissen ergaben sich wichtige Erkenntnisse. Diese können auch für ähnliche Systeme angewendet werden und sind im Folgenden zusammengefasst (Zitat in Originalsprache):

- 1) Designers shall recognize the environmental impact to corrosion vulnerability of all primary structural support systems under consideration, especially for those that are identified as critical components in aggressive environments.
- 2) Construction methods, provisions, and testing must be developed and subjected to comprehensive corrosion prevention and constructability reviews to ensure the design requirements can be delivered.
- 3) Special analytical and inspection methods, and corrosion detection systems must be specified during and after construction to ensure materials specifications are met and to facilitate early detection and arrest of corrosion for the lifetime of the structure.
- 4) Historical data must be accurately and completely documented to facilitate the analysis and repair of deficiencies.
- 5) The designer must provide for structural and corrosion prevention redundant systems and for the efficient replacement of deficient components during and after construction.
- 6) Criteria and construction methods designed to accelerate construction or reduce costs shall not compromise the required structural durability.
- 7) Owners, code authors and designers shall develop and implement comprehensive design, construction, and maintenance strategies.
- 8) Double duct arrangement (primary smooth PE duct in corrugated secondary PE duct) does not provide a better corrosion protection as expected. In addition, field test also indicated that the duct system did not provide sufficient transfer bond length as expected in internal tendon.

If current technology is not available, or it is not cost effective or practical to provide for the requirements emanating from the lessons listed above, the designers must avoid specifying vertical post-tensioned precast columns in aggressive environments.

Empfehlungen

Die folgenden Empfehlungen wurden aus den Ergebnissen und den Erkenntnissen der Untersuchungen abgeleitet und sollen dazu dienen, die Dauerhaftigkeit von ähnlichen Bauten in Zukunft zu erhöhen (Zitat in Originalsprache):

- 1) No precast concrete hollow column section should be specified below the waterline.
- 2) No PT tendons should be located in columns below the highest water splash zone elevation.
- 3) Grouting operation for vertical tendons should be carefully planned, tested and monitored. Stage and vacuum grouting should be specified in the upper section of tendons in combination with a pressurized sealed PT system and zero bleed grout.
- 4) Provide multiple levels protections at anchorages, including permanent grout cap, epoxy material pour-back and polymer coating over the pour-back.
- 5) The impact of construction methods to the corrosion vulnerability of PT system should be thoroughly analyzed and designed for, especially for critical elements in aggressive corrosive environments.
- 6) PT redundancy system or practical replacement capabilities should be incorporated.
- 7) Corrosion detection methods should be included during the construction and service life of the structure.

Gemäss [Powers 2002] wurde von der amerikanischen Federal Highway Administration 1989 eine Studie zum Verhalten von zementösem Füllgut für Spannglieder in Auftrag gegeben. Im 1993 erschienenen Bericht wurde festgehalten, dass das konventionelle Füllgut zu starkem Bluten neigt und dies zu Korrosion an den Spannstählen führen kann.

Eine Publikation von Aktan [Aktan 2002] enthält einen Überblick über die verschiedenen Arten und das Baujahr der insgesamt etwa 2'650 vorgespannten Brücken in Michigan, USA. Von den etwa 700 Brücken mit Längsträgern wurde etwa die Hälfte zwischen 1960 und 1970 gebaut. Pro Jahr werden heute etwa 10 Brücken ersetzt. Während früher bei jedem Feld Dehnungsfugen angeordnet wurden, ist man seit einigen Jahren zur durchlaufenden monolithischen Bauweise übergegangen, da sich die vorhandenen Fugen als eigentliche Schwachstellen herausstellten. Mangelnder Unterhalt und abfliessendes chloridhaltiges Wasser verursachten Korrosionsschäden an den Trägern (**Bild 2.60**). Die Korrosion an den Trägerenden wurde durch Risse im Beton gefördert bzw. ausgelöst. Die Risse entstanden wegen nicht funktionierender Lager aber auch bereits während der Herstellung und des Transports der Träger.

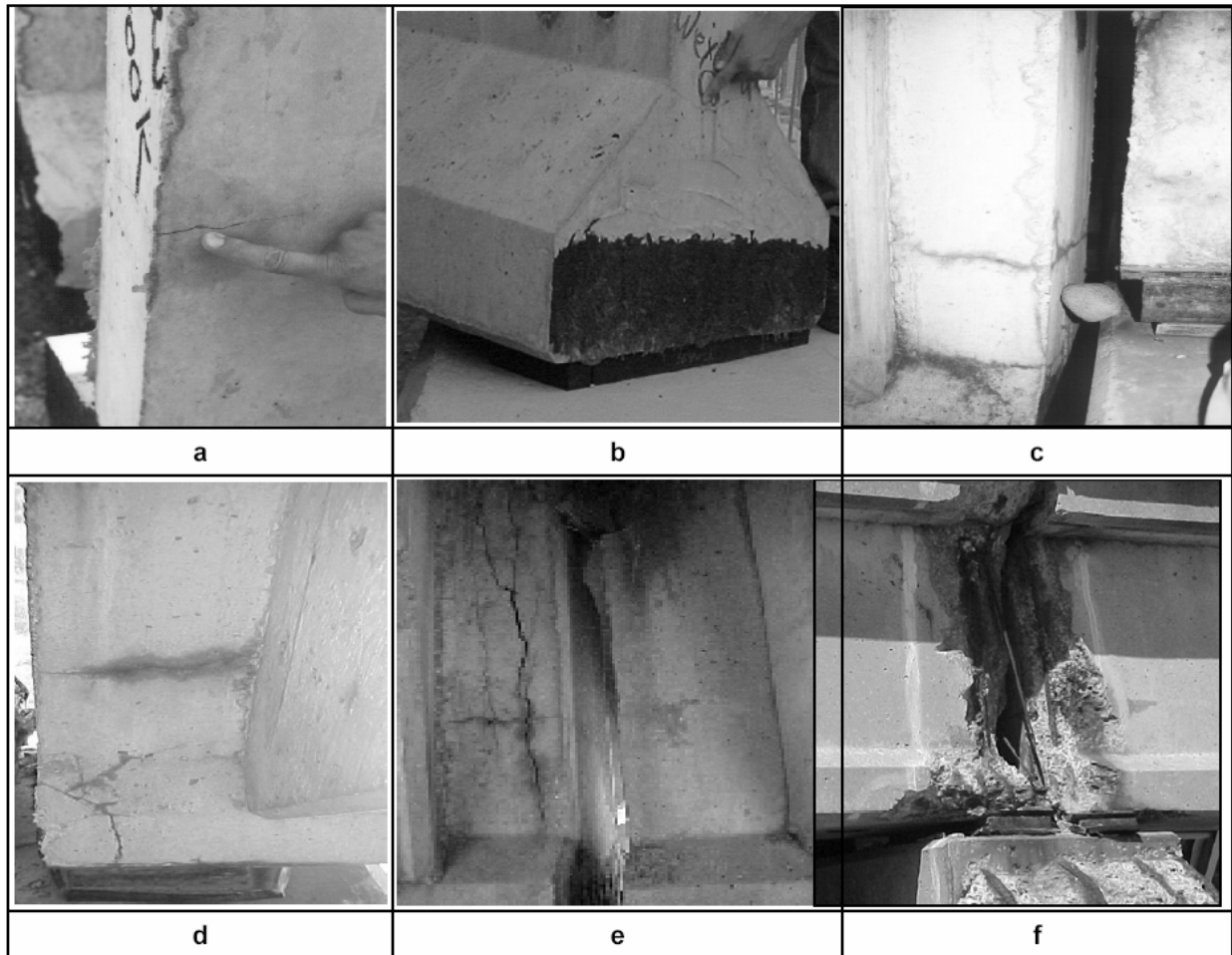


Bild 2.60 a) Gerissener Träger im Elementwerk, b) und c) Risse im Bereich des unteren Flansches, d) Feuchtigkeitsspuren im Stegbereich, e) Ablösungen und Abplatzungen, f) Abplatzungen und frei liegende Bewehrungsstäbe [Aktan 2002].

Im Rahmen des Brückenmanagements werden die Brücken alle 2 Jahre visuell begutachtet. Für die weitere Untersuchung wurden die Berichte der Brücken mit Längsträgern ausgewertet. Es ergab sich Folgendes:

- Von den 499 Brücken gab es bei 263 Brücken Träger mit Rissen im Endbereich (alle Arten von Rissen).
- Bei 109 Brücken waren Korrosionssprengrisse und Rostspuren bei Trägern vorhanden.
- Bei 40 Brücken wiesen Träger wohl Rostspuren, aber keine Korrosionssprengrisse auf.

In einem nächsten Schritt wurden 20 Brücken mit 750 einzelnen Trägern als repräsentative Stichprobe für eine detaillierte Zustandserfassung ausgewählt. Aus **Bild 2.61** kann Folgendes entnommen werden:

- Nur wenige Träger sind frei von Rissen. Dies gilt für junge und alte Brücken.
- Ältere Brücken weisen häufiger Risse und Korrosion sowie Abplatzungen auf als jüngere.
- Auf Grund der zeitabhängigen Entwicklung der Korrosionsschäden muss man annehmen, dass die jüngeren gerissenen Trägerenden früher oder später auch Korrosionsschäden aufweisen werden (ungefähr 20 bis 30 Jahre).

In Abhängigkeit vom Zustand der Träger steht eine bestimmte Auswahl von Instandsetzungsmaßnahmen zur Verfügung. Dazu gehören u.a. die elektrochemische Realkalisierung und Chloridentfernung oder der kathodische Schutz. Die Kosten belaufen sich auf etwa 35 bis 70% des Ersatzes.

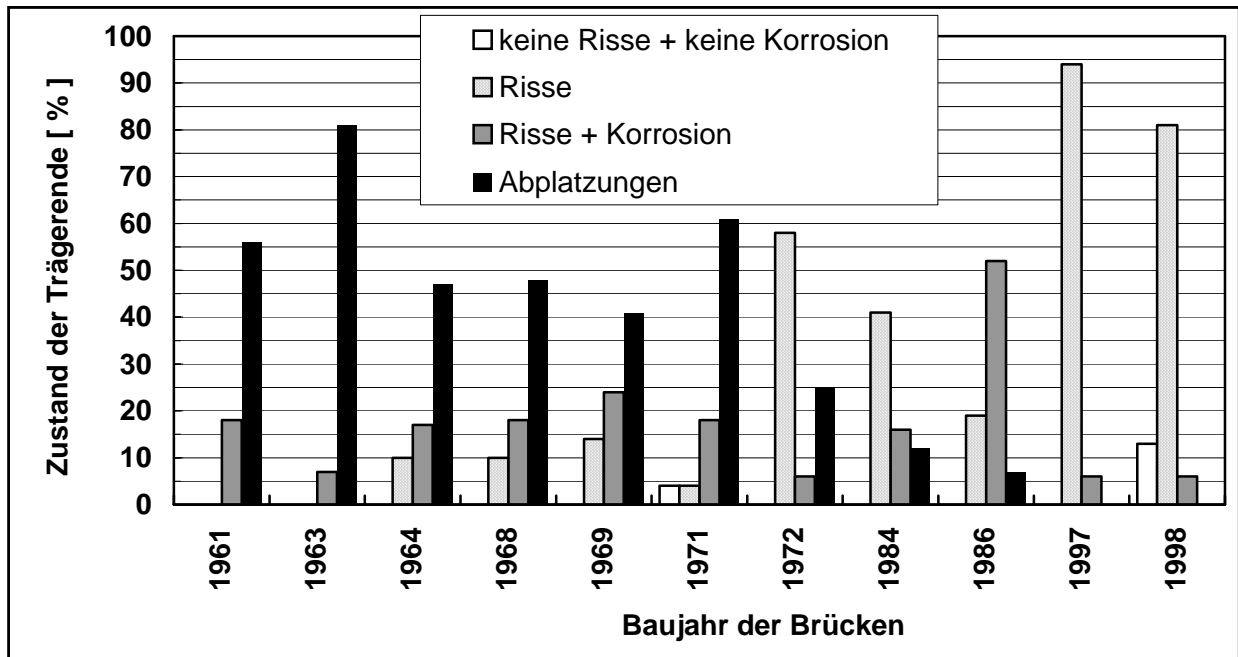


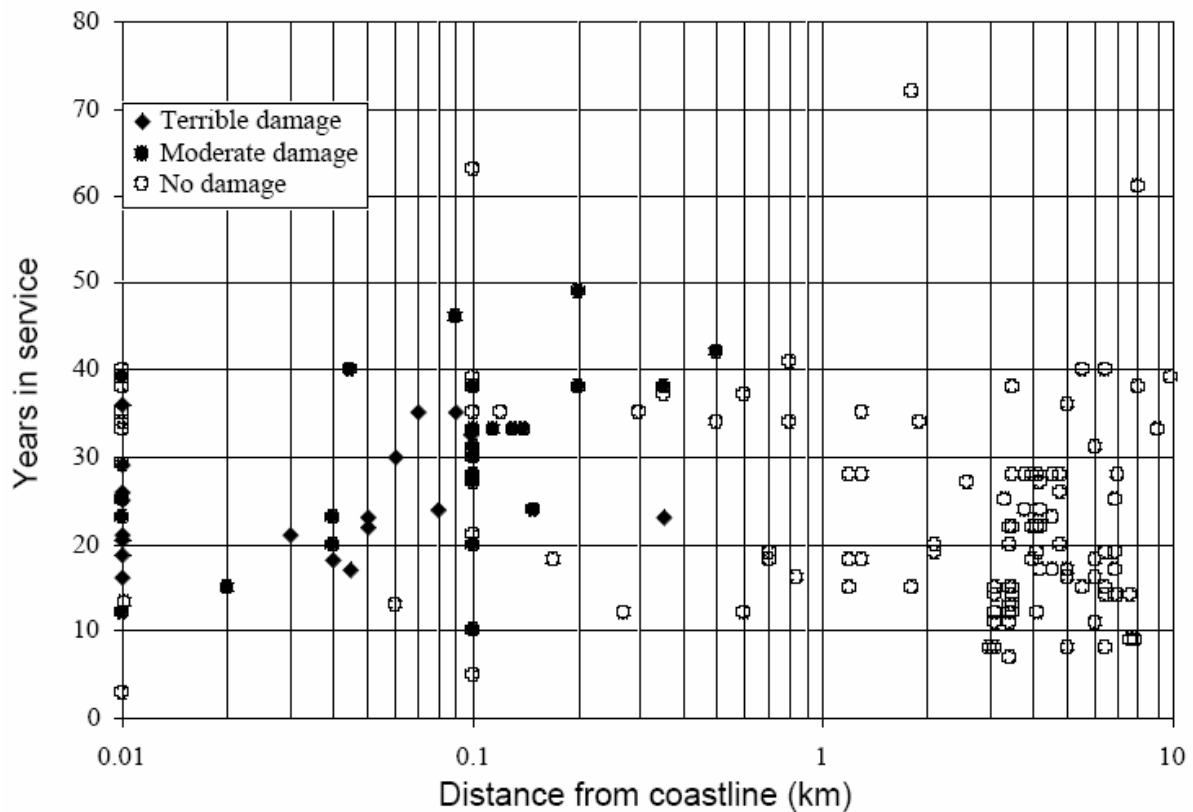
Bild 2.61 Korrosionszustand der Trägerenden von 20 Brücken in Michigan [Aktan 2002].

Zum Thema Segmentbrücken liegt eine Publikation des National Research Council vor [NCHRP 1998]. Darin sind die in Grossbritannien und den USA gemachten Erfahrungen zusammengefasst. In einer Publikation des American Segmental Bridge Institute [ASBI 2000] werden Empfehlungen für das Verpressen von Spanngliedern gemacht.

Japan

Gemäss [PIARC 1999] gab es in Japan zwei Brückeneinstürze, die leider nicht öffentlich dokumentiert sind. Es liegen jedoch verschiedene Berichte über Schäden an vorgespannten Brücken vor. In einigen Fällen mussten die Brücken ersetzt werden, wobei bei mehrheitlich die chloridinduzierte Korrosion die Schadenursache darstellte [Mutsuyoshi 2004]. Wegen der hohen Kosten für die Instandsetzung und Verstärkung werden stark geschädigte Brücken zunehmend durch Neubauten ersetzt. Brücken in Meeresnähe erwiesen sich als besonders gefährdet (Verwendung von Meersand für die Betonherstellung, salzhaltiger Sprühnebel) [Mutsuyoshi 2004] (**Bild 2.62**). Kondo berichtet über drei Mitte der 1960er-Jahre in Meernähe erbaute Brücken in der Niigata-Präfektur, die 1982 wegen chloridinduzierter Korrosionsschäden mittels externer Vorspannung (Spannglieder, Stahl- oder glasfaserverstärkten Kunststofflamellen) instand gesetzt wurden [Kondo 2002]. Die 1996 durchgeführte Zustandserfassung brachte erneut diverse Mängel an den Tag.

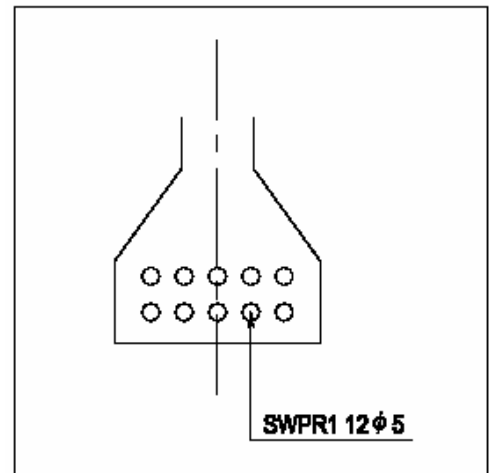
Bei der Oyakawa-Brücke (**Bild 2.62**) wurden an einem Träger 2 bis 3 m lange Risse mit einer Rissbreite bis 20 mm auf der Oberseite des unteren Flansches sowie Längsrisse und Abplatzungen festgestellt. Die Ursache hierfür waren gebrochene Spanndrähte der im Spannbett hergestellten Träger (2x5 Spannglieder mit je 12 Drähten \varnothing 5 mm). Bei einzelnen Trägern waren in der unteren Lage bis 50% aller Drähte gebrochen, bei der oberen Lage sogar bis 70%.



a)



b)



c)

Bild 2.62 a) Einfluss der Distanz zur Meeresküste und des Alters auf das Schadenausmass bei vorgespannten Brücken [Mutsuyoshi 2004], b) Untersicht der Oyakawa-Brücke und c) Lage der Vorspannglieder (links) [Kondo 2002].

Bei der Koyakawa-Brücke zeigten sich Schäden an den Stahllamellen und ein über weite Strecken verloren gegangener Verbund. Bei den faserverstärkten Kunststofflamellen wurden Längsrisse beobachtet. Bei mehreren Trägern waren viele Spanndrähte durch Korrosion stark geschädigt. Bei der unteren Lage (5 Spannglieder mit je 12 Drähten \varnothing 5 mm) waren bis zu 56% der Drähte gebrochen und bei der mittleren Lage (3 Spannglieder) bis zu 67%. Bei der oberen Lage mit einem Spannglied waren alle Drähte noch intakt.

Die Araiso-Brücke war im Vergleich zu den beiden anderen Brücken 1982 in einem deutlich besseren Zustand. Massnahmen waren damals nicht notwendig. 1997 wurden bei der Untersuchung an den Spanngliedern (2x5 Spannglieder mit je 12 Drähten \varnothing 5 mm) in der unteren und oberen Lage bis zu 30% gebrochene Drähte gefunden.

Die Oyakawa- und die Koyakawa-Brücke wurden nach der konventionellen Instandsetzung der Betonschäden mit externen Spanngliedern und mit kohlefaserverstärkten Kunststofflamellen verstärkt, um deren Gebrauchstauglichkeit bis zur Fertigstellung der neuen Brücken sicherzustellen. Gleichzeitig wurden Massnahmen ergriffen, um das Oberflächenwasser von den Trägern fern zu halten.

Bei der Araiso-Brücke wurden die Betonschäden ebenfalls konventionell behoben. Im Weiteren wurden externe Vorspannglieder angebracht und der untere Flansch mit Einzelanoden aus Titan kathodisch geschützt.

Ähnliche Schäden an zwei anderen Brücken (Kuretsubo-Brücke, Yamagata, und Higashiosaka-Route, Osaka) sind in [PIARC 1999] beschrieben.

Die Masuhoro-Brücke auf Hokkaido – etwa 70 vom Meer entfernt – wurde 1957 erbaut. Die drei T-Träger wurden mit 5 Spanngliedern (4x mit 16 und 1x mit 24 Litzen) vorgespannt [Ohta 1992]. Als 1977 bis 7.5 mm breite Längsrisse entlang der Spannglieder festgestellt wurden, musste die Brücke instand gesetzt werden. Die Ursache für die Risse war Wasser, das in die unvollständig verfüllten Hüllrohre eindringen und dort gefrieren konnte. Die Brücke wurde 1990 durch eine breitere Brücke ersetzt. Im Rahmen des Abbruchs wurden detaillierte Untersuchungen durchgeführt. Dabei zeigte es sich, dass die vormaligen Verstärkungsmassnahmen (aufgeklebte Stahlplatten und glasfaserverstärkter Kunststoff) nicht fachgerecht durchgeführt und nicht dauerhaft waren.

In [Mutsuyoshi 2001] werden die Ergebnisse einer umfangreichen Untersuchung über die Qualität der Verfüllung bei 84 Brücken (Baujahr: 1962 bis 1985) mit längs und quer vorgespannten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund dargestellt (total 340 Längsträger mit 620 Spanngliedern) (**Tabellen 2.11 und 2.12**).

Aspekt	Anzahl	Zustand der Verfüllung, %				
		A	B	C	D	E
Lage der Spannglieder						
in Längsträgern	620	69	16	8	4	3
in Querträgern	325	51	25	15	3	6

Spannglied mit						
Drähten	k.A.	69	15	8	5	3
Litzen	k.A.	72	23	5	0	0
Total		69	16	8	4	3

Lage der Verankerung						
Endbereich	k.A.	64	21	11	2	1
oben	k.A.	74	10	4	6	5
Total		69	16	8	4	3

Länge der Träger						
<15 m	k.A.	77	20	3	0	0
15 bis 19 m	k.A.	80	11	2	6	2
20 bis 24 m	k.A.	67	15	9	5	5
25 bis 29 m	k.A.	67	16	10	4	3
>30 m	k.A.	68	20	8	3	3

Alter (1966 bis 1985)		50 - 100	0 - 38	0 - 25	0 - 25	0 - 7
------------------------------	--	----------	--------	--------	--------	-------

Durchmesser des Hüllrohres, mm						
35	k.A.	65	19	6	5	4
45	k.A.	69	14	8	5	3
57	k.A.	50	50	0	0	0
65	k.A.	94	6	0	0	0
70	k.A.	63	29	7	0	0

Verhältnis Spann Stahl- zu Hüllrohrquerschnitt, %						
44	k.A.	94	6	0	0	0
38	k.A.	63	29	7	0	0
36	k.A.	50	50	0	0	0
29	k.A.	69	14	8	5	3
24	k.A.	65	19	6	5	4
15	k.A.	100	0	0	0	0

Tabelle 2.11 Einflüsse auf den Zustand der Verfüllung bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund [Mutsuyoshi 2001]. Resultate der Untersuchung mit Röntgenstrahlen.

A Verfüllung ohne Fehler
 B Verfüllung mit einzelnen Hohlstellen
 C ungeeignetes Füllgut
 D unvollständige Verfüllung
 E kein Füllgut

Quervorspannung	Anzahl	Zustand der Verfüllung, %		
		A	D	E
Spannglieder in Querträgern	533	69	23	8
Spannglieder in Fahrbahnplatten	2'302	78	16	6

Tabelle 2.12 Einflüsse auf den Zustand der Verfüllung der Quervorspannung mit nachträglichem Verbund [Mutsuyoshi 2001]. Resultate der Untersuchung mit der Impact-Echo-Methode.

A Verfüllung gut D Verfüllung unvollständig E kein Füllgut

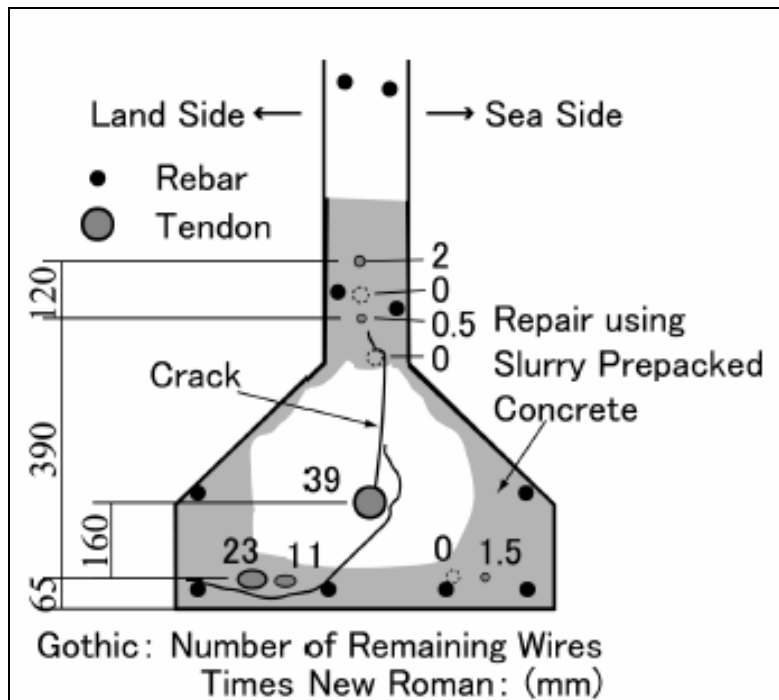
Aus den **Tabellen 2.11 und 2.12** geht Folgendes hervor:

- Die Verfüllung der Spannglieder ist nur bei einem Anteil von 50 bis 70% fehlerfrei. Bei einem erheblichen Anteil ist sie ungenügend (Bewertung C, D und E).
- Die Lage und Länge der Spannglieder sowie das Alter haben kaum einen Einfluss auf die Qualität der Verfüllung.
- Die Lage der Verankerung, der Hüllrohrdurchmesser und das Verhältnis Spannstaht- zu Hüllrohrquerschnitt sowie die Verwendung von Drähten oder Litzen scheinen einen gewissen Einfluss zu haben. Klare Tendenzen sind aber nicht vorhanden.

In [Mutsuyoshi 2001, PIARC 1999] wird auf die 1965 in Meeresnähe erbaute Kuretsubo-Brücke eingegangen, die wegen Schäden an den innen liegenden Spanngliedern 1992 mit externen Spanngliedern verstärkt und später ersetzt werden musste. Die Ergebnisse der nach dem Abbruch 1999 durchgeführten sehr detaillierten Zustandsuntersuchung sind in [Tanaka 2004] festgehalten. Für die Vorspannung der grösseren Träger wurden 9 BBRV-Spannglieder mit 44 Drähten \varnothing 5 mm verwendet. Bei der schlimmsten Schadenstelle betrug der Restquerschnitt (RRCT) noch 21% (**Bild 2.63**). **Bild 2.64** zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen der Spannglieder an einer anderen Stelle. Die Resultate der Untersuchungen im Verankerungsbereich gehen aus **Bild 2.65** hervor.

In Japan rechnet man mit einem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von 1.2 bis 2.5 kg/m^3 . Bei einem üblichen Beton entspricht dies einem Chloridgehalt von 0.4 bis 0.8 M.% bezogen auf den Zementgehalt. Beim zementösen Füllgut mit einem Zementgehalt von 1'200 bis 1'500 kg/m^3 dürfte der Grenzwert bei etwa 0.08 bis 0.20 M.% liegen.

Gemäss [Tanaka 2004] reduziert sich das aufnehmbare Biegemoment linear mit abnehmendem Spannstahtquerschnitt der Spannglieder (**Bild 2.66**).



a)

b)

Bild 2.63 Kuretsubo-Brücke: a) Ergebnisse der Zustandsuntersuchung der Spannglieder im Bereich des Spanngliederversagens und b) Ansicht des Trägers mit innerem Riss [Tanaka 2004].

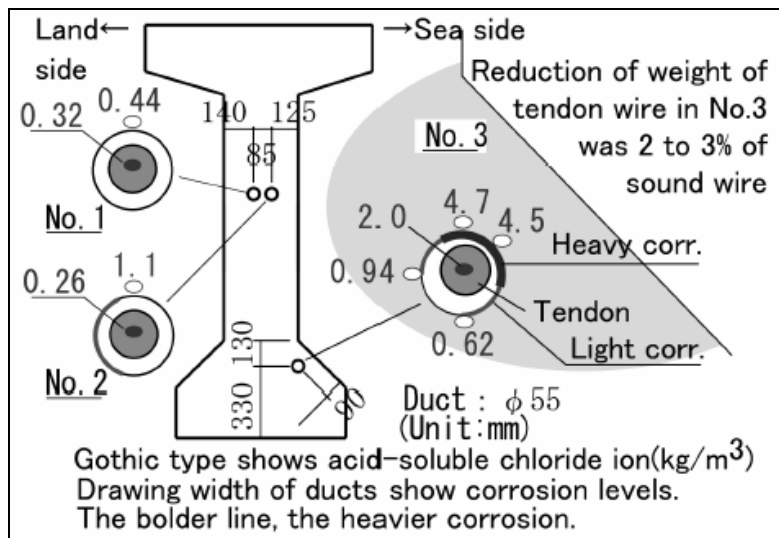
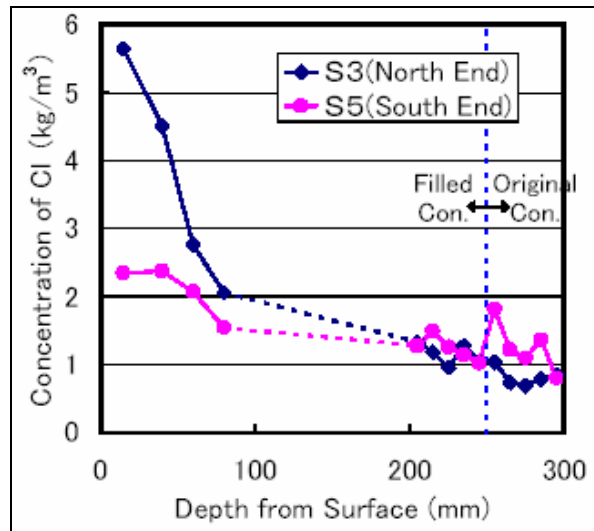
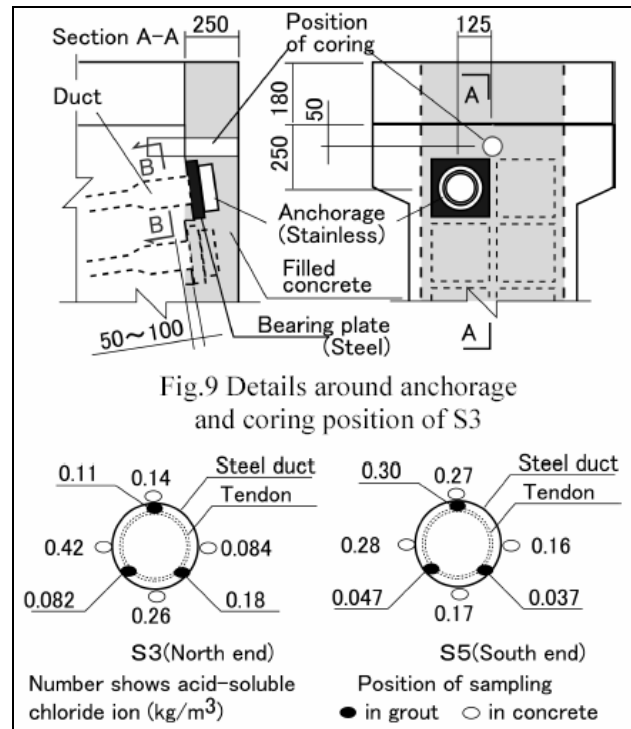


Bild 2.64

Ergebnisse der Zustandsuntersuchung der Spannglieder in einem weniger geschädigten Trägerquerschnitt der Kuretsubo-Brücke [Tanaka 2004].



a)



b)

Bild 2.65 a) Chloridprofile und b) Ergebnisse der Zustandsuntersuchung im Verankerungsbereich der Spannglieder der Kuretsubo-Brücke [Tanaka 2004].

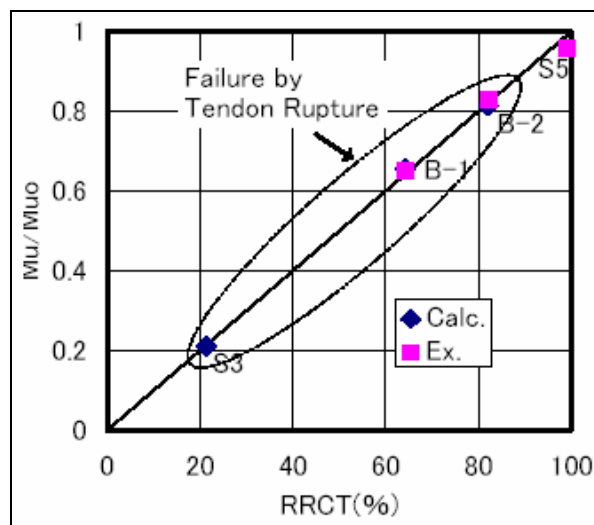


Bild 2.66

Beziehung zwischen dem Verhältnis Mu/Muo (Verhältnis Biegemoment mit zu Biegemoment ohne Korrosionsabtrag) und dem Restquerschnitt der Spannglieder (RRCT) [Tanaka 2004].

Bei vorgespannten japanischen Bahnbrücken wurde neben den üblichen Mängeln (z.B. Risse, Abplatzungen, Wasserläufe) häufig auch eine ungenügende Verpressung der Spannglieder festgestellt [Sugawara 2002].

Bei einer 1953 erstellten Brücke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund konnten im Rahmen des Abbruchs 1990 verschiedene detaillierte Untersuchungen durchgeführt werden, um Stellen mit unvollständiger Verfüllung zu finden. Dabei wurden verschiedene Untersuchungstechniken eingesetzt (z.B. Röntgen- und Radarstrahlen, Abklopfen mit dem Hammer, akustische Emissionsmessung, Ultraschall-, Infrarotstrahlung- und Vibrations-Methode).

Die Durchstrahlung mit Röntgenstrahlen erlaubte, wenn die Abstände der Bewehrungsstäbe nicht zu eng und die Bauteildicke geringer als 30 bis 40 cm waren, mit ordentlicher Genauigkeit unvollständig verfüllte Stellen zu finden. Die benötigte Ausrüstung müsste nach Ansicht des Autors aber baustellengerecht, d.h. anwenderfreundlicher sein.

Die gebräuchlichste Methode, um den Verfüllungsgrad von Spanngliedern zu bestimmen, ist in Japan das Abklopfen mit einem Hammer und die Analyse des so erzeugten akustischen Signals. Diese Methode wird vorab für die Prüfung der Quervorspannung als geeignet betrachtet. (Anmerkung: Diese positive Beurteilung ist für die Autoren dieses Berichts nicht nachvollziehbar: es fehlen detaillierte Angaben zu den objektspezifischen Randbedingungen, zum Vorgehen und zur Durchführung der Prüfung sowie zur Auswertung der Resultate.)

Neben diesen Methoden wurde auch die Potenzialmessung angewendet, um Korrosionsherde zu finden. Bei der untersuchten Brücke wurden nur sehr geringe Anzeichen für Korrosion gefunden.

Wegen der Schäden an der Vorspannung bei einer erheblichen Zahl an Brücken und der häufigen Mängeln bei der Verfüllung der Spannglieder wurde von der Japan Highway Corporation (ähnlich wie in Deutschland) der Einsatz innen liegender Spannglieder verboten. Zugelassen sind nur noch aussen liegende Spannglieder. Dazu wurde ein neues, leicht fließendes zementtöses Füllgut entwickelt, das weniger stark zum Bluten neigt [Niki 2004]. Weiter werden für die externen Vorspannglieder durchsichtige Hüllrohre verwendet [Sugawara 2002, Mutsuyoshi 2001]. Gemäss [Concrete 2002] sollen in Japan schwergewichtig externe Spannglieder ohne Verbund eingesetzt werden. Anmerkung: Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle gilt dies jedoch nur für eine Strassenverwaltung, nämlich die Japan Highway Public Corporation.

Andere Länder

Über Schäden in anderen Ländern als den vorhergehend erwähnten wird eher zufällig berichtet. In [Int 2004b] wird z.B. über erhebliche Schäden an diversen jüngeren im Freivorbau gebauten Brücken in Indien (z.B. Honovar, Zuari, Mandovi) berichtet. Details dazu liegen aber nicht vor. Auch vom Teileinsturz der Tianzhuangtai-Brücke über den Fluss Liaohe im nordöstlichen China am 10. Juni 2004 gibt es noch keine Angaben zu den Ursachen (**Bild 2.67**) [Int 2004g].



Bild 2.67 Teileinsturz der Tianzhuangtai-Brücke über den Fluss Liaohe im nordöstlichen China am 10. Juni 2004 [Int 2004g].

Ergebnisse einer Umfrage der PIARC

Die PIARC (World Road Association) gab 1999 einen Bericht heraus, der die Erfahrungen verschiedener Länder mit Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zusammenfasst [PIARC 1999]. Er basiert auf der Auswertung einer Ende 1996 bei den Nationalstrassenbehörden durchgeführten Umfrage. Von den 30 angeschriebenen Ländern beantworteten 17 die Umfrage, darunter auch die Schweiz. Leider fehlten die Antworten verschiedener grosser Länder wie z.B. Deutschland und USA. Trotzdem enthält der Bericht einige interessante Ergebnisse, auf die im Folgenden kurz eingegangen werden soll.

Vom Gesamtbestand aller Brücken waren im Mittel etwa 13% vorgespannte Brücken mit nachträglichem Verbund. Der Anteil schwankte bei den Ländern zwischen 0.5 (Türkei) und 60% (Schweiz). Von den erfassten Brücken wies die überwiegende Mehrheit innen liegende Spannglieder auf. Der Anteil der Brücken mit aussen liegenden Spanngliedern war sehr gering (0.6%). Der grösste Teil der innen liegenden Spannglieder wurde mit zementösem Füllgut verpresst (99.94%). Bei den aussen liegenden Spanngliedern ist der Anteil mit zementösem Füllgut deutlich tiefer (59%). Diese Angaben beinhalten teilweise auch Brücken, die nachträglich mit externen Spanngliedern verstärkt wurden.

Die Altersverteilung der Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) über die Länder und die entsprechenden Angaben aus der Schweiz gehen aus **Tabelle 2.13** hervor.

Der Anteil an Spanngliedern mit nichtmetallischen Hüllrohren (hauptsächlich Kunststoff) ist im Vergleich zum Anteil mit metallischen Hüllrohren sehr gering (**Tabelle 2.14**). Kunststoffhüllrohre wurden bisher hauptsächlich in der Schweiz sowie in Italien und Spanien verwendet. Die Tendenz ist steigend.

	Alter der Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut in Jahren in % aller Brücken				
	<10	10-20	20-30	30-40	>40
Alle Länder	22%	26%	34%	17%	0.5%
Schweiz	10%	18%	47%	24%	0%

Tabelle 2.13 Altersverteilung der Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) [PIARC 1999].

	Alter der Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut in Jahren in % aller Brücken					Total
	<10	10-20	20-30	30-40	>40	
Metallische Hüllrohre	18%	18%	22%	10%	0%	69%
Nichtmetallische Hüllrohre (vorwiegend Kunststoff)	0.25%	0.04%	0.38%	0.01%	0.00%	0.68%
Keine Antwort	6%	9%	12%	5%	0%	31%
Total	24%	27%	34%	15%	0%	100%

Tabelle 2.14 Material für die Hüllrohre für Spannglieder mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) [PIARC 1999].

Der Anteil von Brücken mit Spanngliedern mit zementösem Füllgut, die Dauerhaftigkeitsprobleme aufwiesen, war bei allen Ländern sehr klein und lag im Mittel bei 0.96% (Schweiz: 1.6%). Die Angaben der Länder basieren sehr wahrscheinlich nicht auf den gleichen Beurteilungskriterien und sind deshalb mit einer gewissen Vorsicht zu betrachten.

Gemäss der PIARC-Umfrage gab es nur in wenigen Ländern Brückeneinstürze wegen Korrosion an den Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut), nämlich Japan 2, Grossbritannien 2, Belgien 1. In acht Ländern wurden einige Brücken wegen Korrosionsschäden abgebrochen oder benötigten eine umfangreiche Instandsetzung.

Bei der Umfrage wurde auch nachgefragt, wie viele Brücken in den letzten vier Jahrzehnten und mehr durch welche Einflüsse stark geschädigt wurden. In der **Tabelle 2.15** sind die Ergebnisse zusammengestellt. Sie entsprechen den Erfahrungen in der Schweiz, wonach in den meisten Fällen mehrere Faktoren zu Schäden führen.

Im Bericht sind weiter 17 Fallbeispiele von verschiedenen Ländern beschrieben und ausgewertet worden (**Tabelle 2.16**).

Factor	Age range (years)					Total	
	<10	10-20	20-30	30-40	>40		%
Design/Detailing	1	6	10	13	1	31	8.8
Specification	0		0	6	0	6	1.7
Workmanship / execution	2	1	9	17	1	30	8.5
Maintenance/operation / dynamic impact	1	12	14	5	0	32	9.1
Concrete cracking	0	6	4	5	0	15	4.3
Other concrete deterioration	0	3	9	4	0	16	4.6
Concrete construction joints	0	0	4	2	0	6	1.7
Joints between precast segments	1	9	10	2	0	22	6.3
Expansion joints at anchorages	0	13	17	7	0	37	10.5
Duct/anchorage layout	0	3	3	4	0	10	2.8
Waterproofing layer	0	13	20	15	1	49	14.0
Deck drainage	0	14	18	13	0	45	12.8
Grouting	0	1	16	26	1	44	12.5
Tendon steel properties	2	0	0	0	0	2	0.6
Tendon corrosion prior to grouting	4	0	1	0	0	5	1.4
Coupling / continuity of tendons	0	0	1	0	0	1	0.3
Total	11	81	136	119	4	351	
Total, %	3	23	39	34	1		100

Tabelle 2.15 Faktoren, die die Dauerhaftigkeit von Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) ungünstig beeinflussen [PIARC 1999].

Factor affecting durability	Bridge No.																			Total
	A		B	C		D		E	F	G				H						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Design / Detailing		X	X		X	X	X								X			X	X	8
Specification			X															X		2
Workmanship / Execution	X		X						X						X	X	X	X	X	8
Maintenance / Operation / Dynamic impact	X	X	X	X						X			X		X	X			X	9
Concrete cracking	X					X		X	X						X	X			X	7
Other concrete deterioration																				0
Concrete construction joints								X												1
Joints between precast segments																	X	X		2
Expansion joints at anchorages				X						X				X		X				4
Duct / Anchorage layout					X															1
Waterproofing layer	X			X	X				X	X			X	X	X	X	X			10
Deck drainage		X		X						X			X			X	X	X		7
Grouting		X			X		X		X						X	X	X	X	X	10
Tendon steel properties											X									1
Tendon corrosion prior to grouting											X	X							X	3
Coupling / Continuity of tendons																				0
Marine environment				X				X												2

Tabelle 2.16 Faktoren, die bei den Fallbeispielen die Dauerhaftigkeit von Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (zementöses Füllgut) ungünstig beeinflusst haben. Auszug aus Tabelle 6.1 von [PIARC 1999].

A: Österreich

B: Kuba

C: Japan

D: Niederlande

E: Portugal

F: Schweden

G: Schweiz

H: Grossbritannien

Bei den Beispielen aus der Schweiz handelt es sich um die Europabrücke in Zürich (Nr. 10, **ZH-08**), die Brücke in Herblingen (Nr. 11, **SH-02**), die Hundwilertobelbrücke (Nr. 12, **AR-01**), die Brücke über die Sihl in Zürich (Nr. 13, **ZH-16**) und die Urmibergbrücke in Seewen (Nr. 14, **SZ-02**).

Im Folgenden soll auf einige der anderen beschriebenen Brücken kurz eingegangen werden. Bei einer 1960 erbauten Brücke mit vorgespannten T-Trägern in Kuba (Beispiel Nr. 3) wurden 1975 erhebliche Korrosionsschäden festgestellt. Von 66 Trägern waren 42 wesentlich geschädigt (**Bild 2.68**). Die Schäden waren u.a. auf die Verwendung von chloridhaltigem Sand zurückzuführen. Der Brückenüberbau wurde ersetzt.



Bild 2.68 Wegen Korrosion gerissene Litzen der Bacunayagua-Brücke in Kuba [PIARC 1999].

Ein nicht alltäglicher Schaden entstand 1977 beim Bau einer Spannbetonbrücke aus Leichtbeton in den Niederlanden (Beispiel Nr. 6, Brücke über die Maas in der Nähe von Well). Vor dem Verpressen wurden die Spannglieder mit Wasser geflutet und danach mit Druckluft ausgeblasen. Beim Ausblasen, barst das Hüllrohr und sprengte den darüber liegenden Beton ab. Der Schaden trat ein, obwohl bis dahin in der gleichen Art etwa 20 Brücken gebaut worden waren und man glaubte, hierzu genügend Erfahrung zu haben. Die anschließenden Untersuchungen zeigten, dass beim Ausblasen Drücke bis 6 bar auftreten können und dass daher evtl. auch bei einigen der früher erbauten Brücken innere Risse bzw. Abplatzungen vorhanden sein könnten. Brücken mit Normalbeton verhielten sich diesbezüglich besser.

2.6.3 Externe Spannglieder

Bei der 1973/76 erbauten Überführung A3/A31 in Guildford, Surrey/UK, wurden 1994 zwei wegen Korrosion gerissene Spannglieder festgestellt (**Bild 2.69**) [PIARC 1999, 2001]. Auch andere Spannglieder wiesen Korrosionsschäden auf, wie die nachträgliche Kontrolle ergab. Bereits während des Aufbringens der Vorspannung brachen 5 Spannglieder. Dies führte zu einem etwa 1-jährigen Unterbruch der Bauarbeiten. Die Tatsache, dass während dieser Zeit die Litzen der Spannglieder nicht bzw. unzulänglich gegen Korrosion geschützt wurden wie auch die Verwendung von Fett, das offenbar keinen genügenden Schutz gegen das in den Endbereichen von den Fugen her eindringende Wasser geboten hat, wurden als wesentliche Auslöser der Schäden erachtet. Im Rahmen der Instandsetzung wurden 1996 alle externen Spannglieder ersetzt und die Brücke verstärkt.



a)



b)

Bild 2.69 Gerissenes Spannglied der Überführung A3/A31 in Guildford (a) und Zustand der Spannglieder im Bereiche des Endquerträgers (b) [PIARC 1999].

In [BV 1990] (Ziffer D050609) und [Forster 1980] ist die Grosse Naabbrücke in Schwarzenfeld, Deutschland, beschrieben, die 1953/54 erbaut und infolge mangelnder Vorspannung bereits drei Jahre nach dem Bau instand gesetzt werden musste. Die zu geringe Vorspannung wurde 1956 durch eine nachträglich eingebaute, freiliegende Seilunterspannung ergänzt. Hierzu wurden 16 Zugglieder ohne Verbund in Form von patentverschlossenen Stahlseilen $\varnothing 38$ mm verwendet. Nach dem Spannen erhielten die Zugglieder einen Anstrich. Anlässlich einer Inspektion im Jahre 1979 wurde festgestellt, dass eines der Zugglieder infolge starker Korrosion gerissen war (**Bild 2.70**). 1982 wurde – im Rahmen der zweiten Instandsetzung – die gesamte Seilunterspannung ersetzt. Beim Ausbau der alten Seile stellte man fest, dass alle Seile mehr oder weniger viele Drahtbrüche aufwiesen.

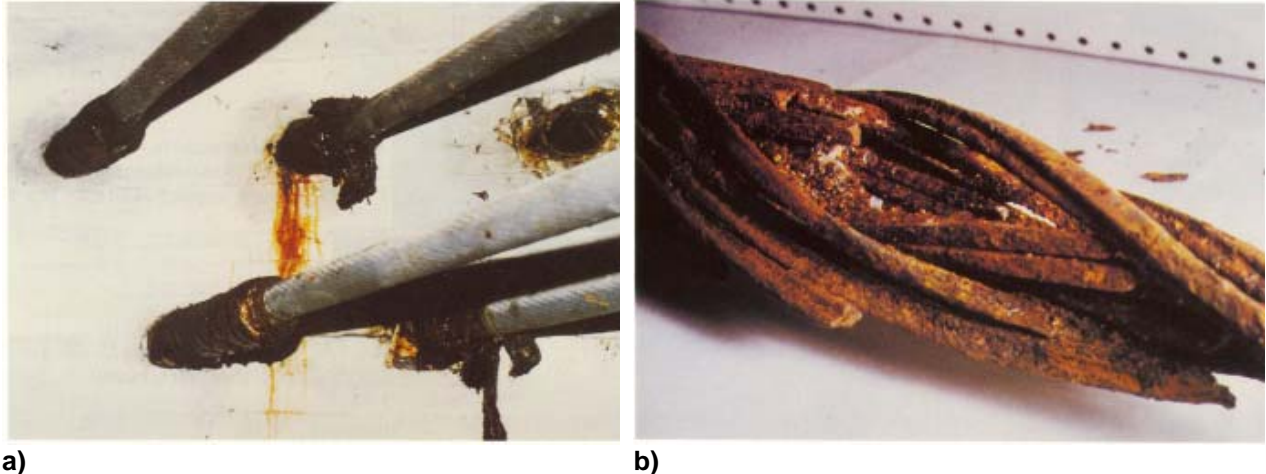


Bild 2.70 a) Mangelhafter Korrosionsschutz der ursprünglichen Unterspannung im Bereich der Durchführung durch die Querträger bei der Grossen Naabbrücke, b) Bruchstelle eines korrodierten Stahlseils der ursprünglichen Unterspannung [BV 1990].

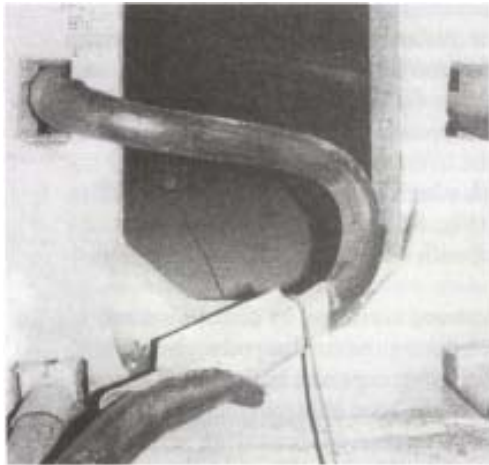
In [Godart 2001] werden mehrere Schadenfälle an externen Spanngliedern bei Brücken in Frankreich beschrieben. Bei zwei anfangs der 1950er-Jahre erbauten Brücken (Vaux sur Seine: Spannglieder mit 30 Drähten \varnothing 5 mm, Villeneuve Saint-Georges: Spannglieder mit 193 Drähten \varnothing 4.1 mm) wurden die Spannglieder im Innern der Hohlkästen geführt und diese mit Fett vor Korrosion geschützt. Bei beiden Brücken stellte sich mit der Zeit eine hohe Luftfeuchtigkeit in den Hohlkästen ein. Im einen Fall wurden die Belüftungsöffnungen durch Vogelnester verstopft und im anderen Fall war eine Einstiegsöffnung undicht. Bei der einen Brücke musste 1980 ein Spannglied wegen Korrosionsschäden ersetzt werden. Dabei wurde auch der Korrosionsschutz der Spannglieder erneuert. Bei der anderen Brücke fiel vor ein paar Jahren ein Spannglied aus (Bruch im Bereich der Verankerung wegen Ansammlung von Wasser und einem mangelhaften Korrosionsschutz in diesem Bereich).

Die 1953 erbaute Plattenbrücke Can Bia mit 58 externen Spanngliedern (12 Drähten \varnothing 7 mm) mit einem (allerdings, wie später festgestellt wurde, nicht vollständig deckenden) Bitumenanstrich als Korrosionsschutz wies bereits 1960 einige wegen Spannungsrisskorrosion gebrochene Drähte auf [Godart 2001]. Wasser gelangte wegen der fehlenden Abdichtung durch die Fahrbahnplatte an die Spannglieder. 1980 waren dann bereits 56 Drähte gebrochen (8% der vorhandenen Drähte). 1984 wurde die Brücke für den Verkehr gesperrt und danach abgebrochen. Für das Auftreten wurde der spannungsrisskorrosionsempfindliche Spannstahl verantwortlich gemacht.

Auch bei drei jüngeren Brücken (Brücke über den Durance: Baujahr 1986, Brücke Saint-Cloud: Baujahr 1974 und Rivière d'Abord: Baujahr 1991) gab es Korrosionsprobleme bei der externen Vorspannung [Godart 2001].

Bei der Brücke über den Durance (zwei Hohlkästen mit je 32 Spanngliedern mit je 19 Litzen \varnothing 15 mm in HDPE-Hüllrohren mit zementösem Füllgut) wurde ein Spanngliedbruch direkt bei der Verankerung festgestellt (**Bild 2.71**) [Godart 2001]. Die beim Bruch frei gewordene Energie führte zu einer starken Verformung des Spanngliedes. Als Ursachen wurden das Fehlen des Füllgutes über eine Länge von etwa 2.50 m und das Vorhandensein von Wasser erkannt. Röntgenografische Untersuchungen ergaben, dass über die ganze Länge des gebrochenen Spanngliedes Hohlstellen vorhanden waren. Die reflektometrischen Messungen ergaben keine schlüssigen Ergebnisse. Von den 64 freigelegten Ankerköpfen des betroffenen Hohlkastens waren 31% in einem befriedigenden Zustand, 16% waren stark korrodiert und bei 5% floss eine ölige Flüssigkeit bzw. ein Öl-Wasser-Gemisch aus. Die endoskopischen Untersuchungen hinter dem Ankerkopf bestätigten das teilweise Fehlen von Füllgut und den Korrosionsangriff bei einzelnen Litzen. Zunächst wurden 1996 das gebrochene Spannglied ersetzt, im Jahr 2000 alle

anderen des betroffenen Hohlkastens. Beim Ausbau der Spannglieder wurde in den Trompeten anstelle von Zementstein eine weissliche, teilweise feuchte Paste gefunden.



a)



b)

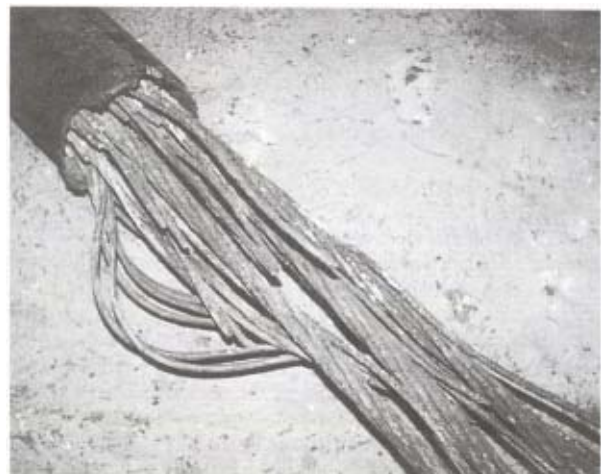
Bild 2.71 a) Gerissenes Spannglied der Brücke über den Durance und b) Zustand des zugehörigen Ankerkopfes [Godart 2001].

Die ursprünglich mit innen liegenden Spanngliedern vorgespannte Brücke Saint-Cloud wurde 1979 mit externen Litzenspanngliedern mit zementösem Füllgut verstärkt, da sich die Fugen zwischen den Elementen bereits kurze Zeit nach dem Bau geöffnet hatten [Godart 2001]. 1998 brach eines dieser externen Spannglieder in der Mitte. Durch die plötzlich frei gesetzte Energie wurde das Ende des Spanngliedes um etwa 1 m herausgeschleudert. Die nachträglichen Untersuchungen am gerissenen Spannglied zeigten, dass im Hüllrohr nur eine nasse sandige Masse ohne Zusammenhalt und mit einem pH-Wert zwischen 12 und 14 vorhanden war und dass der Spannstahl empfindlich auf Spannungsrisskorrosion war.

Bei der Brücke Rivière d'Abord riss ein Litzenspannglied über einer Stütze. Dabei schoss ein Reststück des Spanngliedes mit einem Ankerkopf an die etwa 3 m entfernte Wand des Widerlagers (**Bild 2.72**) [Godart 2001]. Im Hüllrohr wurde – ähnlich wie bei der Brücke über den Durance – eine weissliche, teilweise nasse Paste und stark korrodierte und teils gerissene Litzen gefunden.



a)



b)

Bild 2.72 a) Gerissenes Spannglied der Brücke Rivière d'Abord und b) Zustand der Litzen bei der Bruchstelle [Godart 2001].

In Grossbritannien gibt es nur eine geringe Zahl von Brücken mit aussen liegenden Spanngliedern mit oder ohne Verbund [Woodward 2001]. Abgesehen von Sprödbrüchen bei zwei Brücken aus der Anfangsphase der Vorspannung traten bei externen Spanngliedern einzig Probleme wegen des Auslaufens des Wachses und dem Eindringen von chloridhaltigem Wasser in die Hohlkästen auf.

Aus den USA gibt es nur wenige Berichte über Schäden an externen Spanngliedern. Der Teil 1 des Berichtes [Parsons 2002] enthält einen Artikel von R.G. Powers [Powers 2002] mit dem Titel „Corrosion of post-tensioned tendons in Florida’s bridges“. Darin wird auf zwei durch Korrosion stark geschädigte Brücken (Niles Channel- und Mid-Bay-Brücke) hingewiesen. Die Schäden wurden 1999 bzw. 2000 festgestellt. Im Schlussbericht vom Florida Department of Transportation sind die Probleme bei den externen Spanngliedern der Mid-Bay-Brücke (**Bild 2.73**) ausführlich dargelegt [FDOT 2001b]. Die Brücke hat insgesamt 141 Felder in der Regel mit je 6 Spanngliedern mit 19 Litzen, 0.6" Durchmesser, 7 Drähte. **Bild 2.74** zeigt einen Querschnitt und **Bild 2.75** die Längsschnitte eines inneren Feldes und eines Feldes im Bereich der Dehnfuge. Die Spannweite beträgt etwa 40 m, jene des Hauptfeldes etwa 80 m. Die entstandenen Korrosionsschäden gehen aus **Bild 2.76** hervor.



Bild 2.73

Ansicht der Unterseite der Mid-Bay-Brücke in Florida [FDOT 2001b].

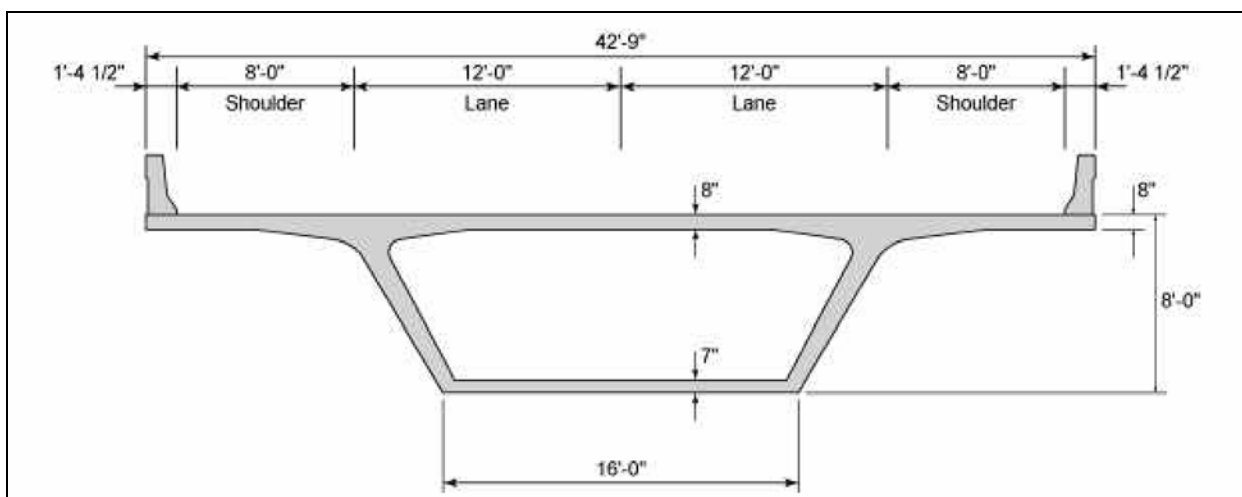


Bild 2.74 Querschnitt der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].

Die Korrosionsschäden an den Spanngliedern (vorwiegend, aber nicht nur in der Verankerungszone) und der vollständige Ausfall von einzelnen Spanngliedern bei Niles Channel- und Mid-Bay-Brücke wurden auf Mängel bei der Verfüllung (unvollständig, hoher w/z-Wert des Füllgutes, Segregation), auf Blutwasser sowie Wassereintrag während der Ausführung und evtl. auch während des Betriebs wegen undichten, beschädigten und teilweise gerissenen PE-Hüllrohren zurückgeführt [FDOT 2001b, 2002a, Powers 2002, Pielstick 2002]. Die korrosive

Wirkung von Makroelementen wird nicht ganz ausgeschlossen. Untersuchungen an ausgebauten Litzen haben gezeigt, dass Korrosionsnarben die 1%-Fließgrenze wenig, die Zugfestigkeit und die Dehnung hingegen deutlich reduzieren [Beitelman 2000]. Die Probleme und eingesetzten Untersuchungstechniken bei der Mid-Bay Brücke sind in [Corven 2001, FDOT 2001b] detailliert beschrieben. Auf die Instandsetzung der Mid-Bay-Brücke wird in [DSI 2001, FDOT 2001b] eingegangen.

Auf Grund der Mängel beim Füllgut der Spannglieder wurden in Florida die Vorschriften angepasst, eine verbesserte Verpressung der Spannglieder (z.B. mit Vakuuminjektion) und eine verstärkte Überwachung der Ausführung gefordert [FDOT 2001a, 2002b]. Zudem wurde die Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei Brücken, die weniger als 15 bzw. 7 Fuss über Wasser bzw. Boden liegen, verboten.

In [Tilly 1994] werden einige generelle Hinweise zum Korrosionsschutz und einigen aufgetretenen Problemen mit externen Spanngliedern (mit und ohne Verbund) gegeben. Detaillierte Beschreibungen aber fehlen. Daneben werden die Vor- und Nachteile einiger Korrosionsschutzsysteme erläutert.

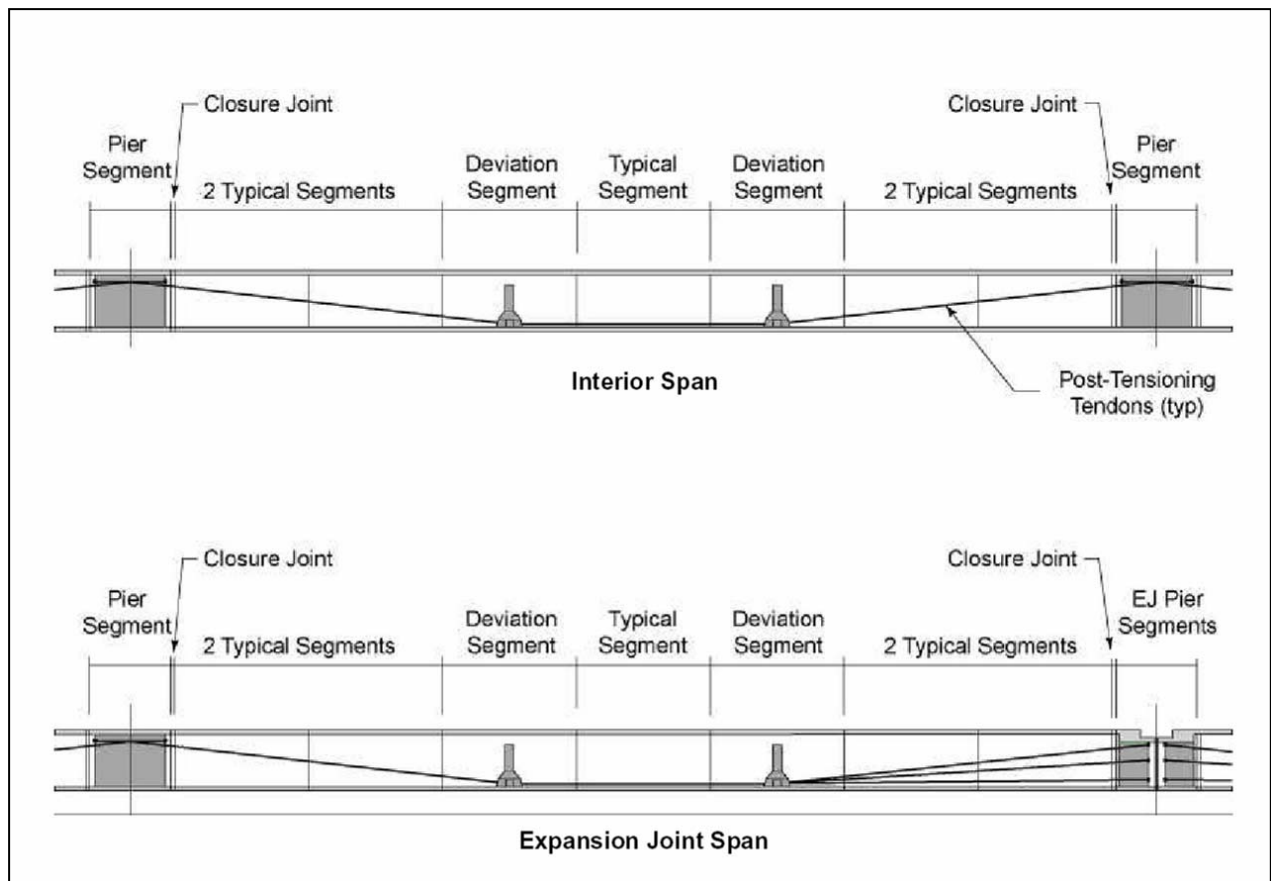


Bild 2.75 Längsschnitte der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].



Bild 2.76 Korrosion an Ankerköpfen und Korrosionsschäden an den Litzen der Mid-Bay-Brücke [FDOT 2001b].

2.6.4 Spannglieder ohne Verbund

Innen liegende Spannglieder ohne Verbund wurden bisher vorwiegend in Gebäuden eingesetzt. In [Schupack 1989, 1994a, ACI 1998, Webster 1999, Kelley 2002] wird die Entwicklung des Korrosionsschutzes bei diesen Spanngliedern in den USA seit den 1950er-Jahren sowie deren Anwendung (hauptsächlich im Hochbau) dargestellt. In [Kelley 2002] wird auch auf die Entwicklung der Richtlinien des Post-Tensioning Institute (PTI) eingegangen. Die **Bilder 2.77 und 2.78** zeigt den Aufbau von Spanngliedern ohne Verbund, wie sie in Nordamerika verwendet wurden. Der aktuelle Stand der Technik wird in einer Publikation des fib beschrieben [fib 2005b].

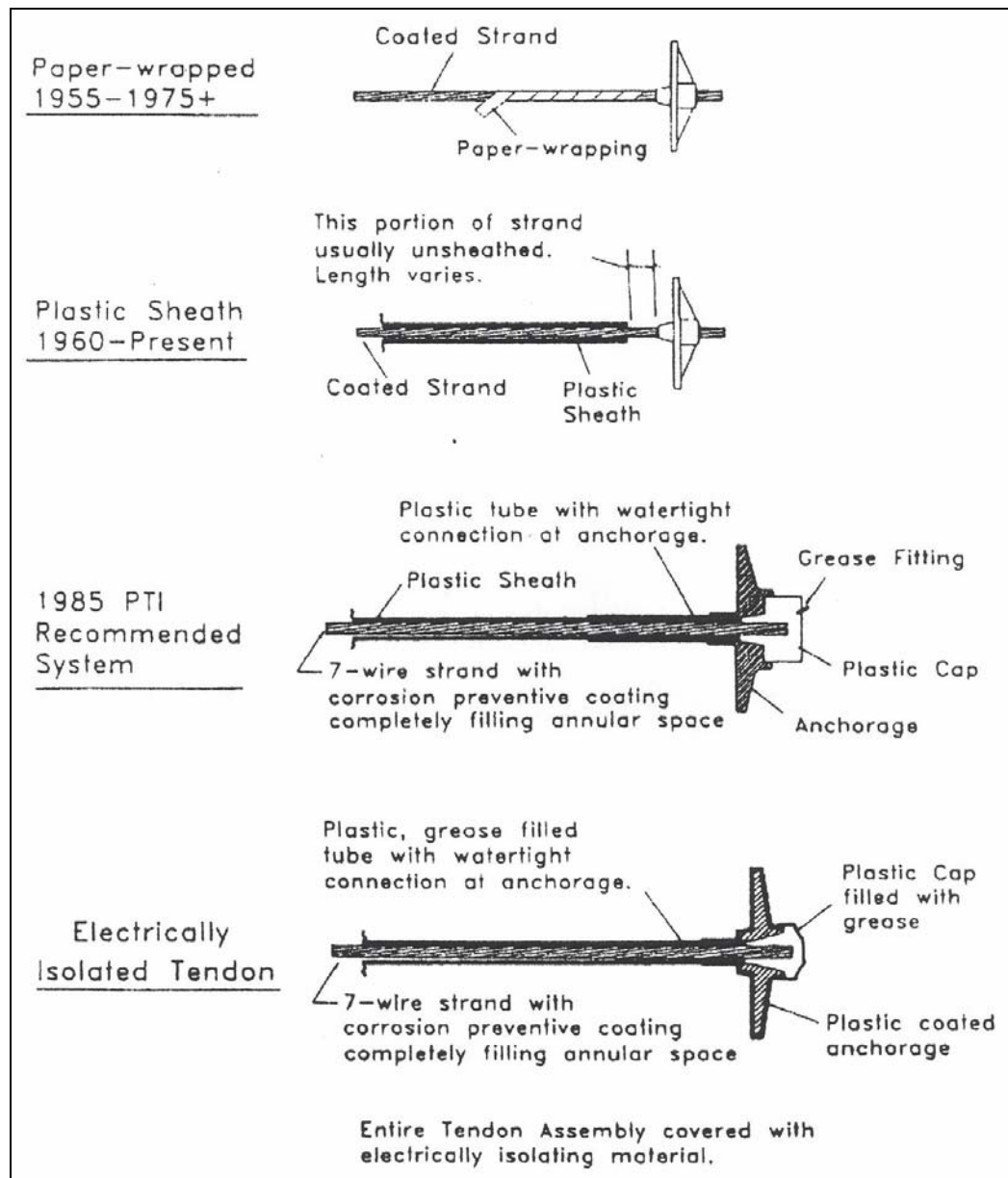
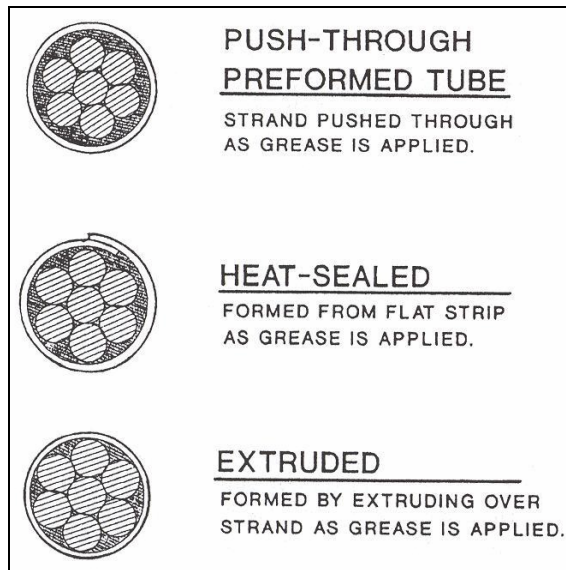


Bild 2.77 Entwicklung des Korrosionsschutzes bei Spanngliedern ohne Verbund [ACI 1998].

**Bild 2.78**

Aufbau von Spanngliedern ohne Verbund [ACI 1998].

Zu Korrosionsschäden an Spanngliedern ohne Verbund werden in einigen verfügbaren Publikationen Hinweise gegeben [Schupack 1989, 1994a, Webster 1999, Freyermuth 2001, Kelley 2002]. Umfassendere Darstellungen zum Thema liegen keine vor. **Bild 2.79** zeigt einen typischen Korrosionsschaden an der Litze eines Spanngliedes ohne Verbund.

**Bild 2.79**

Korrosionsschaden an einer Litze eines Spann ohne Verbund [Webster 1999].

In den USA sind insgesamt nur wenige Schäden an innen liegenden Spanngliedern ohne Verbund – diese werden vornehmlich in Gebäuden eingesetzt – bekannt geworden [Freyermuth 2001]. Früher gab es offenbar auch Schäden wegen wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion [Schupack 1989].

Korrosionsschäden traten bei den in [Schupack 1994a] beschriebenen Fällen in Nordamerika (7-jährige Plattform, 13-jähriges Parkhaus, Decke eines Parkhauses) wegen von aussen eingedringendem, teils chloridhaltigem Wasser und des – vorab in früheren Jahren – ungenügenden Korrosionsschutzes auf. Schäden traten hauptsächlich im Bereich des Ankerkopfes auf, wo kein durchgehender Schutz durch das PE-Rohr vorhanden war (**Bild 2.80**). Sie waren Anlass für strengere Vorschriften.



a)



b)

Bild 2.80 a) Zustand des Ankerkopfes und b) korrodierte bzw. gerissene Litzen [Schupack 1994a].

Die bisherigen Korrosionsschäden in Nordamerika traten gemäss [Freyermuth 2001] vornehmlich bei Parkgaragen sowie bei Gebäuden auf, bei denen die Spannglieder an der Stirnseite der Balkone verankert waren (**Bild 2.81**). Diese waren meist auf einen ungenügenden Korrosionsschutz zurückzuführen. Einer der schlimmsten Schadenfälle betraf eine 1975 erbaute Parkgarage in Cleveland. Nachdem zwischen 1985 und 1993 von 2'400 Spanngliedern 128 ausgefallen waren, wurde sie abgerissen und ersetzt. Bei einer anderen Parkgarage in San Francisco wurde wegen Korrosionsschäden die ursprüngliche Vorspannung durch externe Spannglieder ersetzt.



Bild 2.81

Abgesprengter Beton wegen des Versagens von Spanngliedern [Schupack 2004].

In [Kelley 2002] wird von einem Schaden berichtet, bei dem die Spannglieder mit Papier umwickelt waren. Diese Art Korrosionsschutz wurde bis etwa Mitte der 1970er-Jahre verwendet. Wegen des Korrosionsabtrags – verursacht durch eingedrungenes Wasser – löste sich eines der Kabel aus der Verankerung und sprengte den darunter liegenden Beton weg (**Bild 2.82**). Probleme dieser Art entstanden vor allem bei Verankerungen im Bereich von undichten Dilatationsfugen (**Bild 2.83**).



a)



b)

Bild 2.82 a) Untersicht einer Decke mit losem Spannglied und b) Zustand des Ankerkopfes [Kelley 2002].



Bild 2.83

Starke Korrosionsangriffe bei der Verankerung der 18 Spannglieder im Bereich einer undichten Dilatationsfugen [Kelley 2002].

Die kanadischen Erfahrungen entsprechen weitgehend jenen der USA [Kesner 1996, Harder 2001] (**Bild 2.84**). Mitte der 1970er-Jahre gab es Schäden an einzelnen Parkgaragen, die umfassend instand gestellt werden mussten. 10 Jahre später wurde erkannt, dass auch bei anderen Gebäuden Schäden auftreten können. In diesen Fällen war während der Bauausführung Wasser in die Spannglieder eingedrungen (Transport, Lagerung auf der Baustelle, Einbau). Ein Zusammenhang zwischen dem Auftreten der Schäden und dem Alter der Bauten konnte nicht gefunden werden, jedoch mit dem Auftreten von Wasser. Besonders schwerwiegende Schäden traten bei einem 6-stöckigen Büro- und Wohngebäude mit einer 2-stöckigen Tiefgarage auf. Auf sämtlichen Stockwerken gab es eine grössere Anzahl von Litzenbrüchen.

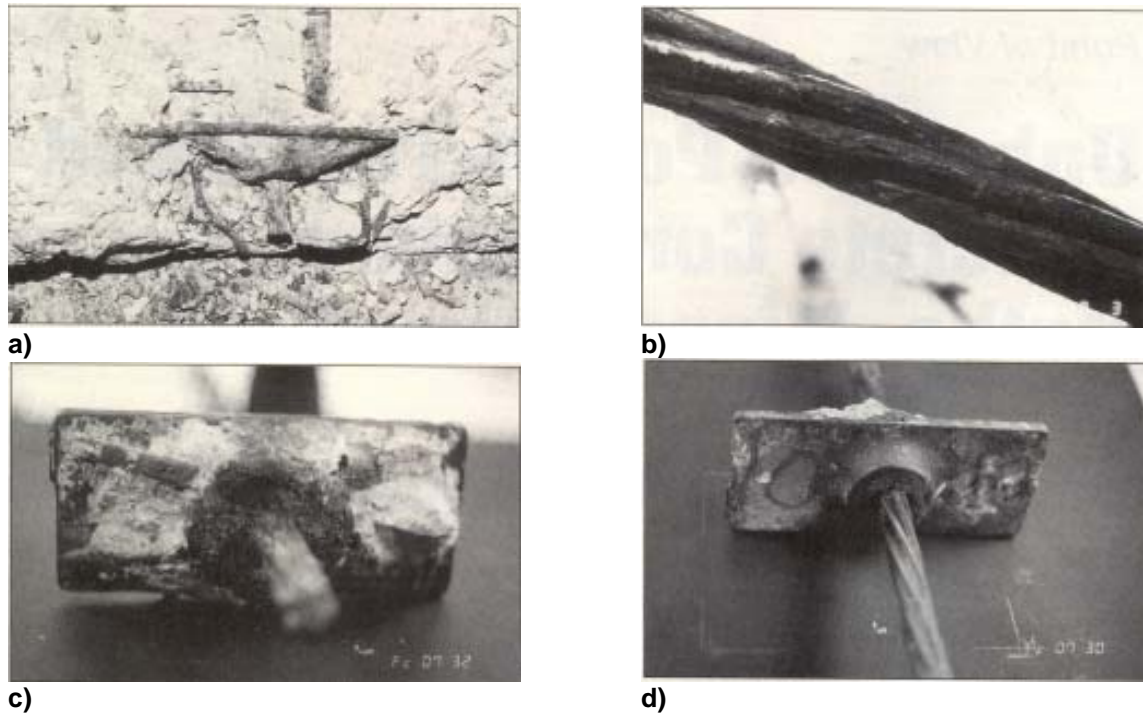


Bild 2.84 a) Korrosion an einem Ankerkopf, b) Korrosion an den Litzen im Ankerkopfbereich von c), c) Korrosion auf der Vorderseite des Ankerkopfes und d) Litzen auf der Rückseite des Ankerkopfes ohne Korrosion [Kesner 1996].

Von Schäden bei einer Parkgarage in Calgary mit etwa 700 Spanngliedern ohne Verbund wird in [Elliott 1996] berichtet. Im Rahmen der Instandsetzung wurden 160 Spannglieder in Bereichen mit grosser Gefährdung ausgewechselt. Bei einigen Spanngliedern waren bis zu vier Litzen gebrochen. Die meisten waren aber noch unter voller Spannung. Wegen der hohen Kosten wurde anstelle des 100%-igen Ersatzes der Spannglieder ein akustisches Monitoring-System installiert. Während der folgenden 2 Jahre konnten damit noch kleinere Flächen, wo der Ersatz einzelner Spannglieder nötig wurde, ermittelt werden. In dieser Zeit wurden weitere 17 Litzenbrüche registriert. Anwendungsbeispiele dieses Monitoringsystems, das unter dem Namen „SoundPrint“ kommerziell angeboten wird, sind in [Holley 2004, Elliott 2004] zu finden.

Die Vor- und Nachteile der verschiedenen Korrosionsschutzsysteme bei externen Spanngliedern ohne Verbund werden in [Tilly 1994] besprochen. Allgemeine Überlegungen zur Korrosionsproblematik von Spanngliedern ohne Verbund wie auch zur Instandsetzung werden auch in [Kesner 1996] gemacht. Es wird festgestellt, dass in ganz Nordamerika nur bei einem sehr geringen Prozentsatz der Bauten mit Spanngliedern ohne Verbund Korrosionsprobleme aufgetreten sind. Dass diese Art der Vorspannung eher einen schlechten Ruf hatte, wurde darauf zurückgeführt, dass bei einigen prominenten Bauten Probleme aufgetreten waren (bis zum vollständigen Ersatz des Vorspannsystems und/oder dem Anbringen einer zusätzlichen Vorspannung) und dies in die Schlagzeilen geriet. Unkenntnisse und fehlende bzw. ungenügende Untersuchungstechniken werden als Gründe für unverhältnismässige und teure Massnahmen angeführt. Es wird betont, dass zur Korrosion des Spannstahls Wasser und Sauerstoff genügen und Chloride nicht anwesend sein müssen. Anhand der Instandsetzung von Balkonen eines mehrstöckigen Wohnhauses werden die Überlegungen beispielhaft erläutert. Viele Hinweise zur Instandsetzung sind auch in [ACI 1998] festgehalten.

Von durch Mikroorganismen verursachten Korrosionsschäden bei Spanngliedern ohne Verbund bei einem mehrgeschossigen Gebäude wird in [Little 2001] berichtet. Danach haben Fadenpilze (*Fusarium* sp., *Penicillium* sp., und *Hormoconis* sp.) das Fett abgebaut. Die dadurch entstandenen Säuren (z.B. Ameisen-, Zitronen- und Essigsäure) haben danach zu Korrosion und Spannungsrissskorrosion an den Litzen geführt. Zu beachten ist, dass beim Abbau der Fette Wasser

entstehen kann. In der Publikation wird auf einen weiteren mikrobiell verursachten Korrosionsschaden an Spanngliedern bei einem Betonbehälter eines Kraftwerks in Denver hingewiesen. In diesem Zusammenhang sei auf den an einem Zementsilo festgestellten Korrosionsschaden in der Schweiz hingewiesen (**SH-03**).

2.6.5 Auswirkungen auf die Schweiz

Die Erfahrungen im Ausland mit Spannbetonbauten wurden in der Schweiz nicht nur bei den in der Vorspanntechnik tätigen Firmen, sondern auch bei den Bauherren und Ingenieuren zur Kenntnis genommen und waren Anlass, die eigenen Normen und Vorschriften zu überdenken. Dank der raschen und guten Kommunikation zwischen allen Beteiligten fanden neue Erkenntnisse schnell Eingang in die Praxis. Im Folgenden sollen dazu einige kurze Erläuterungen gegeben werden.

Die Einstürze von Staldecken in Bayern in den 1960er-Jahren veranlassten den damaligen Leiter der TFB, Hans Stamm, zu einem Rundschreiben (20. Februar 1963), in dem er von der Anwendung von Tonerdeschmelzzement dringend abriet [Stamm 1963].

Schon früh wurde in der Schweiz die unterschiedliche Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung thematisiert und untersucht. Die ersten umfangreicheren Korrosionsuntersuchungen an Spannstählen wurden in der Schweiz von der Stahlton AG/Büro BBR [Roš 1964] und von A. Buckowiecki [Buckowiecki 1968] an der EMPA, Dübendorf, veranlasst bzw. selber durchgeführt. Hauptsächlicher Anlass für die Forschungsarbeiten der Stahlton AG und von Buckowiecki waren die Schäden an den Spannstählen beim Bau der Brücke in Herblingen bei Schaffhausen 1958 (**SH-02**). Diese Arbeiten wurden später von H. Böhni teilweise weitergeführt [Böhni 1975a,b].

Ziel dieser ersten schweizerischen Forschungsarbeiten war es, eine praxisrelevante Prüfung zu finden, um die Anfälligkeit der Spannstähle auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion zu beurteilen. So entstanden die EMPA-Bügelprobe und der EMPA-Hin- und Her-Biegeversuch. Damit konnte – in Übereinstimmung mit vielen anderen Forschungsarbeiten – die gegenüber den kalt gezogenen Spanndrähten viel höhere Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit von schlussvergüteten Spannstählen bestätigt werden. Von deren Einsatz wurde daher entschieden abgeraten. Die damals empfohlenen Schutzmassnahmen bei vorgespannten Bauwerken sind auch heute noch weitgehend gültig.

In [Roš 1964] wurden die damals bekannten und bedeutendsten Schadenfälle kurz erläutert. Er stützte sich dabei auf eine Arbeit, die am zweiten FIP-Kongress in Amsterdam 1958 vorgestellt wurde und auf seine eigenen Kenntnisse. Es ist nach Kenntnissen der Forschungsstelle die erste derartige schweizerische Publikation.

Anlässlich eines Kolloquiums der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentechnik am 20. Oktober 1967 wurden von H.R. Müller die Resultate der schweizerischen Forschungsarbeiten vorgetragen [Müller 1969]. In seinem Vortrag ging er auf die Korrosionsschäden an Spannstählen bei einer Versuchsstrecke für vorgespannte Betonstrassen ein und wies auf die Möglichkeit des temporären Schutzes mit Dampfphaseninhibitoren (VPI) hin.

Über Jahre hinweg sind die Ingenieure laufend über neue Erkenntnisse und Entwicklungen informiert und vertraut gemacht worden. Zu erwähnen sind insbesondere die 1989 vom SIA durchgeführte Tagung zum Thema Anker- und Spannsysteme [SIA 1989a], die Publikationen von Peter Matt [Matt 1989a,b, 1990, 1993, 1994, 1998, 2000, 2001, 2002] und die Veranstaltungen der TFB [TFB 1998, 1999] sowie des Vereins Schweizerischer Vorspannfirmer [VSV 2004]. Dies hat sicher wesentlich zu einer weiteren Sensibilisierung der Fachleute und damit zu einem verstärkten Qualitätsbewusstsein beigetragen.

Wesentliche Erkenntnisse sind später in die ASTRA/SBB-Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ eingeflossen [ASTRA 2001]. Mit der neuen Normengeneration des SIA [SIA 2003a] wurde ein weiterer wichtiger Schritt zur Verbesserung der Spannsysteme gemacht. Die vom Verein Schweizerischer Vorspannfirmer (VSV) im Oktober 2004 durchgeführte Tagung unterstützt die Bemühungen zur praktischen Umsetzung dieser Verbesserungen [VSV 2004].

2.7 Erkenntnisse und Folgerungen

2.7.1 Einleitung

In den folgenden Kapiteln sollen die Erkenntnisse aus den in- und ausländischen Schäden zusammenfassend dargestellt werden.

Gemäss einer Umfrage in mehreren europäischen Ländern ist die Korrosion der Bewehrung die Hauptursache für Schäden an Brücken [Daly 1999]. Daneben gibt es eine Vielzahl von Ursachen. Probleme mit der Vorspannung stehen dabei nur in wenigen Ländern weit vorne (**Tabelle 2.17**). Im genannten Bericht wird betont, dass die von den einzelnen Ländern erhaltenen Informationen nur beschränkt vergleichbar sind, da die Schäden unterschiedlich kategorisiert werden.

In den USA sind Überschwemmungen (Unterspülungen), Kollisionen und Überbelastungen durch Lastwagen, Züge und Schiffe die weitaus häufigsten Ursachen für das Versagen von Brücken. Danach folgen Planung, Ausführung, Material und Unterhalt [Wardhana 2003a]. Ähnlich ist die Situation bei Gebäuden [Wardhana 2003b].

Gemäss [Mutsuyoshi 2004] ist in Japan die Zahl der Brücken, die wegen Korrosionsschäden ersetzt werden mussten, nach wie vor gering.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass sich die Spannbetonbauweise grundsätzlich gut bewährt hat. Weltweit ist nur eine geringe Anzahl von vorgespannten Bauwerken eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl (z.B. Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Hüttensandzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, CaCl_2 als Beschleuniger) (z.B. Deutschland, Jugoslawien, USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (z.B. Sizilien)
- Wasser- und Chlorideintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (z.B. Grossbritannien, Belgien).

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen alleine für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten erst die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Versagen.

Vielfach waren Anzeichen einer gefährlichen Zustandsentwicklung vorhanden, sie wurden aber nicht ernst genommen oder übersehen. Es gab aber auch einige Einstürze, die ohne jegliche Vorankündigung (z.B. in Form von grösser werdenden Verformungen und Rissen) auftraten. Bei diesen Fällen spielte die hohe Spannungsrissskorrosionsempfindlichkeit des verwendeten Spannstahls eine wichtige Rolle.

Bei verschiedenen Spannbetonbauten waren erhebliche Korrosionsschäden am Spannsystem aufgetreten, ohne dass dies zu einem katastrophalen Versagen geführt hätte. Meist wurden die Schäden rechtzeitig erkannt (Verformungen, Risse; duktiler Verhalten) und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In einigen Fällen waren Ersatzbauten erforderlich.