

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.

| Country | Est. number of bridges | Number on national roads | % with defects | Main causes of deterioration |
|----------|------------------------|--------------------------|------------------|--|
| France | 233,500 | 21,500 | 39% ¹ | Corrosion of reinforcement Inadequate compaction Corrosion of prestressing tendons Defective grouting Inadequate water-proofing Inadequate design for thermal effects Alkali-silica reaction |
| Germany | 80,000 | 34,800 | 37% ² | Corrosion of reinforcement Design/construction faults Faulty bearings, joints, drainage, etc Overloading Vehicle impact Fire, flooding |
| Norway | 21,500 | 9,173 | 26% ³ | Corrosion of reinforcement Freeze-thaw damage Alkali-silica reaction Deterioration of paint, etc Corrosion of steel Construction faults, shrinkage Use of sea water in mix Settlement of foundations, scour |
| Slovenia | N/A | 1,762 | N/A | Corrosion of reinforcement Corrosion of prestressing tendons Failure of waterproofing Corrosion at abutments Freeze-thaw damage Corrosion of steel Defective expansion joints |
| Spain | N/A | 12,380 | N/A | Corrosion of reinforcement Corrosion of steel Inadequate waterproofing Defective expansion joints Impact from high-sided vehicles |
| UK | 155,000 | 10,987 | 30% ⁴ | Corrosion of reinforcement Corrosion of prestressing tendons Impact damage Shrinkage cracking Freeze-thaw Alkali-silica reaction Carbonation |

1 Based on survey of bridges on national roads only, based on an IQOA as follows:

2E: bridges with minor defects, but which require immediate attention to prevent rapid progression (25%)

3: structurally impaired, requiring non-urgent repair work (11%)

3U: structurally impaired, capacity already inadequate (3%)

2 Based on inspection a condition rating of >2.5 from a survey of 750 bridges on federal highway and trunk road network.

3 Based on a survey of 149 concrete bridges only: a further 17% contained repaired corrosion damage.

4 Based on visual survey of random samples of bridges of all types.

Tabelle 2.17 Schätzwerte für die Anzahl Brücken mit Mängeln/Schäden und Hauptursachen für die Mängel/Schäden [Daly 1999].

Die Häufigkeit der Korrosionsschäden bei Spannbetonbauten ist im Vergleich zu anderen Bauweisen und zur Gesamtzahl an solchen Bauten gering [Freyermuth 1998, PIARC 1999, Yunovich 2002] (siehe auch **Kapitel 2.6.2**). Gemäss einer 1997 von der amerikanischen Federal Highway Administration (FHWA) durchgeführten Untersuchung von 470'000 amerikanischen Brücken verhalten sich Spannbetonbrücken wesentlich besser als Stahl-, Beton- oder Holzbrücken (**Tabelle 2.18**).

| | Betonbrücken | Spannbetonbrücken | Stahlbrücken | Andere | Total |
|--------------------------------------|---------------------|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|
| Anzahl | 235'151 | 107'666 | 200'202 | 40'395 | 583'414 |
| Anteil geschädigte Brücken | 21'164 | 3'230 | 54'054 | 14'671 | 93'119 |
| Anteil geschädigte Brücken, % | 9 | 3 | 27 | 36 | 16 |

Tabelle 2.18 Vergleich der Schadensquote von amerikanischen Brücken [Yunovich 2002].

Ein Vergleich der Schadensanfälligkeit oder -häufigkeit zwischen verschiedenen Ländern ist kaum möglich, da sich sowohl Art und Umfang der Berichterstattung sowie die Anzahl der vorgespannten Bauten von Land zu Land erheblich unterscheiden. In allen Ländern war man sich der grossen Bedeutung der Spannsysteme für das Tragverhalten und des Korrosionsschutzes des Spannstahls von Beginn an sehr bewusst.

Auch ein Vergleich der Schadensanfälligkeit oder -häufigkeit zwischen Spannbettvorspannung und Spanngliedern mit oder ohne Verbund, zwischen innen und aussen liegenden Spanngliedern oder zwischen Spanngliedern mit oder ohne Verbund ist wegen der insgesamt geringen Zahl von Schäden nicht möglich.

Es soll hier aber darauf verwiesen werden, dass Segmentbrücken mit externer Vorspannung und nicht durchlaufender Bewehrung ein ungünstigeres Ankündigungsverhalten aufweisen können (insbesondere dann, wenn keine durchlaufende Bewehrung vorhanden ist) als Brücken mit innen liegenden Spanngliedern [Tandler 2001]. Weiter ist die beim Bruch von aussen liegenden Spanngliedern frei gesetzte Energie zu beachten (Personen- und Sachschäden).

In den folgenden Kapiteln werden zunächst einzelne Teilaspekte der Korrosion und des Korrosionsschutzes von Spannsystemen behandelt (**Kapitel 2.7.2 bis 2.7.6**). Einzelne Themen werden wegen ihrer Bedeutung in eigenen Kapiteln behandelt (z.B. temporärer Korrosionsschutz). Danach werden im **Kapitel 2.7.7** die verschiedenen Aspekte zu Gefährdungsbildern verdichtet. In Kenntnis der Gefährdungsbilder sollte es möglich sein, weitere Verbesserungspotenziale (beim System, bei der Ausführung, bei der Überwachung, etc.) zu erkennen sowie das richtige Vorgehen bei der Überprüfung, Überwachung und Instandsetzung von Spannbetonbauten festzulegen.

2.7.2 Schwachstellen bei den Spannsystemen

Korrosionsschutzsystem

Bei vielen Schadenfällen waren Schwachstellen beim Korrosionsschutz während oder nach dem Einbau der Spannsysteme Ausgangspunkt zu Schäden. Dazu zählen:

- ungenügender oder kein temporärer Korrosionsschutz
- nicht durchgehender bzw. unterbrochener Korrosionsschutz (z.B. bei Verankerungen, Kupplungen, Fugen)
- nicht baustellentaugliche Lösungen der Vorspannfirmer (Systemanbieter) bei "Unstetigkeiten" (z.B. konstruktive Durchbildung der Spannsysteme und Materialwahl bei Endverankerungen und Kupplungen)
- Einsatz falscher oder ungeeigneter Materialien vorab bei Verbindungs- bzw. Kupplungsstellen, Fugen, Schwindgassen, zum Verfüllen von restlichen Hohlräumen oder zur Abstützung der Spannglieder (chloridhaltige Mörtel, Holz, Kork, Karton, bituminöse Dichtungsbänder etc.)
- Einsatz ungeeigneter Zemente (Tonerdeschmelzzement, sulfidhaltiger Hüttensandzement)
- unvollständige Verpressung der Spannkanäle (siehe unten)
- undichte Hüllrohre im eingebauten Zustand (siehe unten)
- zu dünnwandige Kunststoffhüllrohre
- ungeeignetes Füllgut (zu weiches oder nicht dauerhaftes Fett, hoher w/z-Wert bei zementösem Füllgut)
- ungeeignete Zusatzmittel für zementöses Füllgut, Mörtel oder Beton (CaCl_2 als Beschleuniger, ungeeignete Fließmittel)
- Korrosionsschutz nicht dauerhaft: z.B. Beschichtungen (Anstriche).

Die Frage, ob eine galvanische Verzinkung oder Feuerverzinkung mehr nützt als schadet, wird immer noch kontrovers diskutiert (Festigkeit des Stahls, Vorbehandlung, Angriffsverhältnisse).

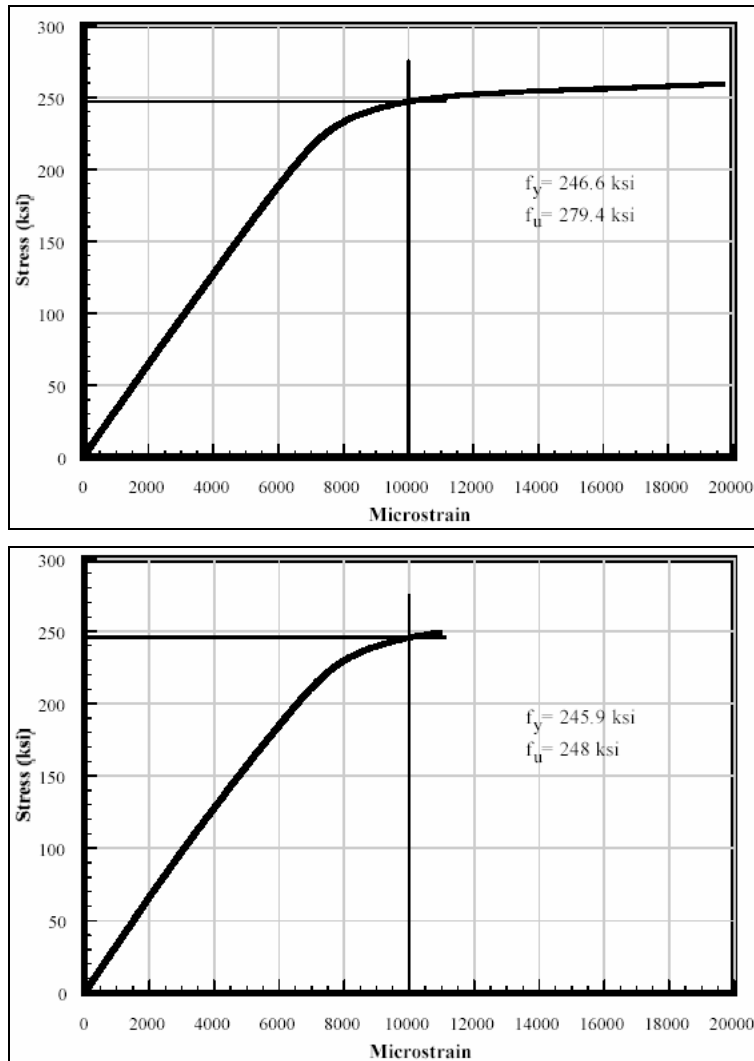
Einige Ergebnisse von umfangreichen Untersuchungen zur Verbesserung des Korrosionsschutzes von Schrägseilsystemen [Hamilton 1995, 1998] können auch auf Spannsysteme übertragen werden.

Spannstahl

Die verschiedenen Korrosionserscheinungen sind in **Kapitel 1.2** erläutert. Grundsätzlich korrodiert Spannstahl ähnlich wie Betonstahl, d.h. es laufen die gleichen Korrosionsprozesse ab [Hunkeler 1994]. Die am häufigsten beobachteten Korrosionsarten sind der flächige und muldenförmige Abtrag sowie der Lochfrass, auch Lochkorrosion genannt. Weniger häufig ist die Spannungsrissskorrosion. Spannungsrissskorrosion ist die gefährlichste der Korrosionsarten, da sie schon bei einem schwachen Korrosionsangriff eintreten kann und zu einem nicht vorhersehbaren Versagen führen kann.

Wegen der höheren mechanischen Festigkeiten und der in der Regel geringeren Abmessungen reagieren Spannstähle wesentlich empfindlicher auf Korrosion als Betonstähle. Korrosionsnarben und lochfrassartige Angriffstellen sind Kerben und erhöhen lokal die Spannungen.

Merkliche Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Spannstählen über die Nutzungszeit konnten bisher nur dann nachgewiesen werden, wenn die Spannstähle Korrosionsangriffe aufwiesen. Durch Korrosionsangriffe werden die Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul weniger, Bruch- und Gleichmassdehnung sowie die Biegezug- und Ermüdungsfestigkeit stärker beeinflusst [Geymayer 1984, Jungwirth 1986, Waubke 1991, Nürnberger 1995, 2002a,b, Beitelmann 2000, EMPA 2001, Nakamura 2004]. **Bild 2.85** zeigt beispielhaft den Einfluss von Korrosionsnarben auf das Spannungsdehnungsverhalten der Litzen aus der Mid-Bay-Brücke in Florida.

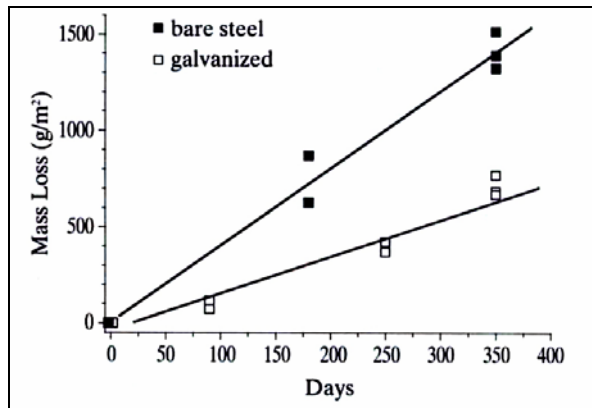
**Bild 2.85**

Spannungsdehnungskurve an Litzen aus der Mid-Bay-Brücke in Florida: Litzen ohne Korrosionsnarben (oben) und Litzen mit Korrosionsnarben (unten) [Beitelmann 2000].

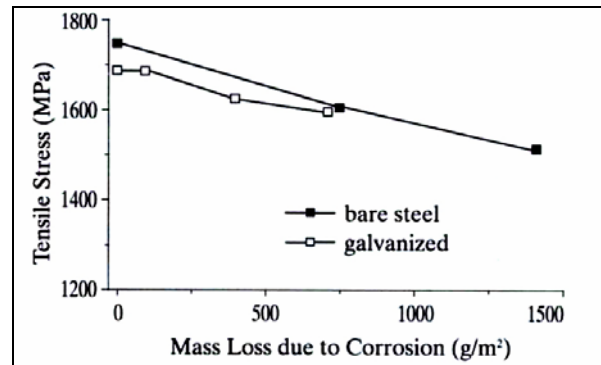
In **Bild 2.86** sind die Resultate der umfangreichen Laboruntersuchungen von [Nakamura 2004] dargestellt. Daraus geht hervor, dass die Zugfestigkeit proportional mit dem Restquerschnitt abnimmt. Auch die Bruchdehnung der unverzinkten Spanndrähte nimmt linear mit dem Korrosionsabtrag ab. Demgegenüber fällt die Bruchdehnung bei den verzinkten Spanndrähten (Zinkschichtdicke 343 g/m^2 bzw. $50 \mu\text{m}$) ab einem Abtrag von etwa 100 g/m^2 stark ab. Dies wird aber nicht auf Wasserstoffstoffversprödung zurückgeführt, sondern auf den ungleichmässigen Korrosionsabtrag an den Spanndrähten bzw. auf die dadurch verursachte Oberflächenrauigkeit, d.h. auf die Kerbwirkung von Angriffsstellen. Wird die Oberfläche der Spanndrähte nämlich nachträglich geschliffen, verschwindet der Einfluss (**Bild 2.87**).

Auch das Ermüdungsverhalten wird durch die Korrosion negativ beeinflusst (**Bild 2.88**). Eine Dauerschwingfestigkeit ergibt sich nur dann, wenn der Korrosionsprozess sich stark verlangsamt oder gestoppt wird. Diese Ergebnisse decken sich mit Untersuchungen von Nürnberger [Nürnberger 1995].

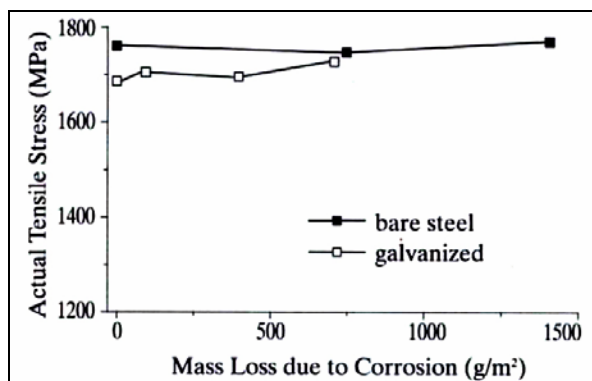
Anlass für die Arbeit von Nakamura waren gerissene Spanndrähte bei Hängebrücken. Auf Grund der Untersuchungen kommt er zum Schluss, dass für die Spannstahlbrüche mehrere Ursachen gleichzeitig von Bedeutung sind: Korrosionsabtrag, Ermüdung, hohe Eigenspannungen, Wasserstoff und Reibkorrosion.



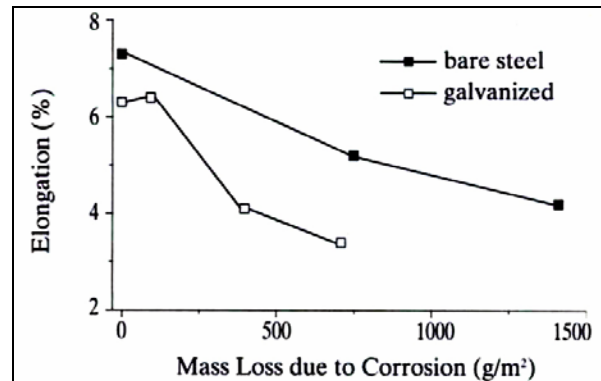
a)



b)

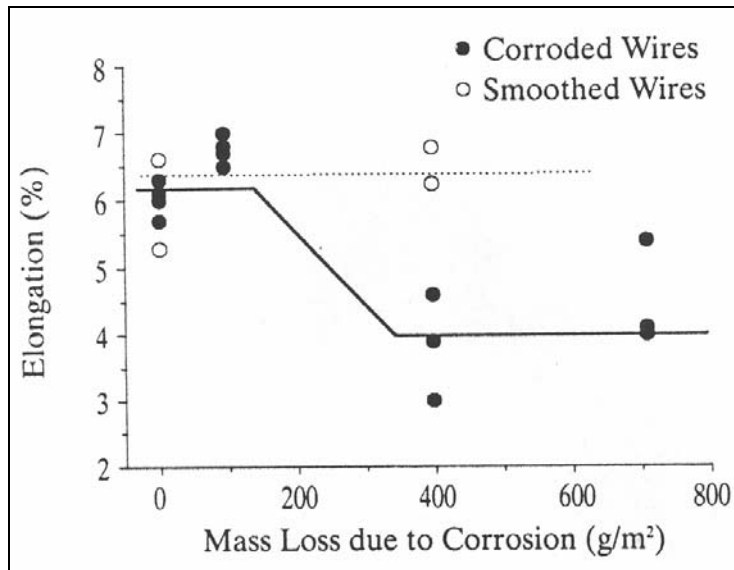


c)

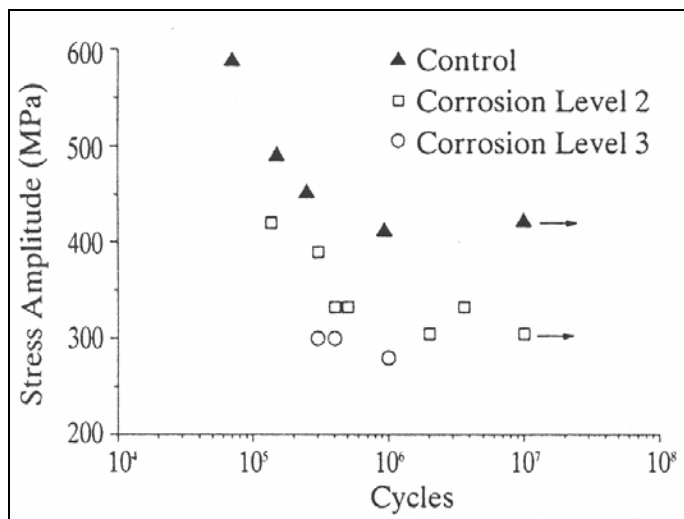


d)

Bild 2.86 a) Korrosionsabtrag über die Zeit und b) bis d) Einfluss der Korrosion auf die mechanischen Eigenschaften von verzinkten und unverzinkten Spanndrähten $\varnothing 5$ mm: b) gemessene Zugfestigkeit, c) Zugfestigkeit bezogen auf den effektiven Restquerschnitt und d) Bruchdehnung [Nakamura 2004].

**Bild 2.87**

Einfluss des Korrosionsabtrags bzw. der nachträglichen Bearbeitung der korrodierten Fläche auf die Bruchdehnung von korrodierten Spanndrähten [Nakamura 2004].

**Bild 2.88**

Einfluss der Korrosion auf die Schwingfestigkeit von Spanndrähten [Nakamura 2004].

Spannstähle können eine sehr unterschiedliche Empfindlichkeit auf die so genannte Wasserstoffversprödung aufweisen. Dies ist abhängig von der Stahlzusammensetzung, vom angreifenden Medium und von den vorhandenen inneren und äusseren Spannungen. Generell gilt, dass die Gefährdung durch wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion unter sonst gleichen Umgebungsbedingungen mit zunehmender Festigkeit und höherer Spannung zunimmt [Nürnberger 1995]. Innere Spannungen z.B. wegen der Kaltverformung wirken sich ungünstig aus [Elices 2004]. Es gibt verschiedene Prüfverfahren, um die Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung nachzuweisen. Ob bei einem Spannstahlbruch eine Wasserstoffversprödung stattgefunden hat oder nicht, lässt sich nur von einer Fachperson beurteilen.

In praktisch allen Ländern traten Schäden infolge (wasserstoffinduzierter) Spannungsrisskorrosion auf. Im Vergleich zum Ausland (vorab Deutschland) wurde in der Schweiz schon sehr früh auf die Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit von Spannstählen geachtet (**Kapitel 2.6.5**). Bisher traten in der Schweiz nur zwei Fälle auf, bei dem die Spannungsrisskorrosionsempfindlichkeit des schlussvergüteten Spannstahls der ausschlaggebende Faktor für den Korrosionsschaden war (**SH-02**).

Aus grundsätzlichen Überlegungen ist die Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion bei Stangen (Stäben) grösser als bei Draht- oder Litzenbündeln. Bei Stangen kann eine einzelne Korrosionsstelle mit einem Anriss zum Ausfall des ganzen Spanngliedes führen.

Ermüdungskorrosion wurde bisher nur bei einem Einzelfall dokumentiert, nämlich bei Einzelspanngliedern (\varnothing 26 mm) in einer Koppelfuge einer Brücke im Heerdterdreieck (Deutschland). (Anmerkung: Dies gilt nicht für Schrägseilssysteme, siehe **Kapitel 3**.)

Reibkorrosion als Schadenursache wurde bisher weder in der Schweiz noch im Ausland beobachtet. (Anmerkung: Dies gilt nicht für Schrägseilssysteme, siehe **Kapitel 3**). Grundlegende Untersuchungen zur Reib-Ermüdung wurden Mitte der 1980er-Jahre an der ETH Zürich durchgeführt [Oertle 1987].

Die Frage der Verzinkung von Spannstählen für Spannglieder ohne Verbund wird nach wie vor kontrovers diskutiert. Bei verschiedenen Fällen macht es den Anschein, dass die Verzinkung eher einen negativen Einfluss hatte. Es gibt aber auch positive Befunde.

Hüllrohre

In den weitaus meisten Fällen sind bisher runde gewellte Metallhüllrohre (gefalzt oder längsgeschweisst) verwendet worden, die aus einem dünnwandigen Stahlblech (blank oder galvanisch mattverzinkt) hergestellt wurden.

Das gewellte metallische Hüllrohr hat den Vorteil, dass es beim Verlegen dem Kabelverlauf gut angepasst werden kann ohne dass es einknickt. Wenn jedoch das Hüllrohr zu stark gebogen wird, kann sich die Falznaht öffnen. Der gefalzte Hüllrohrtyp ist nicht vollständig wasserdicht, jedoch dicht genug, um den Zementleim nicht in das Rohr eindringen zu lassen. Anmerkung: Die heutigen Anforderungen an die Hüllrohre sind strenger. Es wird gemäss EN 523 [CEN 2003b] ein dichtes Hüllrohr verlangt. Die entsprechende Prüfung ist in der EN 542-6 [CEN 2003b] festgelegt, wobei die verwendeten Hüllrohre vorgängig einen Hin- und Herbiegeversuch und einen Zugbelastungsversuch überstehen müssen.

Bei der Inspektion von Spanngliedern beim Abbruch von Brücken wurden oftmals in den Umlenkbereichen (Kabelhalterung in Hoch- und Tiefpunkten) deformierte Hüllrohre angetroffen (z.B. **BE-17**). Solche Deformationen entstehen beim Spanngliedeinbau oder beim Betonieren und sind auf einen unsachgemässen Einbau oder auf zu geringe Wandstärken zurückzuführen.

Als Besonderheiten bei Metallhüllrohren sind die Verzweigung grosser Spannglieder vor den Verankerungen mittels Hosenrohren (z.B. **BE-17**) wie auch die Bündelung von jeweils vier Spanngliedern in einem rechteckigen Blechkanal zu nennen (**BE-23**).

Bei einigen der dokumentierten Korrosionsschäden an Spanngliedern mit Metallhüllrohren war das dünnwandige Hüllrohr (Wandstärke 0.3 – 0.4 mm) lokal oder flächig angerostet und oft auch durchkorrodiert. Stand der Spannstahl noch in direktem Kontakt mit den durchkorrodierten Hüllrohrwandungen, war dieser in der Folge ebenfalls von der Korrosion betroffen. Als Ursache dieser Korrosionsschäden konnte meistens eingesickertes chloridhaltiges Wasser identifiziert werden. Auf Grund von beobachteten Ausweitungen der Korrosion an Hüllrohren in Längsrichtung ist zu vermuten, dass sich das Sickerwasser auch entlang des Spanngliedes (sog. Längsläufigkeit) ausbreiten kann (vgl. **BE-17**).

Die Hüllrohrmuffen und Hüllrohranschlüsse an die Verankerungstrumpeten werden in der Regel mit einem Dichtungsband abgedichtet. Unter dem Dichtungsband herrscht nach dem Einbetonieren der Spannglieder kein alkalisches, sondern ein feuchtes, korrosionsförderndes Milieu. Vergleichbare Verhältnisse liegen bei den Hüllrohranschlüssen von Injektions- und Entlüftungstutzen mittels Blechhalbschalen und Moosgummiabdichtungen vor. Bei Abbruchobjekten konnten unter diesen Abdichtungen oftmals korrodierte Hüllrohre beobachtet werden. Trotzdem ist diese Lösung auch heute noch üblich (**Bild 2.5**).

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Metallhüllrohre sich generell bewährt haben und heute kostengünstiger als Kunststoffhüllrohre sind. Bei Chloridbelastung bieten sie aber alleine keinen dauerhaften Korrosionsschutz.

Die bereits in den 1960er- und 1970er-Jahre eingesetzten gewellten PE-Hüllrohre bei der Vorspannung mit Verbund bestanden aus einem dünnwandigen (ca. 1 bis 1.5 mm) und beidseitig gewellten Rohr. Der hohe Anpressdruck und die Bewegung des Spannstahls beim Spannvorang führten oftmals zu einer Perforation des dünnwandigen Hüllrohres in den Umlenkstellen (Hoch- und Tiefpunkte). Damit gingen die Vorteile des Kunststoffhüllrohres (Dichtigkeit gegenüber Wasser und Chloriden) gerade an exponierten Spanngliedstellen verloren (siehe **SO-07**, **SZ-11**). Hingegen blieb der materialtechnische Vorteil der Korrosionsbeständigkeit und der Dauerhaftigkeit des Kunststoffes in solchen Fällen erhalten. Eine Alterung des Polyethylen-Rohrmaterials war beispielsweise beim Abbruchobjekt **SZ-11** nach gut dreissigjähriger Nutzungszeit durch eine materialtechnische Untersuchung an der EMPA nicht feststellbar.

Das plastische Verformungsverhalten der dünnwandigen Kunststoffhüllrohre bei hohen Temperaturen hat oftmals zu unerwünschten Hüllrohrdeformationen geführt. Die neue Generation von Kunststoffhüllrohren trägt den Erfahrungen mit der ersten Generation beispielsweise durch widerstandsfähigere Rohrprofile und grössere Wandstärken Rechnung.

Im Rahmen eines Pilotprojektes wurde beim Viadotto Preonzo-Claro im Tessin mit externer Vorspannung ein Spannglied nach 12-jähriger Nutzungszeit ausgebaut und ersetzt. Am Spannglied konnten in der Folge zerstörende materialtechnische Untersuchungen durchgeführt werden. Die zumeist positiven Resultate hat die ETH Zürich in einem Bericht [Vogel 2001] publiziert.

Anzumerken ist, dass die Kunststoffhüllrohre damals nicht wegen deren günstigen Eigenschaften (z.B. Korrosionsbeständigkeit, Ermüdung) eingesetzt wurden, sondern weil sie kostengünstiger als die Metallhüllrohre waren (vgl. **Kap. 2.4.3**).

Bei Monolitzen ohne Verbund besteht die Korrosionsschutzmassnahme aus zwei Elementen: die Ummantelung mit einem HDPE-Rohr (primärer Korrosionsschutz) einerseits und das Korrosionsschutzfett zwischen Ummantelung und Spannstahl (sekundärer Korrosionsschutz) andererseits. Von sehr grosser Bedeutung sind die Korrosionsschutzmassnahmen im Verankerungskörper (Litzenende und Klemmenpaar) durch eine Korrosionsschutzfett-Verpressung und Verschlussstopfen. Die Kunststoff-Ummantelung wird fabrikmässig aufgebracht (Extrudiermethode oder Einstossen der gefetteten Litze, **Bild 2.78**). Die HDPE-Ummantelung (Mindeststärke 1 mm) hat zu verhindern, dass in keiner Bearbeitungsphase Feuchtigkeit, Wasser oder Zementleim in das Korrosionsschutzfett bzw. zum Spannstahl eindringen kann. Die Umhüllung darf nicht zu satt am Spannstahl anliegen, um die entsprechende Menge an Korrosionsschutzfett einschliessen zu können und den Spannweg der Litze ohne Beschädigung des Kunststoffes zu ermöglichen. Erhöhte Vorsicht ist insbesondere während der Montage derartiger Spannglieder und beim Betonieren erforderlich, um den Spannstahl in den Verankerungsbereichen und Schwindgassen vor schädlichen Einwirkungen (z.B. Feuchtigkeit) zu schützen. Ein Schadenfall an Monolitzen ohne Verbund trat in der Schweiz bei einem Parkhaus (**SG-07**) auf. In der Phase des Einbaus war der Korrosionsschutz des Spannstahls unterbrochen und es konnte Wasser in die Monolitzen eindringen. Wegen des unvollständigen Korrosionsschutzes bei Spanngliedern ohne Verbund gab es bei Gebäuden in Nordamerika eine grössere Anzahl Schäden (**Kapitel 2.6.4**).

Zementöses Füllgut

Das zementöse Füllgut muss zunächst einmal eine ausreichende Fließfähigkeit haben, um die Hüllrohre vollständig verfüllen zu können. Das Fließvermögen muss ausserdem über einen bestimmten Zeitraum aufrechterhalten bleiben. Es besteht sonst die Gefahr des Verstopfens des Hüllrohres während des Verpressens oder Rissbildungen infolge gleichzeitigem Quellen und Abbinden. Daneben muss das Füllgut Anforderungen an die Festigkeit bzw. Festigkeitsentwicklung erfüllen. Ab wann die Spannsystemanbieter welche Zusatzmittel (z.B. Fließmittel und/oder Treibmittel) oder Zusatzstoffe eingesetzt haben, ist der Forschungsstelle nicht bekannt. Weder die Ausführungsdossiers (Bauwerksakten) der untersuchten Schadenfälle noch die Dokumentationen der Anbieter enthalten hierzu genaue Angaben. Auch bei den in der Literatur beschriebenen Schadenfällen sind hierzu kaum detaillierte Angaben vorhanden. Einen allgemeinen Überblick über den Stand der Vorschriften, Empfehlungen und Prüfungen von verschiedenen Ländern in den 1970er-Jahren vermittelt eine Publikation von 1977 [Rendchen 1977].

Man kann annehmen, dass für das zementöse Füllgut früher w/z-Werte zwischen 0.35 bis 0.50 angestrebt wurden. Je höher der w/z-Wert, umso fließfähiger ist der Zementleim. Zementleime mit hohen w/z-Werten bergen jedoch Gefahren (nicht frostbeständig, Bildung von Entmischungen, zu niedrige Festigkeit usw.). Füllgut mit einem w/z-Wert von 0.35 bis 0.50 hat einen Zementgehalt von 1'200 bis 1'500 kg/m³ (**Tabelle 2.19**).

| | Gewicht | Dichte | Menge |
|-----------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| | kg | kg/m ³ | kg/m ³ |
| w/z-Wert: 0.35 | | | |
| Zement | 100 | 3'150 | 1'498 |
| Wasser | 35 | 1'000 | 524 |
| w/z-Wert: 0.50 | | | |
| Zement | 100 | 3150 | 1'223 |
| Wasser | 50 | 1000 | 612 |

Tabelle 2.19 Zementgehalte von Füllgut mit unterschiedlichem w/z-Wert.

Zur Herstellung des Füllgutes wurden in der Schweiz bestimmte Zusatzmittel und jeweils der Zement von einem Zementwerk in der Umgebung der Baustelle verwendet. Diese Praxis wird sich mit der Einführung der Norm SIA 262 [SIA 2003a] und der damit notwendigen Zulassung des Füllgutes ändern und es wird vorgefertigtes, d.h. konfektioniertes Material zum Einsatz kommen (Spezialfüllgut auf Zementbasis mit höheren Anforderungen).

Bei den Untersuchungen der Spannsysteme von Abbruchobjekten und geschädigten Bauwerken in der Schweiz konnten folgende Mängel am zementösen Füllgut und an der Verfüllung festgestellt werden:

- unvollständige oder fehlende Verfüllung der Hüllrohre (Anmerkung: Dies ist meistens auf Ausführungsfehler und weniger auf Mängel beim Füllgut zurückzuführen.)
- Teilverfüllung des Hüllrohres oder der Entlüftungsstützen mit Füllgut z.B. wegen Lufteinschlüssen, insbesondere in Hoch- und Wendepunkten, oder wegen des Absetzens des Füllgutes (vgl. **GR-23**, **SZ-11**, **ZH-08**), aber auch wegen des Verstopfens der Hüllrohre (eingedrückte Hüllrohre, durch defekte Hüllrohre eingedrungene Feianteile des Betons).
- Übermässiges Ausscheiden von Kalziumkarbonat aus dem Füllgut im Scheitelbereich des Hüllrohres als Folge eines zu hohen w/z-Wertes oder eines ungeeigneten Zementes (siehe **SO-07**).

- Aufweichung des Füllgutes im Scheitelbereich des Hüllrohres infolge Wasserinfiltration, Frosteinwirkung oder Ausscheiden von Kalziumkarbonat (siehe **SO-07, SZ-11**).
- Unverfüllte Bereiche innerhalb des Spannstahlbündels (Drähte oder Litzen) und zwischen Hüllrohr und anliegendem Spannstahl wegen ungeeignetem Füllgut, deformierten Hüllrohren, abgeschlossenen Lufthohlräumen im Spannstahlbündel bzw. Lufteinschlüssen im Füllgut. Oftmals haben zu enge Hüllrohre die genannten Verfüllmängel begünstigt (siehe **SO-07, SZ-11, ZH-08**).

Die im Ausland gemachten Erfahrungen decken sich weitgehend mit diesen Beobachtungen (**Kapitel 2.6**). Die ungenügende oder fehlende Verfüllung der Spannglieder ist der häufigste Mangel bei den Spannsystemen. Es ist wichtig zu wissen, dass diese Fehlstellen nur dann zu Korrosion führen, wenn im Spannkanal auch Wasser oder Feuchtigkeit mit oder ohne Chloride vorhanden ist.

Die festgestellten Mängel können teilweise auf eine oder mehrere der folgenden Ursachen zurückgeführt werden: zu hoher w/z-Wert, zu hohe Wasserabsonderung (Entmischen, Sedimentation) und zu starke Volumenreduktion (Schwinden, Setzen). In einer neueren Arbeit wurde zudem auf die in der Praxis schon seit längerer Zeit bekannte „Filterwirkung“ der in den Hüllrohren vorhandenen Litzen hingewiesen [Aïtcin 2004]. In einer neueren Untersuchung wurde ausserdem auf die möglichen ungünstigen Auswirkungen von Vibrationen während der Frühphase der Erhärtung (einige Stunden) nach dem Verpressen der Hüllrohre hingewiesen [Schokker 2004].

Inwieweit früher in der Schweiz ungeeignete Zusatzmittel, Mischer oder Pumpen verwendet wurden, kann nicht beurteilt werden. Gravierende Probleme mit dem zementösen Füllgut, wie sie in Frankreich in mindestens zwei Fällen bei Brücken mit externer Vorspannung beobachtet wurden, traten in der Schweiz nicht auf.

Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, dass bei vielen Untersuchungen eine vollständige Verfüllung der Hüllrohre gefunden wurde. So wurden z.B. bei der talseitigen Brücke des 1966/67 erbauten Viadotto delle Cantine bei Capolago im Kanton Tessin vor dem Abbruch im Mai 2003 systematisch alle Hochpunkte angebohrt. Bei sämtlichen 78 Hochpunkten war die Verfüllung vollständig (**Bild 2.89** [Cantine 2004]). Dies gilt auch für die 66 Hochpunkte der bergseitigen Brücke, die im Frühjahr 2004 abgebrochen wurde. Dies ist ein sehr gutes Resultat und es zeigt, dass die Bedeutung einer sorgfältigen Injektion frühzeitig erkannt wurde. Die Trennschnitte bei den ausgebauten Trägern der talseitigen Brücke bestätigten weitgehend diesen positiven Befund. Nur in einigen wenigen Fällen wurden kleinere Schwachstellen beobachtet.



Bild 2.89 Viadotto delle Cantine: a) und b) vollständige verfüllte Spannglieder bei Hochpunkten, c) und d) kleinere Schwachstellen bei den Trennschnitten im Bereich von Verankerungen [Cantine 2004].

Plastisches Füllgut

Im Vergleich zum zementösen Füllgut ist über die Zusammensetzung von plastischen Füllgütern als Korrosionsschutzmassen noch viel weniger bekannt. Selbst grobe Angaben fehlen in den Bauwerksakten.

Bei Spanngliedern mit Verbund spielen plastische Füllgüter eine untergeordnete Rolle. Korrosionsschutzfett wird etwa bei Ankerköpfen und Litzenüberständen verwendet, um in der Bauphase so lange als temporären Korrosionsschutz zu dienen, bis das Einbetonieren der Verankerung stattgefunden hat. Bei keinem der untersuchten Schadenfälle in der Schweiz waren die Eigenschaften des plastischen Füllgutes direkte Ursache für einen Schaden. Das Fehlen des Füllgutes wird hier nicht betrachtet. Probleme mit plastischem Füllgut bei Spanngliedern mit Verbund sind im Ausland offenbar kaum aufgetreten bzw. nicht beschrieben worden.

Bei ausser liegenden Spanngliedern ohne Verbund kommen als sekundärer Korrosionsschutz zementöses Füllgut und insbesondere bei auswechselbaren Spanngliedern auch plastische Füllgüter (z.B. Fette, Wachse) zur Anwendung. Schweizerische Erfahrungen mit plastischen Füllgütern bei ausser liegenden Spanngliedern ohne Verbund sind kaum vorhanden. Einzige Hinweise können dem Bericht über die Auswechslung und Überprüfung eines Spanngliedes bei der Brücke Preonzo – Claro entnommen werden. Die Brücke wurde 1987/89 als Pilotprojekt für die externe Vorspannung gebaut. Gemäss der visuellen Beurteilung konnten beim verwendeten

Fett (DENSO-Jet) keine Entmischungen beobachtet werden [Vogel 2001]. Auch aus dem Ausland liegen kaum Hinweise über das Langzeitverhalten von plastischen Füllgütern vor. Nur in Grossbritannien traten Probleme wegen des Auslaufens des Wachses auf.

Bei Spanngliedern ohne Verbund innerhalb des Betonquerschnittes (z.B. Monolitzen ohne Verbund) hat das plastische Füllgut (Fett) zwischen Ummantelung und Spannstahl eine grosse Bedeutung, da dieses die sekundäre Korrosionsschutzmassnahme darstellt (**Kapitel 2.4.4**). Wichtig ist, dass auch während der Bauphase keine Schadstoffe an nicht umhüllte Spanngliedbereiche gelangen. Wird dies nicht verhindert, sind spätere Korrosionsschäden möglich (**SG-07**).

In einem anderen Schadenfall mit Monolitzen als Ringvorspannung für ein Portlandzementsilo (**SH-03**) wurde das Korrosionsschutzfett vermutlich bakteriell abgebaut. Es entstand Essigsäure, was zusammen mit der Feuchtigkeit zu einem sehr korrosiven Flüssigkeitsfilm im Bereich der Litzenverankerung führte. Die genaue Schadenursache (Abbau des Fettes) konnte in diesem Falle nicht ermittelt werden. Eventuell spielte die konstant hohe Temperatur eine Rolle. Ein mikrobieller Abbau des plastischen Füllguts bzw. die beim Abbau entstandenen Säuren werden bei einigen wenigen Schäden in den USA als Ursache für die Korrosion an den Spannstählen vermutet (**Kapitel 2.6.4**).

2.7.3 Bauwerkseitige Einflüsse

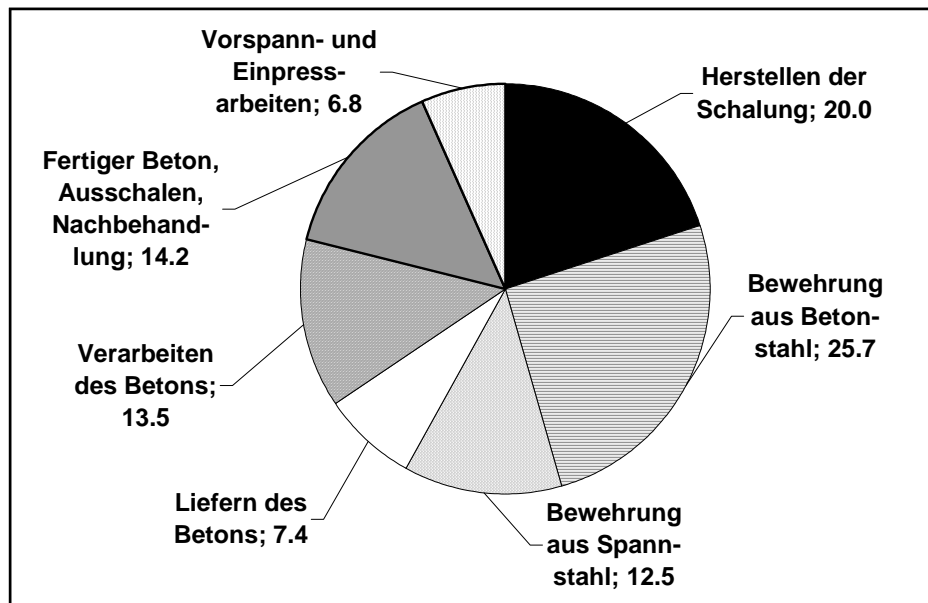
Bei den bauwerkseitigen Einflüssen ist die Qualität der Planung, Ausführung und Überwachung der Arbeiten auf der Baustelle, aber auch die Überwachung der Bauwerke während der Nutzung von besonderer Bedeutung. In all diesen Prozessen spielen die Umwelteinwirkungen immer wieder eine entscheidende Rolle, so dass der gleiche Fehler (z.B. unvollständige Verfüllung der Spannkanäle) im einen Fall keine Auswirkungen hat, da kein (chloridhaltiges) Wasser an das Spannsystem gelangt, im anderen Fall aber intensive Korrosion am Spannstahl auslösen kann, da Wasser in das Hüllrohr eindringen konnte.

Bei vielen Schadenfällen wurde in der Vergangenheit dem Grundsatz, wonach (chloridhaltiges) Wasser von den vorgespannten Betonbauteilen fernzuhalten ist, nicht immer bzw. nur ungenügend nachgelebt. Die in- und ausländischen Schadenfälle zeigen, dass es sich immer wieder um die gleichen Schwachstellen handelt (**Tabelle 2.7, 2.15 und 2.16**).

Schwachstellen können in der Planung (z.B. ungünstige konstruktive Durchbildung) und bei der Ausführung (z.B. unvollständige Verfüllung der Spannkanäle) entstehen.

Eine mangelhafte Ausführungsqualität ist nicht immer oder nur auf die Qualität der Arbeiten vor Ort zurückzuführen, sondern beispielsweise auch von den Komponenten des Spannsystems. So ist die vollständige Verfüllung der Spannkanäle in hohem Masse abhängig von den Eigenschaften des Füllgutes oder von der Anordnung der Entlüftungsrohre. In verschiedenen Fällen wurden unzweckmässige oder sogar korrosiv wirkende „Baustellenlösungen“ realisiert, da keine geeigneten Systemkomponenten oder Vorgaben des Lieferanten des Spannsystems vorhanden waren. In diesem Zusammenhang sind z.B. zu nennen: ungeeignete Abstützungen der Spannglieder, ungeeignete Hilfsmaterialien zum Vergiessen von Fugen, kein fachgerechter Schutz bei Arbeitsunterbrüchen (evtl. keine entsprechende Planung oder Arbeitsanweisung vorhanden), Verstopfungen im Hüllrohr wegen Hüllrohrverletzungen, ungenügende Instruktion des Baustellenpersonals durch den Spannsystemlieferanten, keine Überwachung durch die Bauleitung.

In Deutschland wurden umfangreiche Untersuchungen zur Frage der Ausführungsqualität von Betonbauten durchgeführt [BAST 2000, Gusia 2001]. Die Ergebnisse zeigten, dass die vorhandenen Regelungen ausreichend sind, diese aber auf der Baustelle teilweise nur mangelhaft umgesetzt werden (**Bild 2.90**).

**Bild 2.90**

Prozentuale Anteile der Fehler bei den verschiedenen Hauptaktivitäten der Bauausführung [BAST 2000].

Häufige Fehler bei den Spannstahlbewehrungsarbeiten waren gemäss [BAST 2000, Gusia 2001]:

- ungenügende Bezeichnung der Spannstellen und Entlüftungsröhrchen
- Beschädigung der Hüllrohre, Einbau beschädigter Hüllrohre
- Hüllrohrstösse nicht ausreichend abgedichtet
- ungeeignete Lagerung.

Bei den Vorspann- und Einpressarbeiten wurden folgende Fehler beobachtet [BAST 2000, Gusia 2001]:

- kein ausreichender Platz zum Ansetzen der Spannpresse
- keine Spannweisung auf der Baustelle vorhanden
- ungenügende Spann- und Injektionsprotokolle
- unzureichende Hilfsmittel
- ungenügende Kontrolle des Zements, des Fließvermögens des Füllgutes.

Diese Ergebnisse machen eindrücklich klar, dass Verbesserungen auf der Baustelle möglich und nötig sind, aber auch, dass auf die Empfindlichkeit der Spannsysteme für Fehler bei der Ausführung geachtet werden muss.

Auch eine ungenügende Überwachung oder eine verzögerte Instandsetzung kann zu einem unverhältnismässig grossen Schaden, im schlimmsten Fall zum Einsturz führen (z.B. San Stefano-Brücke in Sizilien, **Kapitel 2.6.2**).

2.7.4 Fugen

Es ist allgemein bekannt, dass Fugen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit problematisch sein können. Undichte permanente Dilatationsfugen und undichte Arbeitsfugen bei Ortsbetonbauwerken spielten bei verhältnismässig vielen Schäden an Spanngliedern eine wichtige Rolle.

Bei Dilatationsfugen bzw. Fahrbahnübergängen ist der Anschluss der Fahrbahnabdichtung an die Fuge sowie die Dichtigkeit bzw. die planmässige Entwässerung für die Dauerhaftigkeit der darunter liegenden Betonkonstruktion von grosser Bedeutung. Ist dies nicht gewährleistet, so kann es zum Korrosionsangriff auf die in diesen Bereichen angeordneten Spannglied-

verankerungen und benachbarten Spanngliedabschnitten kommen. Da solche Schädigungen in den Verankerungszonen auftreten, gilt dies für alle Arten von Spanngliedern (innen- und ausenliegend, mit oder ohne Verbund).

Im Ausland kam es in Arbeitsfugen von älteren vorgespannten Ortsbetonbrücken mit durchlaufenden Längsspanngliedern häufig zu unplanmässigen Rissen im Überbau (z.B. Deutschland). Die Risse bildeten sich meistens an den Kupplungsfugen, die erfahrungsgemäss eine Schwachstelle des Überbaus darstellen. Im Rissbereich können sich Korrosions- und Ermüdungsprobleme für den Betonstahl und den Spannstahl entwickeln. Besonders gefährdet sind die Kupplungsbereiche von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund. Diese Brücken mussten verstärkt werden, wobei oftmals externe Spannglieder verwendet wurden.

In der Schweiz befolgte man mit der teilweisen Vorspannung stets ein Bemessungskonzept, das einen geringeren Anteil an Vorspannung und einen entsprechend höheren Anteil an Betonstahl zur Folge hatte. Das Rissaufkommen und Korrosionsrisiko an der Bewehrung und am Spannstahl ist daher nicht vergleichbar und weniger problematisch als bei einem hohen Vorspanngrad und einer nur marginalen Bewehrung.

2.7.5 Brücken aus vorgefertigten Tragwerkselementen

Im Rahmen dieses Projekts wurden auch rückgebaute Brücken untersucht, die aus vorgefertigten Tragwerkselementen – ergänzt mit Ortsbeton – bestanden. Sehr detaillierte und aufschlussreiche Untersuchungen konnten an drei ausgebauten Elementträgern der Überdeckung Töss durchgeführt werden (**ZH-14** und [Hunkeler 1999]).

Bei vorgefertigten Brücken kommt oft eine Kombination von Spannbett-Vorspannung und Spanngliedern zum Einsatz. Im Werk werden die Tragwerkselemente im Spannbett vorgespannt, dann transportiert und auf der Baustelle montiert und mit verbindenden Spanngliedern zusammengespannt. Bei dieser Bauweise entstehen diverse Fugen, deren konstruktive Ausbildung und Ausführungsqualität für die Dauerhaftigkeit der innenliegenden Spannglieder ausschlaggebend sind. Neben der Fugenproblematik muss auch festgehalten werden, dass vor allem in früheren Zeiten oft nicht genügend Hebekapazität bei der Elementmontage vorhanden war. Um das Gewicht der Tragwerkselemente zu reduzieren wurden die Betonabmessungen minimal gewählt, was zu Schwierigkeiten beim Betonieren und zu ungenügender Betonüberdeckung führte.

Nachfolgend sind einige wichtige Erkenntnisse aus den Beobachtungen und Zustandsuntersuchungen aufgeführt:

- Oftmals fehlten in den Bauwerksakten Angaben über die vorhandene Vorspannung und Betonrezeptur (gilt teilweise auch bei Bauwerken in Ortbeton). Die Ortung von Spanngliedern mit einfachen zerstörungsfreien Geräten (z.B. Profometer) führte meistens nicht zum Erfolg.
- Korrosionsschäden an der Bewehrung und am Spannstahl waren vorwiegend auf oberflächliche (chloridhaltige) Wasserläufe aus Undichtigkeiten im Überbau (Fahrbahnabdichtung, Konsolen, Bauteilfugen) oder auf zu kurze Belagsentwässerungsröhrchen (Wasserzug an der Untersicht) zurückzuführen.
- Der Karbonatisierungsfortschritt war im dichten Werkbeton in der Regel gering, was demzufolge im chloridfreien Beton der Tragelemente auch bei einer Betonüberdeckung von wenigen Millimetern noch zu keiner Bewehrungskorrosion führte. Es musste jedoch auch festgestellt werden, dass der Werkbeton leider nicht immer die Qualitätsanforderungen erfüllte, was dann entsprechende Schäden bewirkte.

- Während in einigen Fällen an der schlaffen Bewehrung massive Korrosion (mit Lochfrass) vorlag, blieb der unmittelbar in der Nähe befindliche Spannstahl (Drähte oder Litzen) der Spannbett-Vorspannung noch korrosionsfrei. Bei Rissen und Abplatzungen im Beton infolge korrodierter Bewehrung (z.B. am Trägerflansch) muss nicht zwangsläufig von einer stark korrodierten Spannbett-Vorspannung ausgegangen werden. Entscheidend sind der Chlorid- und Wassergehalt des Betons sowie die Betonüberdeckung.
- Bei der Spannbett-Vorspannung werden die Drähte oder Litzen in der Regel im Werk direkt an den Trägerenden nach Erhärtung des Betons abgetrennt. Bei Brücken, deren Trägerenden über Jahre wegen undichten Fahrbahnübergängen mit evtl. chloridhaltigem Wasser beaufschlagt worden waren, konnte festgestellt werden, dass der Spannstahl nur bis in wenige Zentimeter Tiefe korrodiert war. Mehr gefährdet an solchen Trägerenden sind die Spanngliederverankerungen. In mehreren Fällen wurden stark korrodierte Verankerungskörper beobachtet, die infolge undichter Fugen oder mangelhaftem Beton unzureichend geschützt waren.
- Spannglieder in Stegen von Flansch- und Hohlkastenträgern besitzen oftmals eine geringe Betonüberdeckungen (30 - 40 mm). Im Bereich von Elementfugen besteht ein erhöhtes Korrosionsrisiko, da hier die Hüllrohre der Spannglieder mit Muffen versehen und eventuell beschädigt sind und unter Umständen die Betonüberdeckung durch eine abgefasste Fugenausbildung (Hohlkehlen) noch reduziert worden ist.

Ein V-Stiel-Brückentyp, der in der Schweiz zu den Standardlösungen für Überführungen der Nationalstrassen zählt und daher auch heute noch häufig vorkommt, wurde aus vorfabrizierten Betonelementen erstellt (z.B. **SZ-11**). Der Fahrbahnträger besteht aus jeweils vier oder mehr Hohlkastenträgern, die über den inneren Stützen und in Feldmitte gestossen sind. Auch die Stützen wurden vorfabriziert. Die rückwärts geneigten Stützen wurden als vorgespannte Zug-elemente ausgeführt und mit der Böschung eingedeckt. Bei Zustandsuntersuchungen solcher Brücken konnte festgestellt werden, dass die mit Ortbeton ausgegossenen Elementstöße Schwachpunkte bezüglich eindringendem Wasser darstellen und der Spannstahl in diesen Bereichen Korrosionsspuren aufgewiesen hat.

Wie bereits in **Kapitel 2.7.2** erwähnt, wurden bei einer grossen Anzahl dieser Brücken für die Spannglieder aus Gründen der Kosteneinsparung dünnwandige Kunststoffhüllrohre (ca. 1 bis 1.5 mm) der ersten Generation verwendet. Insbesondere an Umlenkstellen wurden perforierte Hüllrohrabschnitte festgestellt, womit die im Gegensatz zu Metallhüllrohren bestehende Schutzwirkung vermindert wurde.

Bei den untersuchten V-Stiel-Brücken konnten folgende konstruktive und ausführungstechnische Schwächen festgestellt werden:

- empfindliche Teile der Spannglieder (Muffen, Entlüftungsanschluss) befinden sich in einer nicht homogenen Betonstruktur (Fugen)
- minimale seitliche Betonüberdeckung der Spannglieder (z.B. Elementfugen mit Hohlkehlen)
- Fehlstellen im Füllgut (Hoch- und Tiefpunkte), insbesondere im obersten Bereich der Zugstützen-Spannglieder
- Muffenabdichtung nicht ausreichend gewährleistet
- dünnwandige, nicht genügend widerstandsfähige, u.U. perforierte Hüllrohre.

Die Tragsicherheit solcher Brücken ist besonders von der Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit der Längs- und Zugstützen-Spannglieder abhängig. Um die Tragsicherheit gewährleisten zu können, sind objektspezifische Nachbesserungen (z.B. Fahrbahn- und Fugenabdichtungen) und regelmässige Inspektionen am Bauwerk erforderlich. Dies gilt in einem ganz besonderen Masse für V-Stiel-Brücken mit Zugbändern.

Die oben erläuterten Erkenntnisse aus den schweizerischen Schäden decken sich weitgehend mit den Erfahrungen im Ausland.

2.7.6 Temporärer Korrosionsschutz

Wie wichtig der temporäre Korrosionsschutz beim verzögerten Verpressen von Spanngliedern ist, haben u.a. die schlechten Erfahrungen mit einem Dampfphaseninhibitor an der Hundwilertobelbrücke (**AR-01**) gezeigt. Bereits in früheren Untersuchungen der EMPA hat sich diese Massnahme als nicht wirksam erwiesen [EMPA 1993]. Die heute gültige Norm SIA 262 [SIA 2003a] enthält deshalb Vorgaben bzgl. der maximalen Fristen zwischen Einbau bzw. Spannen des Spannstahls und dem Verfüllen der Hüllrohre. In den letzten Jahren wurden zu dieser Thematik verschiedene Forschungsarbeiten durchgeführt, die nachfolgend zusammengefasst werden.

Für temporäre Korrosionsschutzmassnahmen kommen vornehmlich organische Stoffe in Frage, die häufig zusätzlich Korrosionsinhibitoren enthalten [Isecke 2003]. Als Nachteil dieser Verfahren ist das praktisch nicht vermeidbare Risiko von örtlichen Verletzungen anzusehen. Zudem muss im Spannbetonbau zusätzlich ihre Entfernung vor dem Injizieren gewährleistet sein (unter baupraktischen Bedingungen kaum erreichbar) und sie dürfen keine unzulässig starken Auswirkungen auf die Eigenschaften des Füllgutes, des Spannstahls und des Verbundes zwischen Spannstahl und Füllgut haben. In [Nürnberger 1995] sind die bisherigen Erkenntnisse über die Wirksamkeit solcher Massnahmen gegen Spannungsrisskorrosion zusammengefasst. Daraus und aus [Isecke 1997] wurde abgeleitet, dass es auf dem Markt filmbildende Korrosionsschutzmittel gibt, die die gestellten Anforderungen erfüllen.

In Rahmen einer Arbeit wurden Wasserproben, die durch Ausblasen von Spannkämen von verschiedenen Baustellen und Spannsystemen gesammelt wurden, chemisch analysiert [Isecke 1997]. Zunächst wurde festgestellt, dass bei allen Bauabschnitten im Mittel aus 30 bis 50% aller verlegten Spannglieder beim Durchblasen von Pressluft Wasser in Form von Nebel, Tropfen oder ausfliessendem Wasser austrat. Im Extremfall geschah dies bei 80% der 196 etwa 10 m langen Quervorspannglieder einer Brücke. Farbe, Trübung und Zusammensetzung des gesammelten Wassers waren sehr unterschiedlich. Der pH-Wert der Mehrzahl der Wasserproben lag im alkalischen Bereich (pH-Werte zwischen 7.1 und 12.0). Der Chloridgehalt schwankte zwischen 2 und 337 mg/l, der Sulfatgehalt zwischen 28 und 4'881 mg/l. Die Resultate lassen erkennen, dass das Wasser in den Hüllrohren eine Mischung aus Regen-, Kondens- und Blutwasser (Betonabsetzwasser) ist. Die genannten Werte ordnen sich gut in die von [Nürnberger 1997] angegebenen Grenzwerte für das Blutwasser ein (**Tabelle 2.20**).

| | Blutwasser | Leitungswasser | Regenwasser, Kondensat | Beton ¹⁾ |
|----------------------------|---------------|----------------|------------------------|------------------------|
| pH-Wert | <10 - 13 | 7 - 8 | 3 - 6 | 9 ³⁾ - 13.8 |
| Chloridgehalt, mg/l | 100 - 500 | bis 30 | 3 - 16 ²⁾ | bis 0.05 ⁴⁾ |
| Sulfatgehalt, mg/l | 2'000 - 6'000 | bis 100 | 20 - 1'000 | bis 0.5 ⁵⁾ |

1) wasserlösliche Gehalte in M.%/Zement)

4) ab ~0.2 M.%/Zement schädlich

2) an der Küste bis 60 mg/l

5) ab ~5 M.%/Zement schädlich

3) karbonatisierter Beton

Tabelle 2.20 Zusammensetzung des Blutwassers (Betonabsetzwasser) im Vergleich zu anderen im Spannbetonbau wichtigen Werten [Nürnberger 1997].

Als Alternative zu konventionellen temporären Korrosionsschutzmassnahmen wurden an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) in Berlin Versuche mit getrockneter Luft im Vergleich zu Rust-Ban 310 der Firma Esso AG (Emulsion 1:4) [Esso 1999] sowohl im Labormasstab wie auch unter Baustellenbedingungen durchgeführt [Isecke 2003]. Der Vorteil

dieser Methode liegt darin, dass sie zeitlich unbegrenzt anwendbar ist. Bei der Anwesenheit von Salzen wird wegen deren hygroskopischen Wirkung erst eine relative Luftfeuchtigkeit unter 40% als unkritisch erachtet. Aus den bis zu 14 Monate dauernden Messungen an einem 20 m langen Spannbetonbalken mit Litzen- und Drahtspanngliedern konnte Folgendes geschlossen werden:

1. Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit in den Hüllrohren folgen mit einer geringen Verzögerung den jahreszeitlichen Schwankungen der Aussenatmosphäre, wenn keine besonderen Massnahmen getroffen werden. Kondenswasserbildung ist damit möglich.
2. In den Hüllrohren konnte die relative Luftfeuchtigkeit mit vorgetrockneter Luftspülung unter 40% gehalten werden.
3. Korrosion an den Spannstählen (Drähte und Litzen) konnte sowohl mit der Spülung mit vorgetrockneter Luft als auch mit Rust-Ban 310 praktisch vollständig verhindert werden. Ohne Massnahmen wiesen die Spannstähle deutliche Korrosionserscheinungen auf. Diese waren im Endbereich stärker ausgeprägt als in der Mitte.
4. Die Stickstoffspülung der Hüllrohre ergab die gleichen positiven Resultate wie die Spülung mit vorgetrockneter Luft.

Da die Spülung mit Stickstoff und vorgetrockneter Luft ähnlich gute Resultate ergeben, sind hinsichtlich des praktischen Einsatzes die Kosten entscheidend.

In den letzten Jahren hat sich auch die EMPA im Rahmen des Projektes TEKORS mit dem temporären Korrosionsschutz von Spannstählen auseinander gesetzt [EMPA 2004a]. Die Labor- und Feldversuche haben gezeigt, dass im unverfüllten Hüllrohr immer mit hoher Feuchtigkeit und Nässe zu rechnen ist. Der unter diesen Umständen zu erwartende Korrosionsangriff kann durch temporäre Korrosionsschutzmassnahmen vermieden werden. Die untersuchte Schutzemulsion Rust-Ban 310 zeigte eine deutliche bessere Wirkung als das Durchblasen von getrockneter Luft oder von Stickstoffgas (**Bild 2.91**). Gewisse Probleme bereiteten das Trocknungsverhalten und die Filmbildung der Schutzemulsion, wenn diese im Werk aufgebracht werden muss. Den Gründen dafür, dass die Wirkung von getrockneter Luft und Stickstoff weniger effizient war als bei der Studie von Isecke [Isecke 2003], müsste weiter nachgegangen werden.

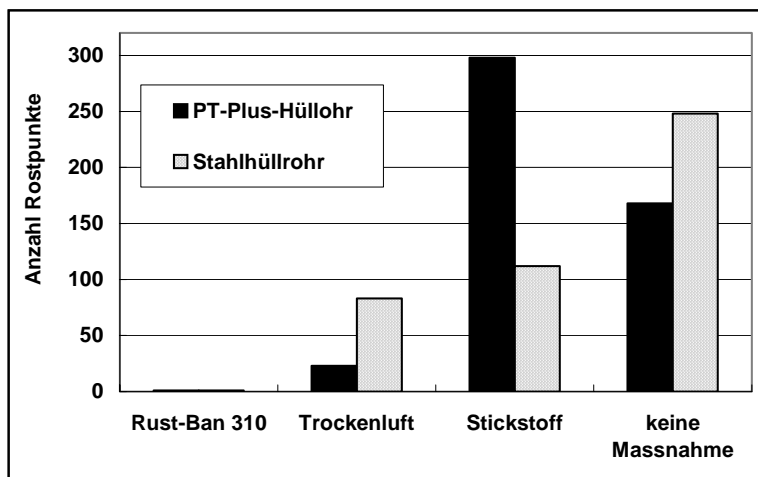


Bild 2.91

Wirksamkeit verschiedener temporärer Korrosionsschutzmassnahmen im Praxisversuch bei der Siggenthalerbrücke (Baden-Obersiggenthal) [EMPA 2004a].

Zusammenfassend ergaben sich aus der TEKORS-Studie folgende Folgerungen:

- Der Einsatz von organischen Korrosionsschutzsystemen (Öle, Wachse) stellt eine gute Möglichkeit für den temporären Korrosionsschutz dar, wenn die Fragen bzgl. Filmbildung und Trocknung gelöst werden können.
- Der Einsatz von entfeuchteter Luft (Trockenluft) dürfte in Situationen, bei welchen an eingebauten, aber noch nicht geschützten Spanngliedern ein temporärer Schutz notwendig wird, die richtige Methode zur Verhinderung eines Korrosionsangriffs sein. Für eine abschliessende Beurteilung sind weitere Praxisversuche erforderlich.
- Die Erzeugung und Aufrechterhaltung einer Inertgas-Atmosphäre erweist sich für den bautechnischen Alltag als zu aufwändig.

Die genannten, offenen Fragen werden von der EMPA zurzeit in einem weiteren Projekt bearbeitet. Es besteht das Ziel, eine Richtlinie zu erarbeiten, die die anzuwendenden Massnahmen regelt, falls es nicht möglich ist, die in der Norm SIA 262 [SIA 2003a] festgelegten Fristen einzuhalten.

Auch in den USA laufen Forschungsarbeiten zum temporären Korrosionsschutz. So sind z.B. an der Penn State University unter der Leitung von A. Schokker Untersuchungen zum Einfluss von Korrosionsschutzölen auf den Verbund und die Korrosion im Gange [Salcedo 2004, Schokker 2004]. Für die Korrosionsuntersuchungen wurden drei Expositionen gewählt (ungeschützt im Freien, bei 23 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% im Labor und in Kontakt mit chloridhaltigem Wasser). Die Ergebnisse wurden mit einer Skala von 1 (sehr guter Zustand) bis 7 (intensive Korrosion) bewertet. Das Rust-Ban 310 (Öl Nummer O13) hat dabei im Vergleich zu den anderen getesteten Ölen gut abgeschnitten (**Bild 2.92**). Vier Produkte sollen in einer weiteren Studie an der Universität von Texas vertieft untersucht werden. Dabei ist auch das Rust-Ban 310.

Auf die Verbundfrage kann hier nicht weiter eingegangen werden. Dazu laufen zurzeit verschiedene Untersuchungen (z.B. P. Marti, ETH Zürich und J. Breen, Universität Texas).

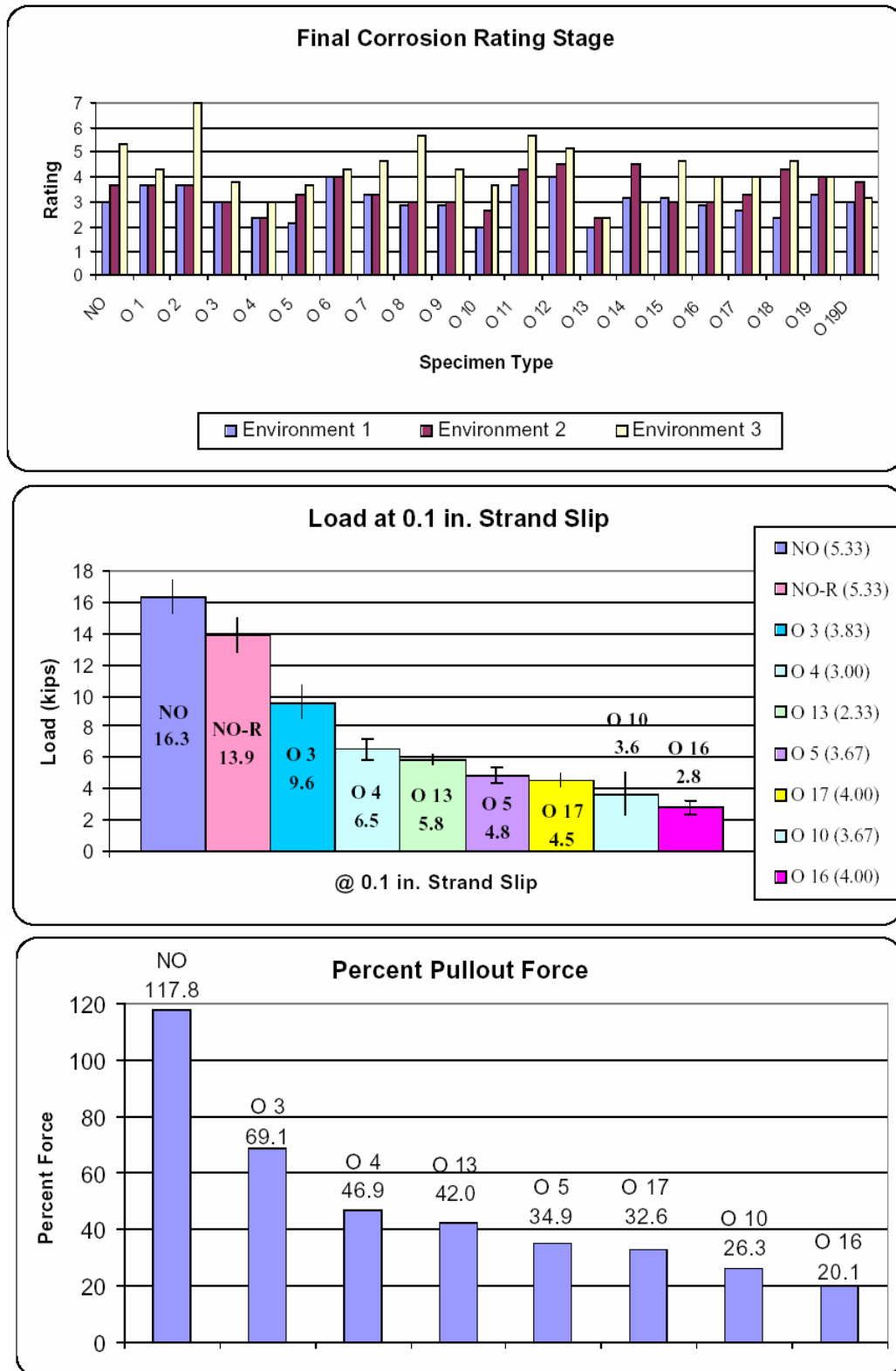


Bild 2.92 Einfluss verschiedener Korrosionsschutzöle auf die Korrosion (oben) und auf den Verbund (unten) im Laborversuch [Salcedo 2004]. O13 = Rust-Ban 310.

2.7.7 Gefährdungen und Gefährdungsbilder

Die Auswertung der Schadenfälle im In- und Ausland ergab viele Hinweise auf die vielfältigen Ursachen für Korrosionsschäden an Spanngliedern. Daraus lassen sich die wichtigsten Gefährdungen für Spannsysteme, unterteilt in **äussere** und **innere Gefährdungen**, ableiten. Äussere Gefährdungen sind durch die Umwelt oder die Nutzung bedingt (Einwirkungsseite). Innere Gefährdungen umfassen Schwachstellen der Konstruktion und des eigentlichen Korrosionsschutzsystems (Widerstandsseite) (**Tabelle 2.21**).

| <u>Gefährdungen</u> |
|--|
| 1. Schadstoffhaltiges Wasser oder Feuchtigkeit vorhanden (<u>Einwirkung</u>) |
| 2. Möglichkeiten und Wege für das Eindringen von Wasser bis zum Spannsystem bzw. bis zum Spann Stahl vorhanden (<u>Widerstand</u>) |
| 3. Permanentes oder temporäres Korrosionsschutzsystem mangelhaft (<u>Widerstand</u>) |

Tabelle 2.21 Innere und äussere Gefährdungen von Spanngliedern.

Es wurde festgestellt, dass nie eine einzige Gefährdung allein einen Korrosionsschaden am Spann Stahl zur Folge hatte. Immer bildeten **Kombinationen** verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (**Gefährdungsbilder**), bei vorhandener äusserer Gefährdung (**Leiteinwirkung**), die Schadenursache. Daraus ergeben sich „Schadenketten“, die bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerks oberfläche beginnen und somit meistens „sichtbar“ oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind.

Äussere Gefährdung – Einwirkungen

Die wichtigste äussere Gefährdung, d. h. die **Leiteinwirkung**, war bei allen festgestellten Korrosionsschäden am Spann Stahl die Einwirkung von u. U. schadstoffhaltigem **Wasser oder Feuchtigkeit**. Bei den Schäden an Spanngliedern enthielt das Wasser praktisch immer **Chloride**. Dass unter ungünstigen Umständen allein die Bildung von Kondenswasser genügt, um Korrosionsschäden auszulösen, zeigten die französischen Erfahrungen mit externen Spanngliedern in schlecht belüfteten Brückenkästen.

Andere Einwirkungen wurden nur in wenigen Fällen festgestellt:

- betonangreifendes Abwasser bei einem Behälter in einer Abwasserreinigungsanlage (**ZH-09**)
- Essig- und/oder andere Säuren bzw. Abbauprodukte aus der bakteriellen Zerstörung des plastischen Füllgutes von Spanngliedern ohne Verbund, z.B. Klinkersilo (**SH-03**) und Gebäude [Little 2001].

Innere Gefährdungen – Widerstand der Konstruktion

Innere Gefährdungen entstehen durch Mängel auf der „Widerstandsseite“ des Bauwerks und der Tragkonstruktion, die den **Zutritt von Wasser zum Spann Stahl** ermöglichen. Bei Brücken geben die Gefällsverhältnisse (Längs- und Quergefälle) an der Oberfläche Hinweise, wo überhaupt Wasser anfällt und abgeleitet werden muss. Wird das anfallende Oberflächenwasser nur ungenügend abgeleitet, erleichtert dies dessen Eintrag in die Tragkonstruktion. Auf dem Weg des Wassers an die Spann Stahl oberfläche sind verschiedene Barrieren zu überwinden:

In einem ersten Schritt dringt das Wasser **über schadhafte oder ungenügend ausgebildete, meist nichttragende Bauteile bis zur Tragkonstruktion** vor, z. B.:

- schadhafte Abdichtungen und Beläge
- undichte Fahrbahnübergänge, Dilatations- und Elementfugen
- schadhafte oder mangelhafte Entwässerung
- mangelhafte Belags- und Abdichtungsentwässerungsröhrchen
- Einlagen aller Art (Elektrorohre, Einstiegsöffnungen usw.)
- undichte Randanschlüsse
- Risse im Beton
- aufschwimmende Hohlkörper.

Ist das vorhandene Wasser an der Betonoberfläche angelangt, wird im zweiten Schritt die **Betonüberdeckung** überwunden. Dabei stehen als Transportmechanismen das kapillare Saugen und die Diffusion im Vordergrund. Der Wasser- und Chlorideintrag wird massgeblich durch die Qualität des Überdeckungsbetons (Dicke, Dichtigkeit, Risse, Kiesnester usw.) bestimmt.

Die dritte Barriere auf dem Weg des Wassers zum Spannstahl wird durch den permanenten oder temporären Korrosionsschutz des Spannsystems gebildet. Mögliche **Wasserwege durch das Korrosionsschutzsystem** sind z.B.:

- nicht verpresste Hüllrohre bzw. fehlendes Füllgut
- Hohlräume wegen fehlender oder mangelhafter Verfüllung im Verankerungsbereich sowie in den Hoch- und Tiefpunkten (begünstigt durch z. B. zu eng liegende Drahtbündel in zu kleinen Hüllrohren, Auftreten von Verstopfern, Eisbildung im Winter usw.)
- undichte Hüllrohre
- beschädigte oder nicht wasserdicht verschlossene Hüllrohre (Hüllrohrstösse)
- mangelhaft oder nicht verschlossene Injektions- und Entlüftungsröhrchen
- fehlende oder nicht ausreichende Abdichtung des Ankerkopfbereichs beim Verpressen und Auslaufen des Füllgutes
- undichte Ankerkopfausbildung, undichter Nischenbeton oder ungenügender Verbund zwischen Konstruktions- und Nischenbeton
- Längsläufigkeit bei geneigten und insbesondere vertikalen Spanngliedern
- kein Schutz vorhanden (Bauzustände)
- mangelhafter temporärer Korrosionsschutz.

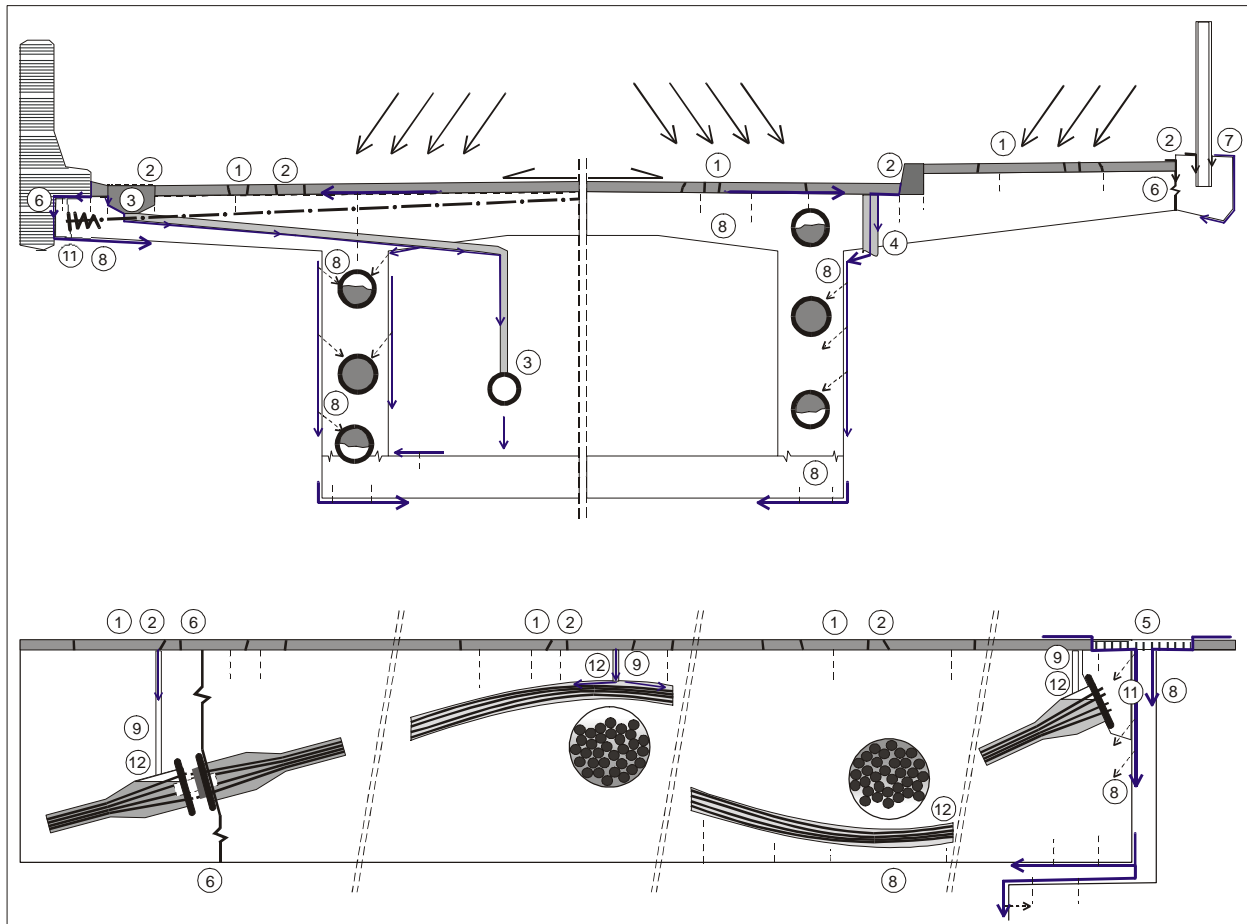
Schliesslich sind auch **Wasserwege entlang des Spannstahles**, abhängig von der Längsneigung (Führung der Spannglieder) und von der Vollständigkeit der Verfüllung, vorhanden. Einerseits sind kleinste Hohlräume im Füllgut praktisch nie auszuschliessen (im Inneren von dichten Drahtbündeln, zwischen am Hüllrohr anliegenden Drähten und dem Hüllrohr selbst usw.), und andererseits kann die Durchlässigkeit des Füllgutes im Bereich von Grenzflächen (Spannstahl – Hüllrohr – Füllgut – Hohlräume) sehr gross sein.

Bei jedem Objekt gibt es, je nach den konstruktiven Gegebenheiten, einen individuellen Weg des Wassers zur Spannstahloberfläche. Einzelne Barrieren können auch ganz wegfallen: z. B. bei unverfüllten Spanngliedern oder in Bauzuständen, wo die erste und allenfalls auch die zweite Barriere noch nicht vorhanden sind und damit ebenfalls direkt das allfällige (temporäre) Korrosionsschutzsystem zum Tragen kommt.

Gefährdungsbilder (Kombination verschiedener Schwachstellen)

Ein Gefährdungsbild ist in der Regel vorhanden, wenn sich ein Spannglied in unmittelbarer Nähe eines unkontrollierten Wasserlaufes befindet (Schwachstelle der ersten Stufe: mangelhafte Ableitung von anfallendem, schadstoffhaltigem Wasser). Die Mängel der zweiten und dritten Barriere haben eine Verschärfung der Situation und somit eine beschleunigte Schadenentwick-

lung zur Folge. In **Bild 2.93** sind die häufigsten Gefährdungsbilder für innen liegende Spannglieder bei Brücken in einem schematischen Längs- und Querschnitt dargestellt. Einzelne Bilder zu diesen Gefährdungen sind in den **Kapiteln 2.5 und 2.6** gezeigt. Besonders gefährdet sind Verankerungen von Spanngliedern in (evtl. undichten) Fahrbahnplatten (**GR-23**). **Bild 2.94** zeigt die möglichen Wasserwege im Inneren eines Spanngliedes bei vorhandenen Inhomogenitäten und/oder Hohlräumen im Füllgut. Der Transport des Wassers in Längsrichtung ist selbstverständlich abhängig von der Längsneigung. Vertikale Spannglieder sind besonders gefährdet, da in deren oberen Bereichen oft Hohlräume vorhanden sind.



Nichttragende Bauteile:

- 1 schadhafter Belag (z.B. Risse)
- 2 fehlende oder schadhafte Abdichtung und Randanschlüsse
- 3 schadhafte Entwässerungsschächte und -leitungen
- 4 falscher Einbau oder falsche Anordnung der Belags- und Abdichtungsentwässerungssysteme
- 5 undichte Fahrbahnübergänge bei Dilatationsfugen
- 6 schadhafte Arbeits- und Elementfugen (gerissen, undicht)
- 7 Einlagen (z.B. Elektrorohre, Geländerpfosten, Rohrdurchführungen)

Korrosionsschutzsystem:

- 8 mangelhafter Überdeckungsbeton
- 9 mangelhaft, oder nicht verschlossene Injektions- und Entlüftungsröhrchen
- 10 undichte, beschädigte, durchkorrodierte Hüllrohre
- 11 undichter Nischenbeton
- 12 mangelhafte Injektion im Verankerungsbereich, in den Hoch- und Tiefpunkten (Hohlräume)

Bild 2.93 Gefährdungsbilder für Spannstähle des Brückenbaus im Längs- und Querschnitt [Hunkeler 1998].

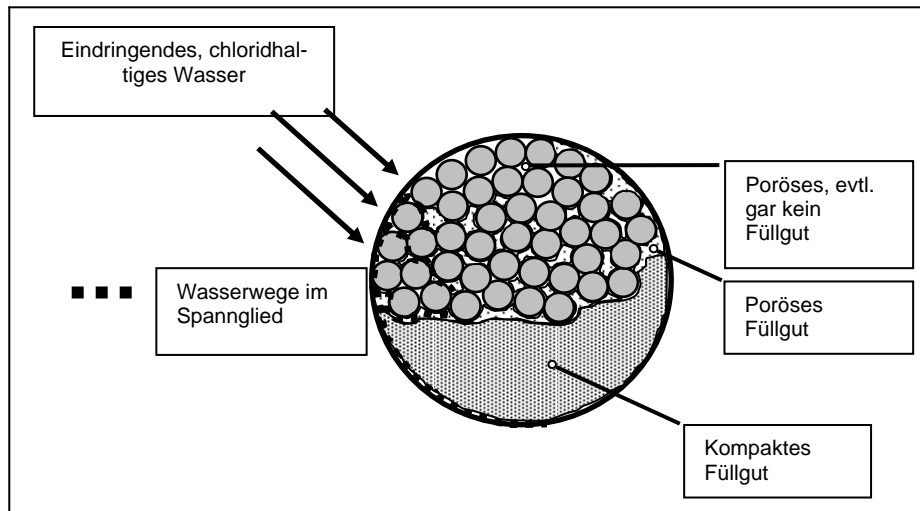


Bild 2.94 Wasserwege im Inneren eines Spannglieds; neben der Ausbreitung im Querschnitt entsteht eine Längsläufigkeit des Wassers; Korrosionsschäden können auch in einiger Distanz zur Eintrittsstelle auftreten [Hunkeler 1998].

Im Rahmen der Instandsetzung von drei Strassenbrücken in München konnte der Zustand der Spannverankerungen genauer untersucht werden [Sodeikat 2004]. Diese Untersuchungen deckten die Schwachstellen der damaligen Spanngliedverankerungen auf (**Bilder 2.95 bis 2.97**). Bilder der entstandenen Korrosionsschäden wurden in **Kapitel 2.6** gezeigt.

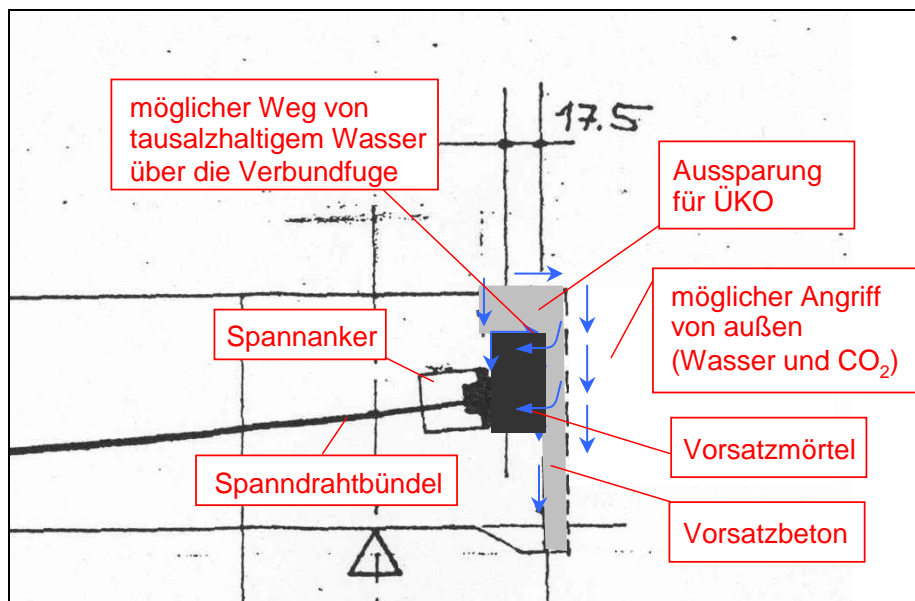
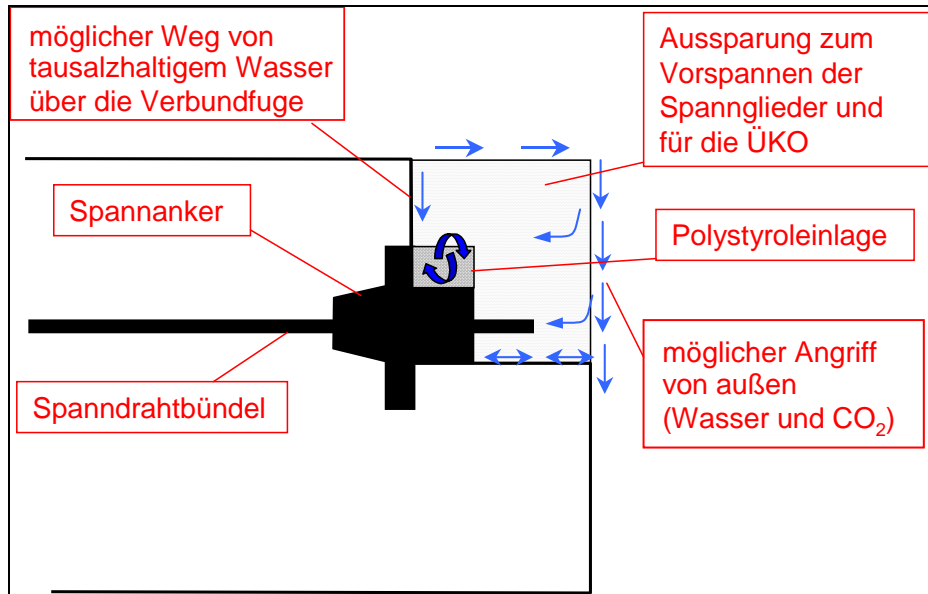
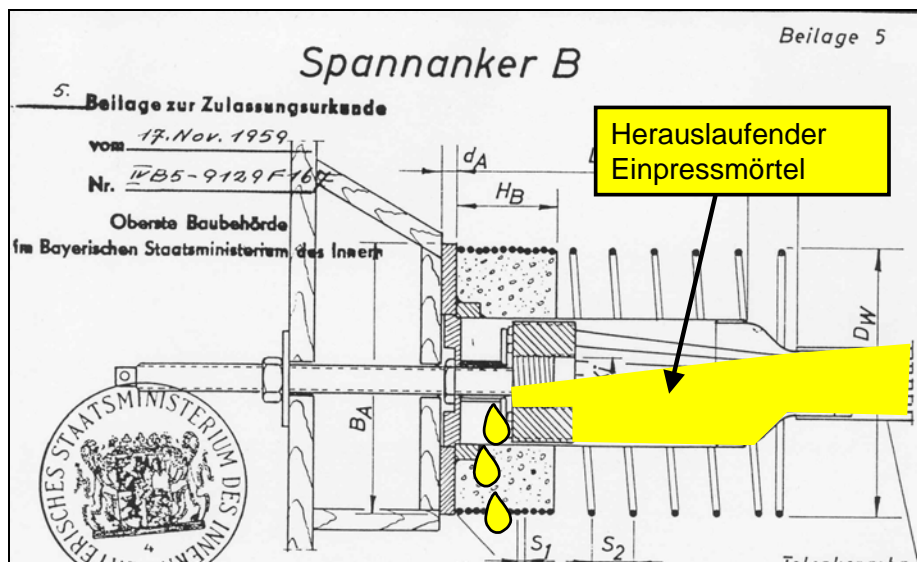


Bild 2.95

Mögliche Eindringwege von chloridhaltigem Wasser bei der Spanngliedverankerung der Brücke über die Otobrunnenstrasse in München-Perlach (Baujahr 1973/74) [Sodeikat 2004]. ÜKO: Übergangskonstruktion.

**Bild 2.96**

Mögliche Eindringwege von chloridhaltigem Wasser sowie Speicherungs- und Verteilungsfunktion der Polystyroleinlage bei der Spanngliederverankerung der Brücke Seehauszufahrt am Mittleren Ring in München-Schwabing (Baujahr 1963) [Sodeikat 2004]. ÜKO: Übergangskonstruktion.

**Bild 2.97**

Schnitt durch den Spannanker der Brücke Oberföhringerstrasse über den Mittleren Ring München-Bogenhausen (Baujahr 1959). Infolge unzureichender Abdichtung konnte das Füllgut nach dem Verpressvorgang teilweise wieder auslaufen [Sodeikat 2004].

Neben den in den oben gezeigten Bildern sind in Einzelfällen folgende Gefährdungen zu beachten:

- Beschädigungen des Hüllrohrs durch Hochdruckwasserstrahlen bei Instandsetzungsarbeiten
- Beschädigungen durch Bohrarbeiten (Versetzen von Packern, Befestigungselementen etc.)
- Makroelementbildung bei der patchworkartigen Instandsetzung
- Streuströme: Bei Spanngliedern der Kategorie b gemäss **Bild 2.11** (elektrisch nicht vollständig isolierte Spannglieder mit Kunststoffhüllrohren), sind abhängig von der Streustrombelastung Massnahmen zur Ableitung der Streuströme zu treffen. Bei der Kategorie c ist die Ableitung der Streuströme immer dann notwendig, wenn das Hüllrohr Verletzungen aufweist (Schutzziel nicht erreicht). Bei der Kategorie a sind bei hoher Streustrombelastung u.U. Massnahmen angezeigt.

Die spezifischen Schwachstellen beim Korrosionsschutzsystem von Spanngliedern ohne Verbund sind aus **Bild 2.98** ersichtlich. Die potenziellen Gefährdungsstellen bei Spanngliedern ohne Verbund in Gebäuden gehen aus **Bild 2.99** hervor [Harder 2004]. Diese Erkenntnisse basieren auf der Untersuchung von über 200 Gebäuden.

Neben den oben erläuterten Gefährdungen ist der Fettabbau durch Mikroorganismen zu beachten. Die dabei entstehenden organischen Säuren sind einerseits sehr korrosiv und können andererseits Spannungsrisskorrosion auslösen. Insgesamt ist diese Gefährdung aber eher selten anzutreffen.

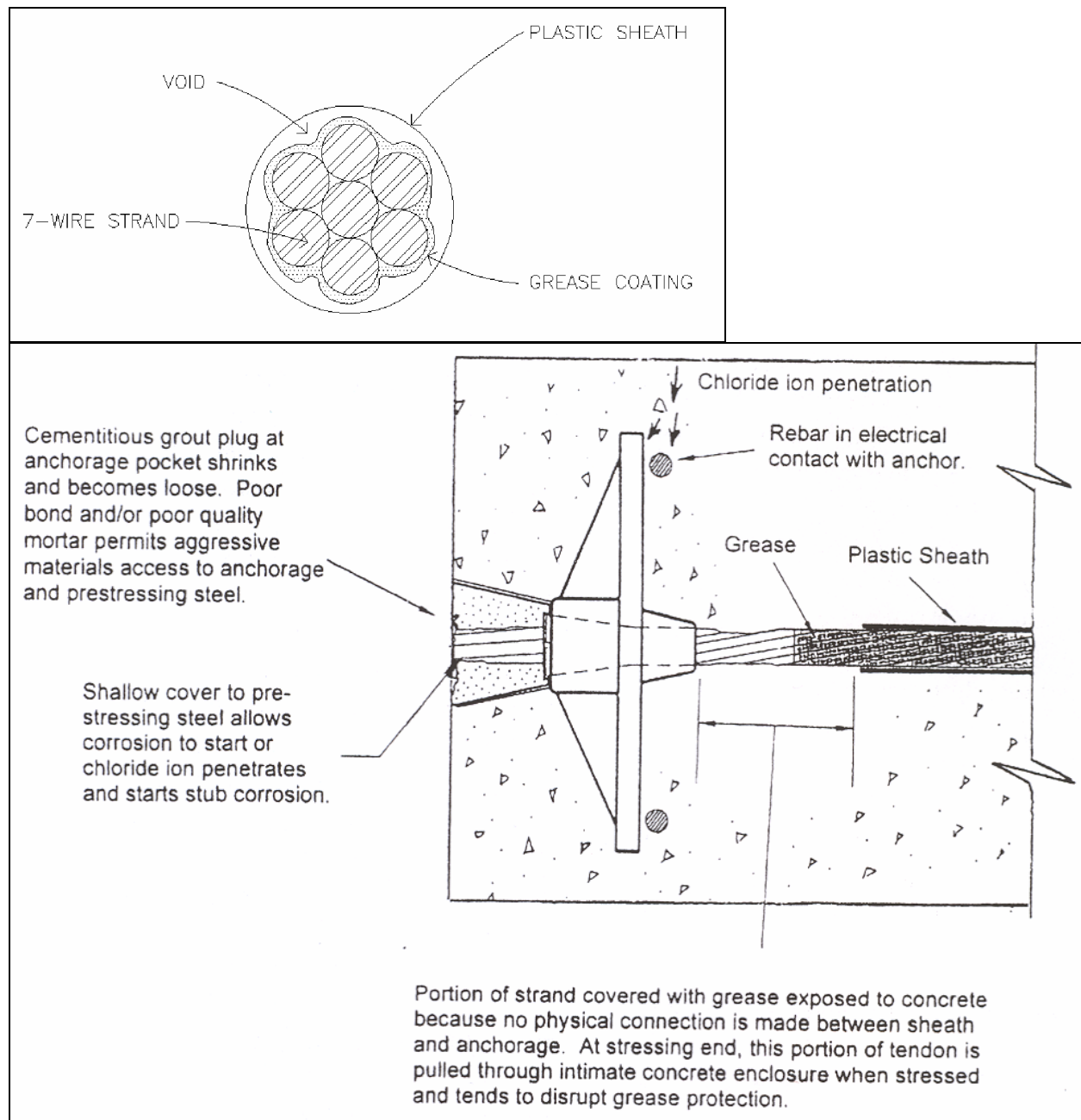


Bild 2.98 Potenzielle Schwachstellen bei Spanngliedern ohne Verbund: Hohlräume (void) bei älteren Systemen (oben) [Webster 1999] und nicht durchgehender Korrosionsschutz im Verankerungsbereich (unten) [ACI 1998]. Anmerkung: In der Schweiz wurde dieses System kaum je so ausgeführt.

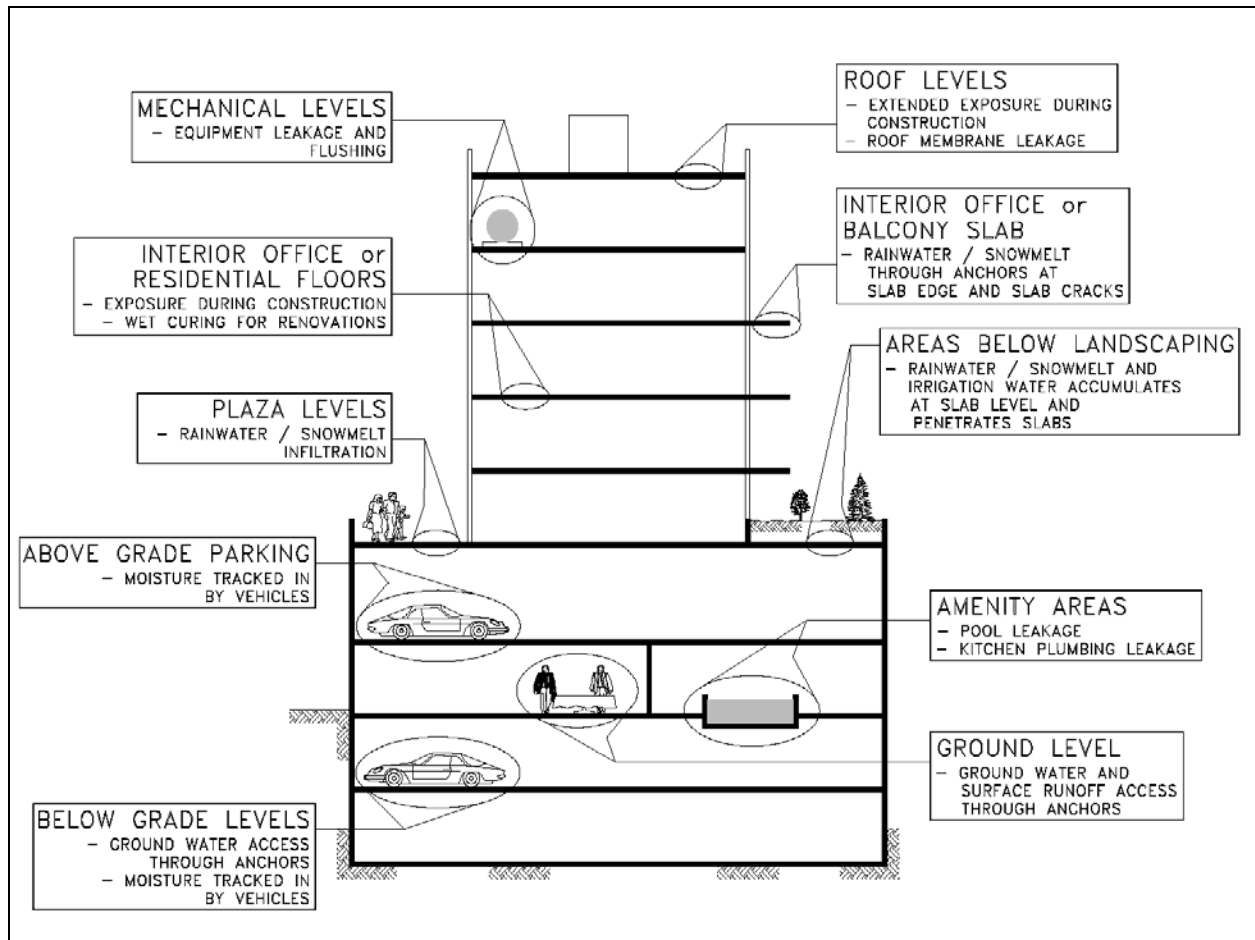


Bild 2.99 Potenzielle Gefährdungsstellen bei Spanngliedern ohne Verbund in Gebäuden [Harder 2004]. *Anmerkung: Ähnliches gilt auch für die Vorspannung mit Verbund.*

2.8 Überwachung, Überprüfung und Massnahmen zur Instandsetzung

2.8.1 Vorgehen

Die bei der Erhaltung von Bauwerken wichtigen Begriffe sind in der Norm SIA 260 [SIA 2003c] definiert, jene für die „Erhaltung von Betontragwerken“ in der Empfehlung SIA 162/5 [SIA 1997]. Die Erhaltung von Brücken ist in [Brühwiler 2003] ausführlich behandelt. Im Folgenden soll deshalb nur auf einige besondere Aspekte bei der Zustandserfassung und -beurteilung von vorgespannten Betonbauten eingegangen werden. Wie bei anderen Bauwerken ist ein schrittweises, gezieltes und systematisches Vorgehen unabdingbar. Die Kombination von flächendeckenden Untersuchungen mit gezielten Sondierungen und Analysen ermöglicht in der Regel eine sichere Beurteilung des Zustandes des Spannsystems.

Die Überwachung von Tragwerken mit Spanngliedern und deren Überprüfung mit Zustandserfassung und -beurteilung sollte folgende Schritte umfassen:

- **Studium des Ausführungsdossiers** (Bauwerksakten, Ausführungsdossier):
 - Unterlagen und Pläne geben Hinweise auf das Zusammentreffen von Spanngliedern und konstruktiven Schwachstellen (innere Gefährdungen: Gefährdungsbilder).
 - Die Nutzung gibt Hinweise auf die bisherigen Einwirkungen (äussere Gefährdungen).
 - bisherige Feststellungen und Beobachtungen der Eigentümer und Unterhaltsdienste berücksichtigen.

- Die **visuelle Untersuchung** liefert konkrete Hinweise auf eine mögliche Schädigung an der schlaffen Bewehrung und/oder am Spannsystem. Gefährdungsbilder bei Brücken gemäss **Bild 2.93**:
 - Wasserläufe, Durchfeuchtung
 - Versinterungen, Ablagerungen
 - Rostflecken, Abplatzungen
 - Risse
 - Kiesnester
 - Frost- und Frosttausalzschäden
 - Setzungen, Verformungen.

Kernfrage ist immer:

Wo fällt (schadstoffhaltiges) Wasser an und wie fliesst es ab?

- In einer weiteren Stufe der Zustandserfassung sollten, wenn immer möglich, die gemachten Beobachtungen und Resultate der eingesetzten Untersuchungsmethoden mit gezielten **Analysen und Sondierungen** abgesichert werden.

Die Literatur über die Methoden zur Ortung und Untersuchung von Spanngliedern ist sehr umfangreich [Kniess 1986, Matt 1989b, 2001, Velde 1998, DIBT 1996, Jaeger 1996, Hillemeier 1997, 2004, BAST 1998, 2002, NCHRP 1999, Hamada 2001, Kamada 2002, Huggenschmidt 2002, 2005, Budelmann 2003, NDT 2003, Washer 2003, Int 2004, Liu 2004, Ali 2004, Poston 2004]. Die Erfahrung in vielen Ländern zeigt aber, dass bis heute keine der möglichen und in Einzelfällen auch mit Erfolg angewendeten Methoden den breiten Durchbruch geschafft hat (Kosten, Handhabung, Störeinflüsse). Oft folgen auf erfolgversprechende Laborresultate ernüchternde Erfahrungen bei der Anwendung an realen Objekten. Die australischen Erfahrungen sind in der **Tabelle 2.22** zusammengefasst. Die Aussagekraft der elektrischen Widerstandsmessung ist allerdings eingeschränkt, wenn z.B. Kurzschlüsse im Verankerungsbereich die Resultate beeinflussen. Die Anwendung und Interpretation der elektrischen Widerstandsmessung bei elektrisch isolierten Spanngliedern ist in [Elsener 2002] behandelt.

Generell ist zu beachten, dass die gefährdetsten Stellen (Endverankerungen, Durchführungen in Querträgern etc.) in vielen Fällen gleichzeitig die am schlechtesten zugänglichen Stellen für irgendwelche Untersuchungen sind.

An verschiedenen Bauwerken konnte gezeigt werden, dass die Potenzialmessung zusätzliche, wenn auch nur indirekte Hinweise auf eine mögliche Schädigung am Spannsystem liefern kann.

Bei mehreren Bauwerken mit Spanngliedern ohne Verbund wurde offenbar ein akustisches Monitoring-System mit Erfolg eingesetzt, um Lage und Zeit von weiteren Spanngliedbrüchen festzustellen [Holley 2004, Elliott 2004, Paulson 2003]. Es wird unter dem Namen „SoundPrint“ kommerziell angeboten. Neuerdings wird versucht, dieses System auch bei Brücken mit Spanngliedern mit Verbund anzuwenden [Elliott 1999, 2004, Paulson 2003]. Auch in der Schweiz läuft zurzeit ein derartiger Versuch (**Bild 2.100**) [TBA GR 2004].

Hinweis: Beim Öffnen von Spanngliedern ist die „Wegleitung zum Erstellen und Instandsetzen von Sondieröffnungen bei Spanngliedern“ des VSV zu beachten [VSV 1998].

| NDT | Locates voids (Y- Yes, N- No) | Suitable for ducted tendons | Detects corrosion | Quantifies tendon loss | Used in Australia |
|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------------|----------------------|
| Radiography | Y | Y | Y | Y (if large) | Unsure |
| Computed Tomography | Y | Y | Y | Y (if large) | Unsure |
| Surface Penetrating Radar | Y | Unclear | Y | Y (if large) | Y |
| Impact Echo | Y | N | Unclear | N | Y |
| Acoustic Emission Monitoring | N | Y | N | N | Y |
| Magnetic Field Disturbance | N | N | Y | Y | Unsure |
| Remnant Magnetism | N | Y | N | N | Unsure |
| Linear Polarisation | N | N | Y | N | Y |
| Electrical Resistance | N | Unclear | N | Y | Y |
| Surface Potential Survey | N | N | Y | N | Y |

Tabelle 2.22: Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethode in Australien für die Beurteilung des Zustandes von Spanngliedern [Ali 2004].

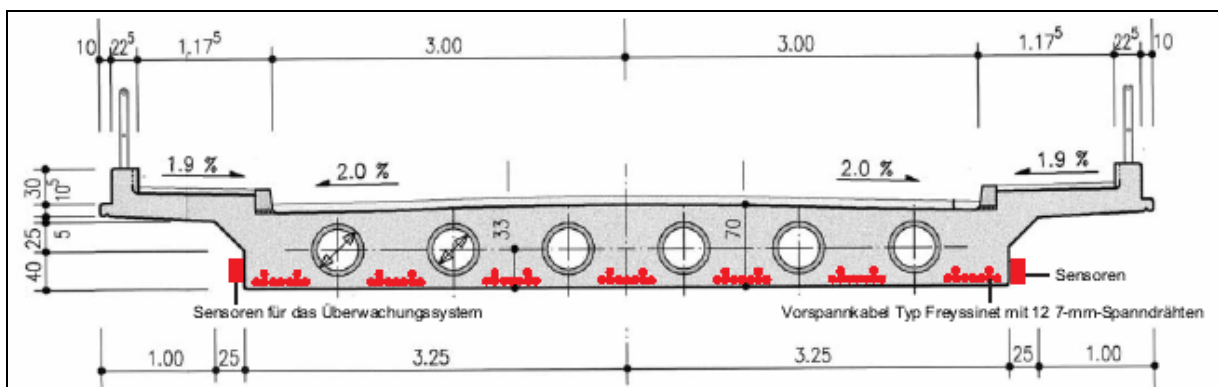


Bild 2.100

Ponte Moesa in Roveredo: Querschnitt der Brücke (oben) und Montage der Sensoren für einen Versuch mit dem akustischen Monitoring-System „SoundPrint“ (unten) [TBA GR 2004].

- **Zustandsbeurteilung und Massnahmenempfehlung**

Bei der Beurteilung des Schadenpotenzials ist zu beachten, dass beim Bruch von Spanngliedern ohne Verbund grosse Energien freigesetzt und Personen- und Sachschäden angerichtet werden können (**Kapitel 2.6.3 und 2.6.4**).

Bei Korrosionsschäden an Spanngliedern sind meist nur die äussersten Spanndrähte oder Spannlitzen einsehbar. Bei der Beurteilung des Schadenausmasses und des weiteren Korrosionsverlaufs stellt sich deshalb häufig die Frage, wie weit die tiefer liegenden Spanndrähte und Litzen korrodieren.

Bei verschiedenen Abbruchobjekten sowie in einzelnen anderen Fällen konnte dieser Frage näher nachgegangen werden. Dabei zeigte es sich, dass bei einem seitlichen Angriff die hinteren Drähte deutlich weniger korrodieren als man auf Grund des Zustands der vorderen Drähte vermutet hätte (z.B. bei den Elementträgern der Überdeckung Töss [Hunkeler 1999]).

Detaillierte Überlegungen zu dieser Frage werden im folgenden Kapitel an Hand eines Beispiels gemacht.

2.8.2 Modell für seitlichen Korrosionsangriff bei Spanngliedern (Beispiel)

Im Rahmen der Überwachung der Europabrücke nach der Instandsetzung und der Erarbeitung der Empfehlung für weitere Massnahmen (siehe **ZH-08**) wurden grundsätzliche Überlegungen zur Korrosion von Spanngliedern bei einem seitlichen Korrosionsangriff angestellt [TBA ZH 2002]. Diese sind im Folgenden dargelegt.

Für die Vorspannung der Europabrücke wurden BBRV-Spannglieder mit 44 und 55 Drähten verwendet. Die verwendeten Spanndrähte waren glatt, d.h. nicht profiliert. Wenn diese gespannt sind, liegen sie satt aneinander und die Hohlräume zwischen den innen liegenden Spanndrähten können kaum mehr vollständig verfüllt werden.

Korrosionsmodell

Das **Bild 2.101** zeigt schematisch den Korrosionsangriff auf Spannglieder mit 44 bzw. 55 Drähten im Hüllrohr. Die gespannten Drähte liegen je nach Krümmung des Spanngliedes (Hoch- und Tiefpunkt) bzw. wegen der Radien in Längsrichtung (z.B. Querschnitts- oder Richtungsänderungen, Ausführungsungenauigkeiten) als Bündel oben, unten oder an der Seite des Hüllrohres an. Das Füllgut dringt beim Verpressen der Spannglieder nur teilweise oder überhaupt nicht in das Innere der Drahtbündel ein, da die Drähte satt aneinander gepresst werden. Dies bedeutet, dass nur die äusseren Drähte des Bündels mit Füllgut mehr oder weniger vollständig umhüllt werden. Die Hohlräume im Innern des Drahtbündels sind im Extremfall nur mit Luft gefüllt.

Die starke Profilierung des Hüllrohres (ca. 6 mm) sollte gewährleisten, dass das Füllgut sich auch rund um die Spanndrähte, d.h. radial verteilen kann. Liegen die Spanndrähte am Wellental des Hüllrohres an, wird vermutlich nur der Wellenberg mit Füllgut verfüllt. Liegen sie zentrisch im Hüllrohr, so sind alle äusseren Drähte mit Füllgut umgeben. Diese Situation dürfte eher die Ausnahme darstellen.

Der seitliche Chlorideintrag führt, wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist, zur Korrosion am Hüllrohr. Das Hüllrohr stellt wegen der sehr geringen Wandstärke von lediglich etwa 0.3 bis 0.5 mm keinen wirksamen Schutz der Spanndrähte dar. Abhängig von der exakten Lage der Spanndrähte im Hüllrohr, ergibt sich auch eine unterschiedliche Lage des Drahtbündels in Bezug auf den Chlorideintrag (**Bild 2.101**). Entweder liegen die Drähte direkt hinter dem Hüllrohr (Wellental) und sind damit nicht vollständig mit dem schützenden Füllgut umhüllt, oder sie liegen an der gegenüberliegenden Seite des Hüllrohres.

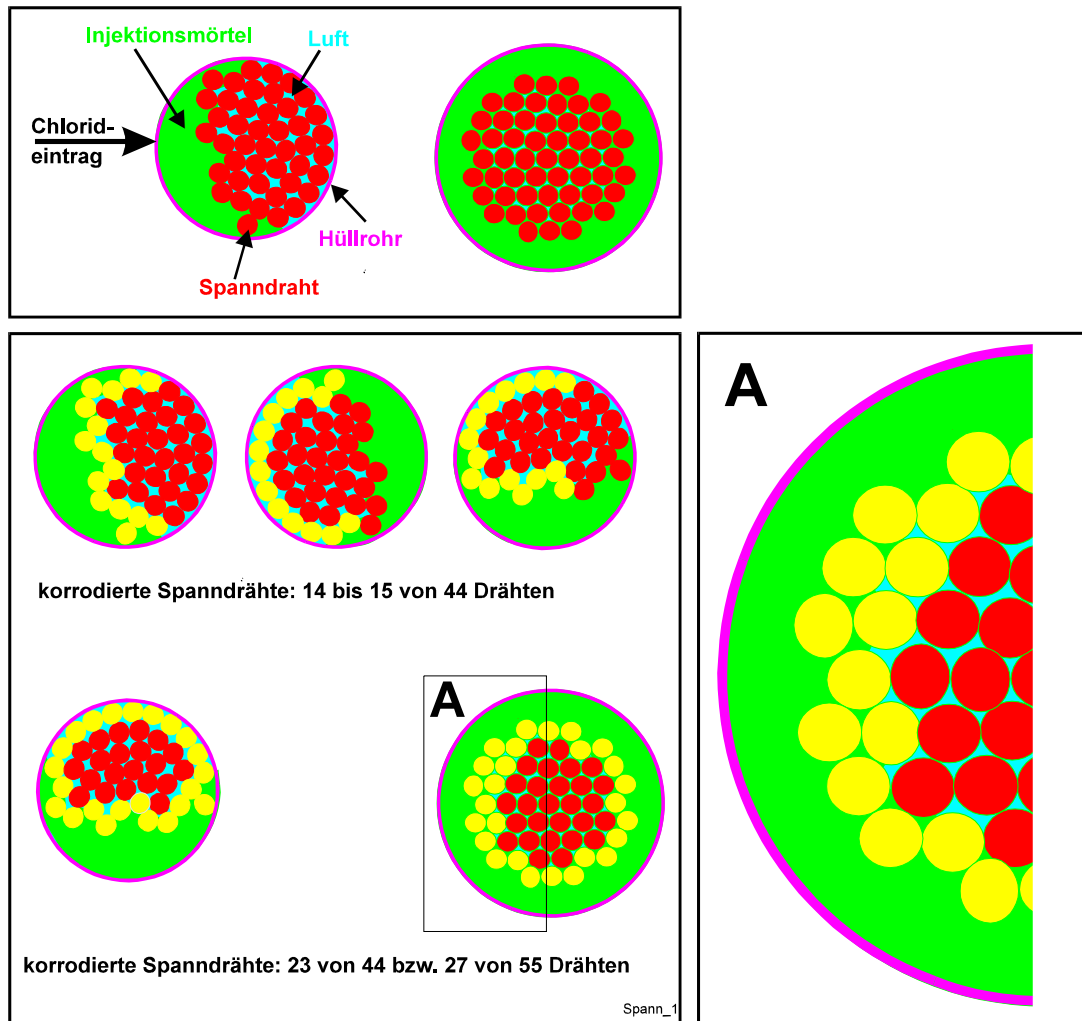


Bild 2.101 Querschnitt von Spanngliedern mit 44 bzw. 55 Spanndrähten im Hüllrohr mit verschiedenen Korrosionsangriffen (schematisch). Korrodierte Spanndrähte: hell.

- oben:* Ausgangssituation
unten, links: - bei Korrosion bis 1/2 bis 2/3 des Hüllrohrdurchmessers
 - bei Korrosion bis über das ganze Hüllrohr
unten, rechts: Ausschnitt A

Die beschriebenen Möglichkeiten stellen Extremfälle dar. Sicher gibt es Zonen, in denen die Spanndrähte nicht so eng aneinander liegen und grössere, mit Füllgut verfüllte Hohlräume vorhanden sind. Auf die grundsätzlichen Überlegungen hat dies aber keinen entscheidenden Einfluss.

Für den Chlorideintrag bedeutet dies, dass die Chloride durch die dünnen Schichten von Füllgut zwischen den aussen liegenden zu den weiter innen liegenden Drähten vordringen müssen. Rein geometrisch gesehen führt dies zu einer starken Reduktion der diffusionsfähigen Querschnittsfläche (ein Faktor von 10 und mehr ist möglich). Dies bremst nicht nur den Chlorideintrag, sondern reduziert auch den Chloridgehalt im innen liegenden Füllgut und damit die Korrosionsgefahr ganz erheblich.

Auch hinsichtlich der Korrosion ergeben sich Konsequenzen. Bei fehlendem Füllgut zwischen den Drähten ist kein Stromfluss möglich, da der für den Stromtransport notwendige Elektrolyt fehlt. Ist teilweise Füllgut vorhanden, das die Funktion des Elektrolyten übernehmen kann, ist ein Stromfluss zwar möglich, wegen des geringen Volumens ist der elektrische Widerstand aber relativ hoch und der mögliche Stromfluss stark begrenzt.

An ausgebauten Spanngliedern wurden bei innen liegenden Spanndrähten schon öfters kleinere Anrostungen und Rostspuren gefunden, aber bisher noch nie wesentliche Querschnittsverluste. Vielfach waren die Spanndrähte blank, d.h. ohne jegliche Korrosions- oder Injektionsspuren. Diese Beobachtungen stützen die Annahmen dieses Korrosionsmodells.

Die im Folgenden dargestellten beiden Fälle gelten nur dann, wenn kein flüssiges Wasser in die Spannglieder eingedrungen bzw. vorhanden ist.

Fall a)

Befindet sich zwischen Hüllrohr und den aussen liegenden Spanndrähten praktisch kein Füllgut bzw. nur im Wellenberg, so beginnen nach der Perforation des Hüllrohres im Wellental die Spanndrähte ohne wesentliche zeitliche Verzögerung zu korrodieren. Dabei ist es nicht erforderlich, dass ein kritischer Chloridgehalt erreicht oder überschritten wird. Die Korrosion findet nur schon wegen der Anwesenheit der Feuchtigkeit statt. Grundsätzlich handelt es sich dabei um eine Form der atmosphärischen Korrosion. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird vorab durch die Nasszeit (=Zeit, während der die Korrosion effektiv abläuft, RL über etwa 80%), die Wasserfilmdicke (Wasserangebot), die Leitfähigkeit (Verunreinigungen, Salzgehalt) und durch den pH-Wert des Wasserfilms sowie durch das Sauerstoffangebot bestimmt.

In intakten Hüllrohren ist der Sauerstoffgehalt vermutlich sehr tief, da der vorhandene Sauerstoff durch die Korrosion verbraucht wird. Dies geschieht umso schneller, je grösser das Verhältnis von Stahloberfläche zu Luftvolumen ist und je stärker der Antransport durch den Beton und durch das Hüllrohr gehemmt ist. Hüllrohre, auch wenn diese nicht oder nicht mehr dicht sind, stellen eine gute Barriere gegen einen starken Luftaustausch dar. Feuchter bzw. nasser Beton weist eine im Vergleich zu trockenem Beton stark reduzierte Gasdurchlässigkeit auf.

Fall b)

Befindet sich zwischen Hüllrohr und den aussen liegenden Spanndrähten Füllgut, so nimmt das Füllgut nach der Perforation des Hüllrohres entsprechend dem Gehalt des anliegenden Betons Chloride auf. Die Korrosion an den Spanndrähten beginnt erst, wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist. Dabei gelten die gleichen Gesetzmässigkeiten wie bei der Korrosion der schlaffen Bewehrung, die im Kontakt mit chloridverseuchtem Beton steht.

Für die innen liegenden Spanndrähte, die nicht mit Füllgut umhüllt sind, gelten die gleichen Überlegungen wie im Fall a). Der Hohlraum im Kern des Bündels ist mit Luft gefüllt, solange kein flüssiges Wasser in diese Hohlräume fliessen kann. Zeitweise kann sich möglicherweise Kondenswasser bilden.

Es muss betont werden, dass das hier verwendete Korrosionsmodell nur für die Verhältnisse bei den Stegen der Europabrücke gültig ist. Es darf nicht ohne weiteres auf andere Situationen (z.B. Hochpunkte) oder Arten von Spanngliedern (z.B. Spannglieder mit weniger Drähten, mit Stangen oder mit Litzen) übertragen werden.

Abtragsrate an den Spanndrähten

Solange keine Risse im Beton vorhanden sind, die von der Betonoberfläche her direkt flüssiges Wasser an die Spanndrähte heranführen, ist in den beiden Fällen a) und b) das Wasserangebot aus dem Beton beschränkt. Der wassergesättigte Beton stellt damit den ungünstigsten Zustand dar.

Wenn der Beton der Stege und das Füllgut der Spannglieder trocken sind, sind Reichweite und Wirkung des Makroelementes zwischen der Bewehrung und dem Spannglied wie auch innerhalb des Hüllrohres beschränkt (hoher elektrischer Widerstand, geringes Elektrolytvolumen). Die Wirkung des Makroelementes zwischen den Spanndrähten und der übrigen Bewehrung ist abhängig von der Fläche des wegkorrodierten Hüllrohres. Ist dieses intakt, entsteht kein Makroelement (Spanndrähte sind elektrisch abgeschirmt).

Bei der Europabrücke wurden relativ wenige Risse festgestellt. Nach der Instandsetzung sollten die allenfalls vorhandenen Risse kein flüssiges Wasser mehr führen. Man darf daher Folgendes annehmen:

- Die mit Füllgut umhüllten Spanndrähte weisen eine ähnliche potenzialabhängige Abtragsrate wie die schlaife Bewehrung auf (**Bild 2.102**). Sie könnte tendenziell sogar eher etwas tiefer sein, da die Spanndrähte eine höhere Überdeckung aufweisen und damit das Sauerstoffangebot etwas niedriger ist.

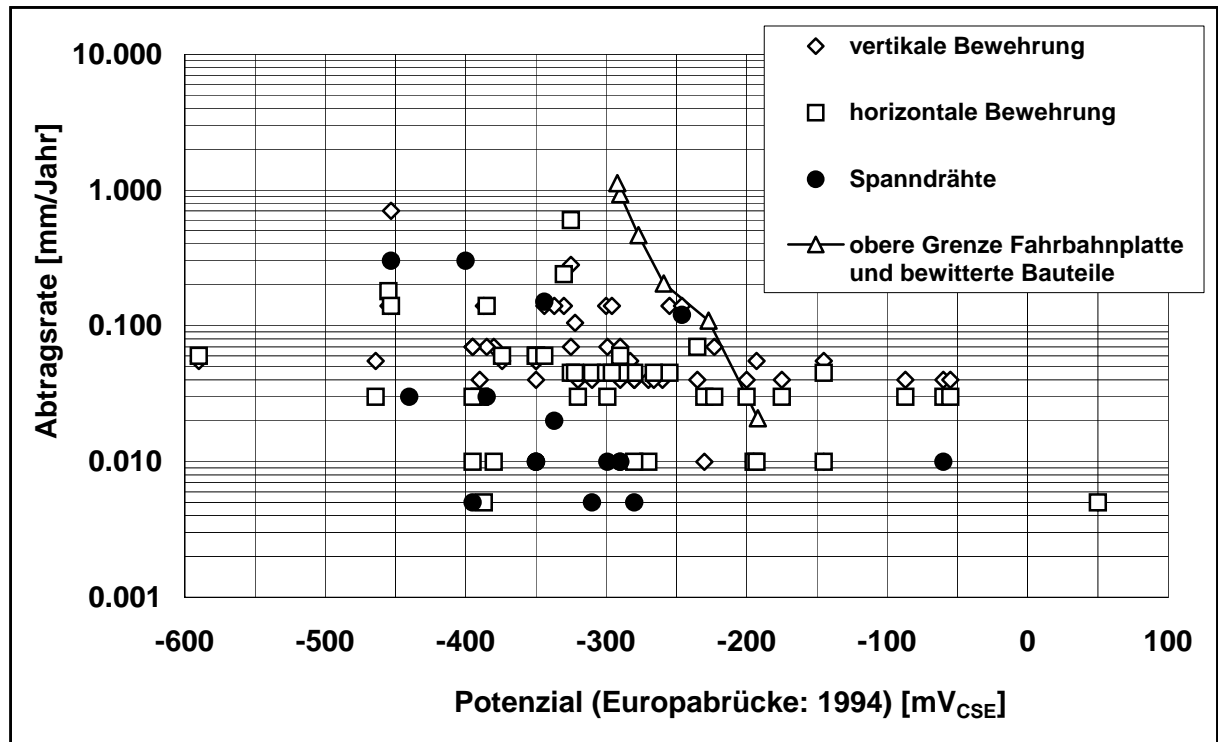


Bild 2.102 Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag bei der horizontalen und vertikalen Bewehrung sowie bei den Spanndrähten (Einzelwerte) in Abhängigkeit vom Potenzial (Ergebnisse aus den Sondierungen, angenommene Korrosionszeit: 20 Jahre). Die obere Grenze für Fahrbahnplatten und bewitterte Bauteile wurde [Schiegg 2002] entnommen.

- Die nicht mit Füllgut umhüllten Spanndrähte weisen im Innern des Drahtbündels maximal eine Abtragsrate auf, die jener von Stahl bei einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit von knapp 90% entsprechen.

Die Abtragsrate bei der atmosphärischen Korrosion wird wegen der Bildung einer Schicht aus Rostprodukten mit der Zeit langsamer. Die Korrosionsbedingungen im Hüllrohr sind, da kein Schwefeldioxid (SO_2) und im Innern des Drahtbündels keine Chloride vorhanden sind, als nicht sehr aggressiv einzustufen.

Die Abtragsrate beträgt unter den beschriebenen atmosphärischen Korrosionsbedingungen etwa 5 bis maximal $40 \mu\text{m}/\text{Jahr}$. Die oben beschriebenen Beobachtungen an ausgebauten Spanndrähten wie auch die Beobachtungen bei den Sondagen der Europabrücke lassen zu, dass für realistische Abschätzungen als grober Schätzwert für die atmosphärische Korrosion an den Spanndrähten mit dem tieferen Wert gerechnet werden darf (Begründung: Sauerstoffmangel und eher tiefe relative Luftfeuchtigkeit; siehe oben).

Worst Case

Als Worst Case-Szenarium kann angenommen werden, dass unter ungünstigen Bedingungen der Chlorideintrag vor der Instandsetzung so tiefreichend und die Überdeckung der Spanngli-

der so gering waren, dass der Chloridgehalt bis zur Hälfte des Hüllrohres bzw. darüber hinaus den kritischen korrosionsauslösenden Wert überschritten hatte. Unter diesen Umständen ergibt sich, dass im schlechtesten Fall maximal etwa die Hälfte der Spanndrähte ausfallen kann (**Bild 2.101**: Korrosion bis über das ganze Hüllrohr hinaus).

Bei mehreren direkt übereinander liegenden Spanngliedern kann damit gerechnet werden, dass die Reduktion des Betonquerschnittes zwischen den Kabeln zu einem, im Vergleich zum ungehinderten Eintrag, tieferen Chloridgehalt im Beton hinter den Spanngliedern führt (analoge Situation wie bei den Spanndrähten im Hüllrohr).

Rechnet man mit einem Wert von $5 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ (in 100 Jahren ergibt dies bei einem allseitigen Abtrag maximal 1 mm), so sollten die innen liegenden Spanndrähte innerhalb der wahrscheinlichen Nutzungszeit wegen der atmosphärischen Korrosion kaum vollständig durchkorrodieren oder durchreißen, was bei einem Querschnittsverlust von etwa 30 bis 50% möglich wäre.

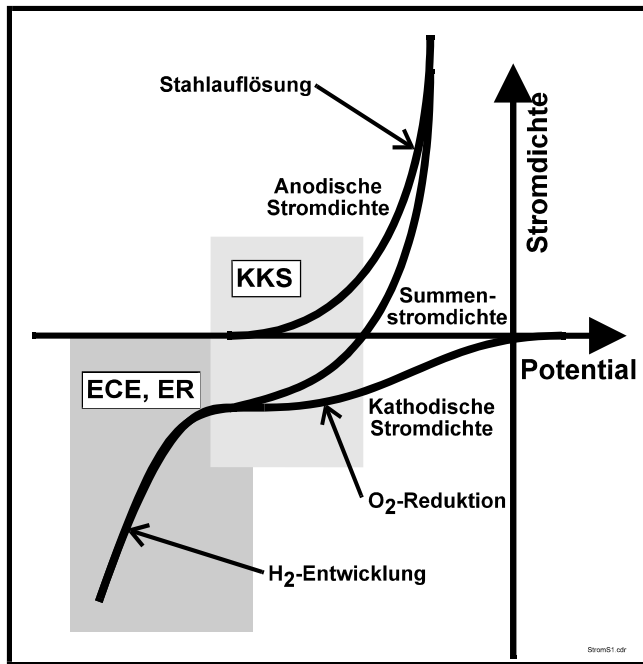
Es muss hier noch einmal betont werden, dass die vorherigen Ausführungen nicht ohne weiteres auf andere Spanngliedertypen oder andere Beanspruchungen (z.B. Wassereintrag von oben) übertragen werden können. Unter Umständen können andere Modelle entwickelt werden, um den möglichen Korrosionsfortschritt zu beurteilen. Als besonders kritisch und schwierig zu beurteilen ist der Wassereintrag von oben bei gleichzeitiger Längsläufigkeit im Spannglied.

2.8.3 Elektrochemische Instandsetzungsverfahren

In den letzten Jahren wurden verschiedene Betonbauwerke mit Korrosionsschäden an Spanngliedern instand gesetzt. Dabei wurde immer wieder die Frage gestellt, ob die elektrochemischen Instandsetzungsverfahren auch bei Spannbetonbauten angewendet werden dürfen oder nicht. Auf diese Frage soll im Folgenden eingegangen werden. Fragen zu den konventionellen Instandsetzungsmethoden werden hier nicht behandelt. Es soll hier nur der Hinweis gemacht werden, dass bei Verstärkungen der Verbund zum Beton dauerhaft sein muss und die darunter liegende Bewehrung nicht korrodieren darf (Korrosionssprengrisse, Abplatzungen). Am Rande sei noch vermerkt, dass auch Versuche zum Spleissen von Spanndrähten durchgeführt wurden [Zobel 1998, Saiidi 2000].

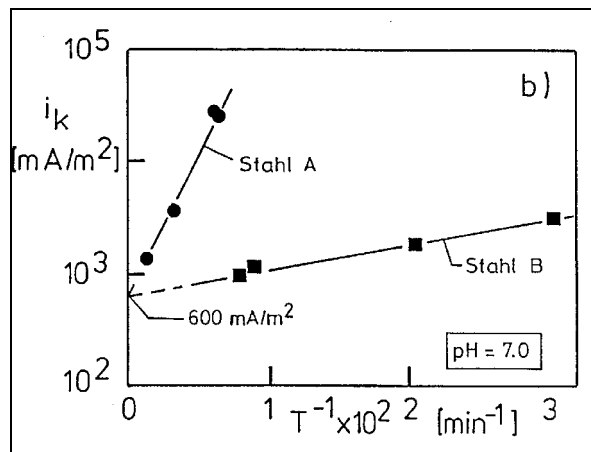
Zu den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren gehören der kathodische Korrosionsschutz (KKS), die elektrochemische Entsalzung (ECE) und die elektrochemische Realkalisierung (ER). Bei der Frage nach dem Einsatz elektrochemischer Instandsetzungsverfahren bei vorgespannten Betonbauten ist zu beachten, dass sich bei sehr negativen Potentialen bzw. bei sehr hohen kathodischen Stromdichten Wasserstoff (H_2) entwickelt (**Bild 2.103**). Hochfeste Werkstoffe (z.B. Spanndrähte, Anker) können dadurch verspröden (wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion). Weiter ist zwischen der Spannbettvorspannung und Spanngliedern mit oder ohne Verbund zu unterscheiden. Bei der Beurteilung sind hauptsächlich folgende Punkte zu beachten:

- niederohmige Strompfade (Annäherungen zwischen Spannglied und Anode, Bereiche mit niedrigem elektrischem Betonwiderstand wie z.B. neue Flickstellen)
- Art der Vorspannung (mit/ohne Verbund, mit sofortigem/nachträglichem Verbund)
- Art der Hüllrohre (Stahl, Kunststoff)
- Zustand der Spannglieder und der Hüllrohre (mit/ohne Vorschädigungen)
- Geometrie des Bauteils
- Anordnung der schlaffen Bewehrung
- Abstand zwischen Anode und Spannbewehrung (z.B. bei Hochpunkten und Verankerungen)
- elektrischer Betonwiderstand.

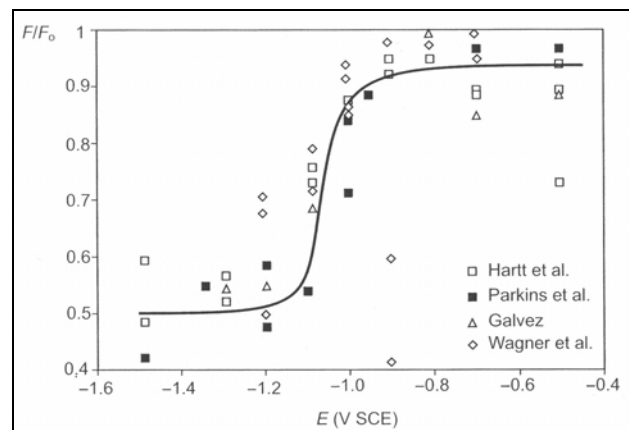
**Bild 2.103**

Stromdichte-Potenzialkurve und Bereich der kathodischen Polarisation (Potentialabsenkung) bei den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren.

Bild 2.104 zeigt einige Resultate aus Untersuchungen zur Wasserstoffversprödung von Spannstählen. So nimmt die Standzeit (Zeit bis zum Bruch bei konstanter mechanischer und elektrochemischer Belastung) mit zunehmender Stromdichte ab (**Bild 2.104a**). Unterhalb einer kritischen Stromdichte wird keine Beeinflussung mehr festgestellt. Dieser kritische Wert ist von der Zusammensetzung des Elektrolyten (z.B. pH-Wert) und der Stahlqualität (Zusammensetzung, Art der Herstellung) abhängig. Aus **Bild 2.104b** ist ersichtlich, dass mit abnehmendem Potential die normierte Bruchlast abnimmt.



a)



b)

Bild 2.104 a) Einfluss der kathodischen Stromdichte i_k auf die reziproke Standzeit T [Böhni 1975a] und b) Einfluss des Potentials auf die normierte Bruchlast [Bertolini 2004].

Die Richtlinie C7 der SGK [SGK 1991] lässt unter bestimmten Voraussetzungen die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes bei Spannbetontragwerken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zu. Im Vergleich zu normalen Stahlbetonbauten verlangt aber die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes bei Spannbetonbauwerken besondere Vorsicht und gute Fachkenntnisse. Der Auslegung und Überwachung des kathodischen Korrosionsschutz-Systems ist deshalb grösste Beachtung zu schenken. Insbesondere sind Abschätzungen zur Stromverteilung gefordert. Für Tragwerke mit Spannbettvorspannung wird die Anwendung des KKS jedoch ausgeschlossen. Auch die Norm EN 12696:2000 „Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton“ [CEN 2000] mahnt wegen der Gefahr der Wasserstoffversprö-

dung generell zur Vorsicht und fordert, dass keine Potenziale unter $-900 \text{ mV}_{\text{SCE}}$ auftreten (Ziffer A.4). Insgesamt decken sich diese Hinweise mit den Anforderungen der FHWA in den USA [FHWA 1998a].

Bei der elektrochemischen Realkalisierung (ER) und Chloridentfernung (ECE) sind die Stromdichten im Vergleich zum kathodischen Korrosionsschutz bis über 100mal höher. Dies bedeutet, dass die in der Richtlinie C7 [SGK 1991] angegebenen Randbedingungen bei der Anwendung in noch erhöhtem Masse Gültigkeit haben und beachtet werden müssen. Gemäss [Miyagawa 2004] kann die ECE auch bei vorgespannten Brücken angewendet, wenn der Stromfluss periodisch für eine gewisse Zeit unterbrochen wird.

Neben den rein technischen Aspekten muss Folgendes beachtet werden:

- Kompetenz des Planers oder Unternehmers zur Abschätzung des Risikos bei der Anwendung
- Verantwortlichkeiten für allfällige Vorschädigungen
- Verantwortlichkeiten für allfällige Langzeitschäden durch das angewandte Verfahren
- Art und Dauer der Garantie.

Auf Grund dieser Überlegungen und der meist grossen Unsicherheiten bei der Gesamtbeurteilung des noch tragbaren Risikos wird in der Empfehlung SIA 162/5 [SIA 1997] die Anwendung der elektrochemischen Realkalisierung und Chloridentfernung bei vorgespannten Bauteilen nicht empfohlen, bzw. diese dürfen „nicht angewendet werden, wenn die kathodische Teilreaktion an der Spannstahloberfläche nicht ausgeschlossen werden kann“ (Empfehlung SIA 162/5, Ziffer 6 47).

Nach den Kenntnissen der Forschungsstelle gibt es neben verschiedenen Laboruntersuchungen [FHWA 1993, 1994, Klisowski 1996, Takewaka 1998, Tanaka 1998, Ueda 1998a,b] weltweit nur sehr wenige Anwendungen der ECE oder des KKS an realen Spannbetonbauten (z.B. in Japan [Aoyama 2002, Miyagawa 2004] und USA [FHWA 1998b]). Um hier einen Schritt vorwärts zu kommen, führte die TFB im Auftrage des Bauamtes des Kantons Uri Untersuchungen über die Auswirkung der ECE an Abschnitten von im Spannbett hergestellten Trägern der abgebrochenen Brücke Wassnerwald durch. Der Bericht hierzu ist in Arbeit und wird im Verlaufe des Jahres 2005 vorliegen [TBA UR 2004]. Positiv zu vermerken ist, dass an den ausgebauten, teilweise stark korrodierten Spannstählen nach der Durchführung der ECE keine Anzeichen einer Wasserstoffversprödung gefunden werden konnten [EMPA 2001]. Dieses Ergebnis ist zwar sehr positiv, darf aber nicht überbewertet werden, da die ungenügende elektrische Vermaschung der Spanndrähte die Entsalzung und damit den Stromfluss in die Spanndrähte vermutlich behinderte. Bevor die ECE an realen Spannbetonbauten angewendet werden darf, sind weitere Abklärungen erforderlich.

3 Schrägseilssysteme

3.1 Einleitung

In der Schweiz gibt es nur etwa 30 Anwendungen mit Schrägseilen. Bekannt sind vorab Brückenbauwerke wie z.B. die Rheinbrücke Schaffhausen, die Sunnibergbrücke der Umfahrung Klosters und die Brücke in Diepoldsau (**Bild 3.1**). Die meisten dieser Brücken sind noch jung und sind erwartungsgemäss bzw. nach den Kenntnissen der Forschungsstelle noch in einem guten Zustand.



Bild 3.1

Schrägseilbrücke in Diepoldsau (Eröffnung 1985) [Int 2004d].

Weder in der Norm SIA 162 [SIA 1989b] noch in Norm SIA 262 [SIA 2003a] wurden bzw. werden spezifischen Aussagen zu Schrägseilssystemen gemacht. Grundsätzlich gelten die gleichen Anforderungen wie für Spannsysteme. Weltweit gelten heute die "Recommendations for stay-cable design, testing and installation" [PTI 2000] des Post-Tensioning Institute (PTI) als Basis.

Die TFB Wildegg hat im Rahmen dieses Forschungsauftrages in Zusammenarbeit mit den Anbietern eine Dokumentation über die in der Schweiz eingesetzten Systeme soweit wie möglich aufgebaut. Es fehlen aber aus Konkurrenzgründen Ausführungsdetails und genaue Angaben zur Weiterentwicklung der Systeme. Mit dieser Dokumentation sollen die heute verfügbaren Systemunterlagen sichergestellt und die zukünftig neuen Systeme inklusive deren Zulassungen erfasst werden. Die Systemunterlagen sind für die Zustandserfassung als auch für die Zustandsbeurteilung bestehender Bauwerke von grossem Nutzen. Auszüge aus den Systemunterlagen können zum Selbstkostenpreis von der TFB bezogen werden.

3.2 Beschreibung und Entwicklung

Das Prinzip der Abspannung von Bauteilen mittels Zugelementen (Stabelemente, Seile, Schrägseile) hat seinen Aufschwung vor allem im Brückenbau genommen [FIP 1994]. Schrägseile können aber auch für die Aufhängung von Dächern und Bauwerken mit grosser Spannweite genutzt werden. In der Schweiz werden seit einigen Jahren Schrägseilbrücken wegen ihrer Wirtschaftlichkeit und Ästhetik für mittlere bis grosse Spannweiten zunehmend bevorzugt.

Als Schrägseile dienen vorwiegend Bündel von parallelen Drähten oder Litzen, die mit einem Kunststoff- oder Stahlrohr umhüllt und mit einem zementösen und/oder plastischen Füllgut (Korrosionsschutzmasse) versehen sind. An Stelle von Litzen- können auch Bündel von Monolitzen eingesetzt werden. Schrägseile können aber auch nachgespannt bzw. in der Spannkraft reguliert werden. Dies geschieht dann meistens an der unteren Seilverankerung.

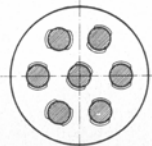
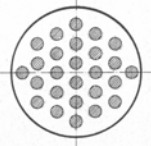

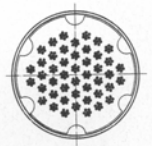

Schrägseile unterliegen hohen Beanspruchungen durch Witterungseinflüsse und Schwingungen (Nutzlasten, Wind).

Grundsätzlich muss zwischen zwei Stahlseiltypen unterschieden werden:

- Typ 1: Seiltypen aus dem Stahlbau, z.B. vollverschlossene Seile
- Typ 2: Seiltypen, die aus der Vorspanntechnik entwickelt wurden (BBR, Freyssinet, VSL usw.). Siehe hierzu **Kapitel 2**.

In [Walther 1995] wurde eine Übersicht über den Aufbau und die heute gebräuchlichen Schrägseilssysteme mit ihren Komponenten publiziert (**Bild 3.2**). Weitere Ausführungen dazu sind in [VSL 1984, Hughes 1989, Saul 1990, Hamilton 1995, 1998, DRD 1997, PTI 2000, Bournand 2002, Gehlen 2002, CEN 2003a, fib 2005a] zu finden. Hinsichtlich des Korrosionsschutzes sei auf die Empfehlungen des Post-Tensioning Institutes hingewiesen [Ward 2001].

Die weltweiten Erfahrungen haben zu einer ständigen Verbesserung der Systeme geführt. Die Empfehlungen des fib "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels" [fib 2005a] fassen den aktuellen Stand zusammen. Eine europäische Norm dazu ist in Vorbereitung [CEN 2003a].

| Type de câbles |  Barres couplées 7 Ø 36 Acier 835/1030 |  Barres non couplées 26 Ø 16 |  Fils parallèles 128 fils 7 mm |  Torons 27 Ø 15 |  Câbles clos | |
|---|---|--|---|---|---|-------------|
| Structure | Barres Ø 26,5; 32; 36 mm | Barres Ø 16 mm | Fils Ø 6; 7 mm | Torons Ø 0,5"; 0,6"; 0,7" de 7 fils torsadés | Fils à différents profilés Ø 2,9 à 7 mm | |
| Limite d'écoulement $\sigma_{0,2}$ [N/mm ²] | 835 | 1080 | 1350 | 1470 | 1570 ~ 1670 | — |
| Résistance ultime en traction β_2 [N/mm ²] | 1030 | 1230 | 1500 | 1670 | 1770 ~ 1870 | 1000 ~ 1300 |
| FATIGUE * | $\Delta\sigma$ [N/mm ²] | 80 | | 350 | 300 ~ 320 | 120 ~ 150 |
| | σ_{max}/β_2 | 0,60 | | 0,45 | 0,5 ~ 0,45 | ~ 0,45 |
| Module d'élasticité E [N/mm ²] | 210 000 | 210 000 | 205 000 | 190 000 ~ 200 000 | 160 000 ~ 165 000 | |
| Charge rupture [kN] | 7339 | 7624 | 7487 | 7634 | 7310 | |

* Résistance du câble sans tenir compte de l'effet des ancrages.

Bild 3.2 Übersicht über gebräuchliche Schrägseilssysteme [Walther 1995].

Die **Bilder 3.3 bis 3.5** zeigen den heutigen Aufbau von Schrägseilen. Der Korrosionsschutz besteht aus mehreren Barrieren. Plastisches Füllgut wird heute gegenüber zementösem Füllgut bevorzugt. Grund dafür ist das Risiko von Rissen im zementösen Füllgut (wegen Zugbeanspruchung, Schwingungen durch Auflasten und Wind) und die höhere Gefahr von Ermüdungs- und Reibkorrosion beim zementösen Füllgut. In der **Tabelle 3.1** ist der Zweck der einzelnen Elemente des Korrosionsschutzsystems aufgeführt. In den USA wird anstelle der Verzinkung eine Epoxidharzbeschichtung der Spannstähle bevorzugt.

| Element | Zweck |
|----------------------|--|
| Zink | <ul style="list-style-type: none"> • Temporärer Korrosionsschutz im Verankerungsbereich während der Bauausführung. • Korrosionsschutz des Spannstahls, falls das Hüllrohr undicht ist oder während der Ausführung verletzt wurde. |
| Wachs | <ul style="list-style-type: none"> • Vermeiden des Risikos der Kondenswasserbildung am Spannstahl. • Vermeiden von Wasserläufen am Spannstahl, falls Wasser eindringt. • Korrosionsschutz. |
| PE- oder PP-Hüllrohr | <ul style="list-style-type: none"> • Dichte Umhüllung des Spannstahls als Schutz gegen den Eintrag von evtl. chloridhaltigem Wasser. Unterhalt ist nötig, falls sie als äussere Barriere dient. • Barriere gegen das Eindringen von Gas und Dampf. • Mechanischer Schutz bei der Handhabung und Installation. |

Tabelle 3.1 Zweck der einzelnen Elemente des Korrosionsschutzsystems von Schrägseilssystemen [fib 2005a].

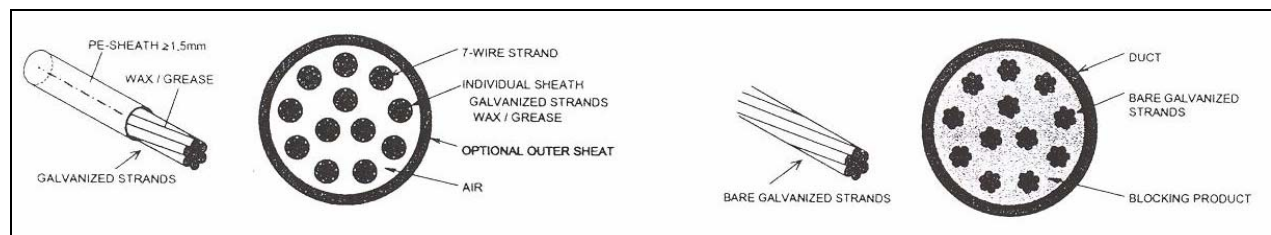


Bild 3.3 Korrosionsschutz bei heutigen Schrägseilen. Einzeln geschützte Litzen in nicht verfüllten Hüllrohren (links) und verzinkte Litzen in verfüllten Hüllrohren (rechts) [fib 2005a]. Anmerkung: Das Nichtverfüllen des Hüllrohres (linkes Bild) ist wegen der möglichen Kondenswasserbildung problematisch und erfordert eine Drainage).

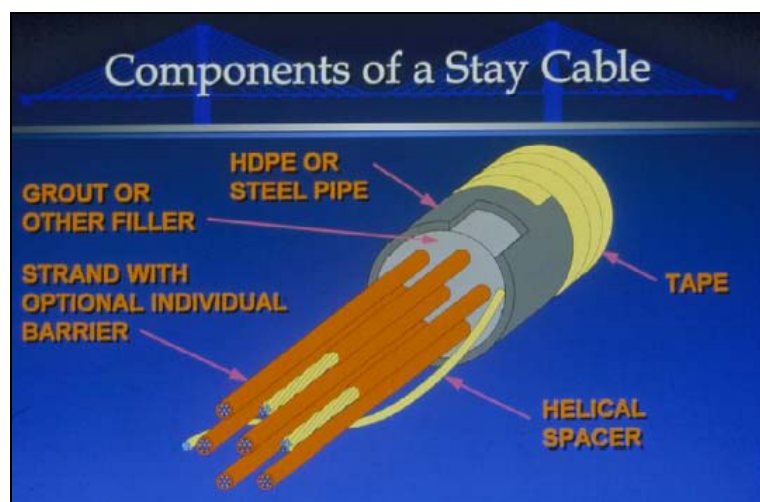


Bild 3.4

Heutiger Aufbau von Schrägseilen in den USA [Frank 2004].

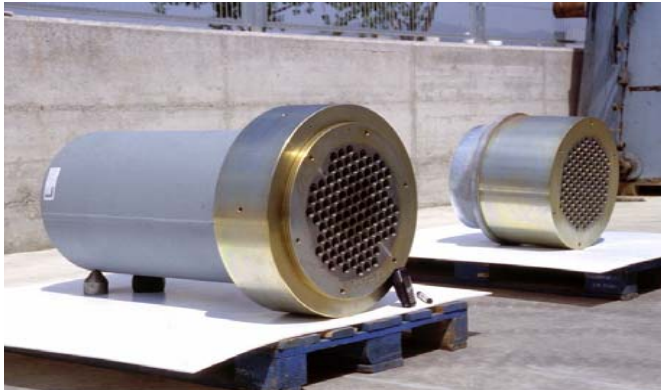
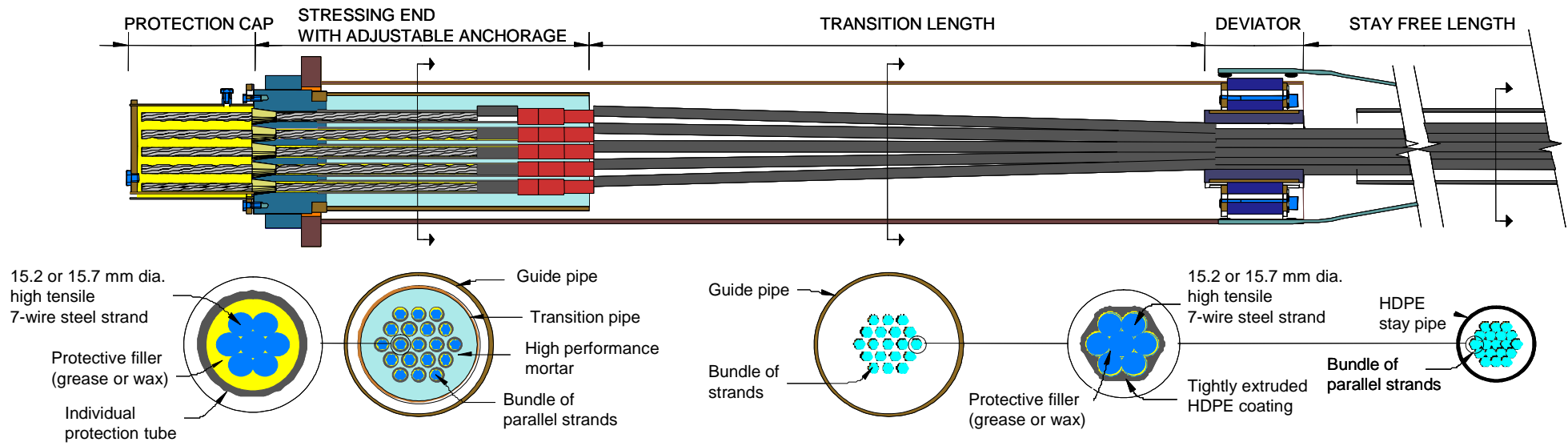


Bild 3.5 Beispiel eines heutigen Schrägseilsystems [VSL 2004].

3.3 Schäden in der Schweiz

Schäden an Schrägseilbrücken sind in der Schweiz bisher – bis auf eine Ausnahme – keine bekannt geworden. Dies ist nicht weiter erstaunlich, da diese Brücken noch relativ jung sind.

Die Ausnahme betrifft die 1972 erbaute etwa 130 m lange und sechs Fahrbahnen überspannende Restaurant- und Shoppingbrücke in Würenlos im Kanton Aargau. Dieser Schadenfall ist unter **AG-07** detailliert beschrieben. Das **Bild 3.6** zeigt die korrodierten Spanndrähte nach Öffnen des Spanngliedes. Verantwortlich für die Schäden waren nicht ausreichend dauerhaftes Verschliessen der schrägen Spannglieder (Inspektions- und Reparaturstellen). Der Schadenfall hat wesentliche Erkenntnisse für die Injektionstechnik von geneigten Schrägseilen sowie für die Auswahlkriterien von Kunststoffrohren gebracht. Andererseits hat sich gezeigt, dass der technischen Ausführung von Inspektionsöffnungen, inklusive deren Wiederverschluss, grösste Aufmerksamkeit beizumessen ist. Umwelteinflüsse wie UV-Licht und grosse Temperaturunterschiede sind nicht zu unterschätzen. Im Jahre 1998 wurden die alten Schrägseile durch neue ersetzt.



Bild 3.6

Korrosion an den Spanndrähten eines Schrägseils der Restaurant- und Shoppingbrücke in Würenlos im Kanton Aargau (AG-07).

3.4 Schäden im Ausland

In den folgenden Ausführungen werden auch Korrosionsschäden an Hängeseilen berücksichtigt, da diese in vielen Dingen vergleichbar bzw. ähnlich sind wie jene bei den Schrägseilen. Auf die Korrosionsprobleme bei Spannsystemen für die externe Vorspannung wurde bereits im **Kapitel 2.6.3** eingegangen.

Die Literatur über Korrosionsschäden an Seilen bei Hänge- und Schrägseilbrücken ist nicht sehr umfangreich. Dies mag daran liegen, dass diese Bauweise noch relativ jung ist. Bei dem einen oder anderen Bauwerk sind zwar teilweise erhebliche Korrosionsschäden aufgetreten (**Bild 3.7**), Einstürze gab es aber nach den Kenntnissen der Forschungsstelle bisher keine.

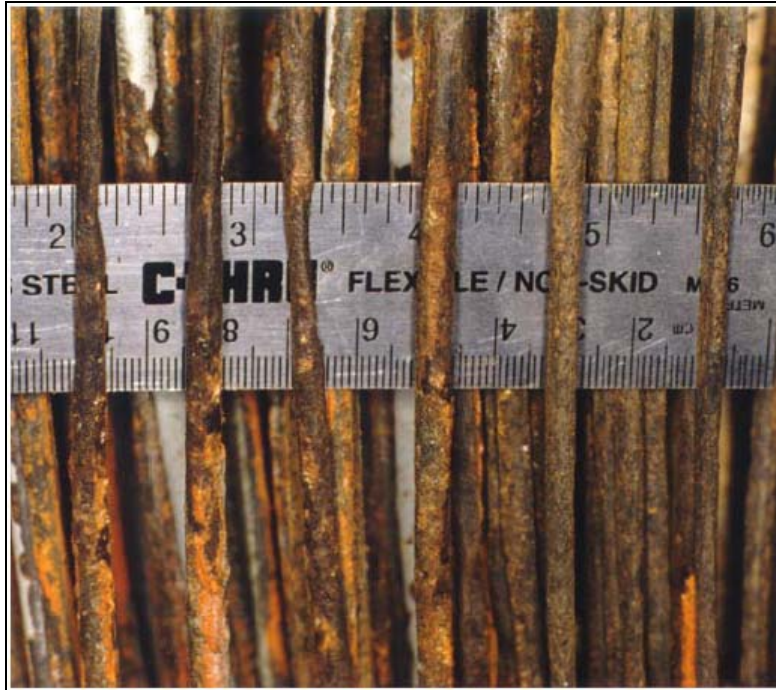


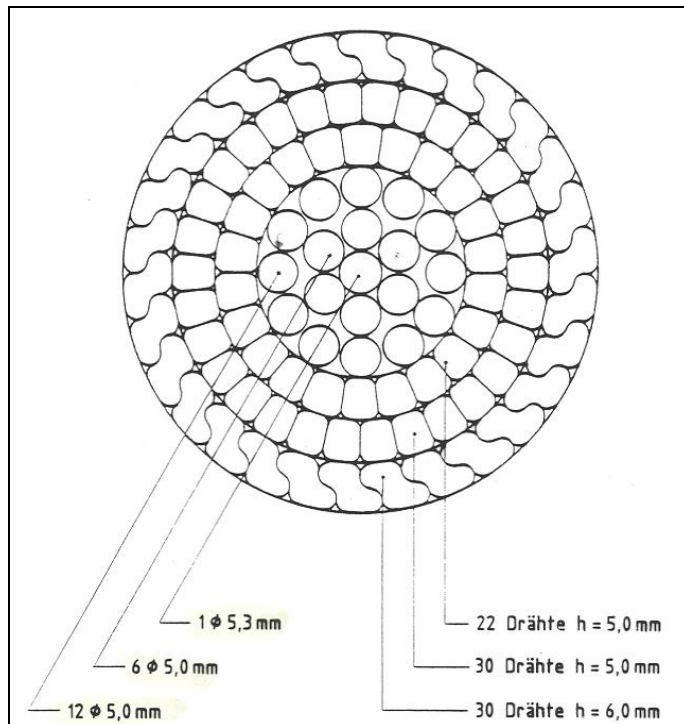
Bild 3.7

Korrosion an Spanndrähten eines Schrägseils [Mayrbaurl 2000].

In Deutschland wurden gemäss [BV 1982, 1990 und 1994] an den Seilen verschiedener Schrägseil- und Hängebrücken Korrosionsschäden festgestellt. Dies betraf z.B. den äusseren Korrosionsschutz der Spannglieder bzw. Seile (Kennziffern 16202, 16203 in [BV 1994]). Zur Instandsetzung derartiger Korrosionsschäden liegt ein Erfahrungsbericht vor [Noetel 1989]. Im Folgenden sollen einige der in den erwähnten Berichten aufgeführten Schadenfälle in Deutschland kurz erläutert werden.

Schrägseilbrücken in Deutschland

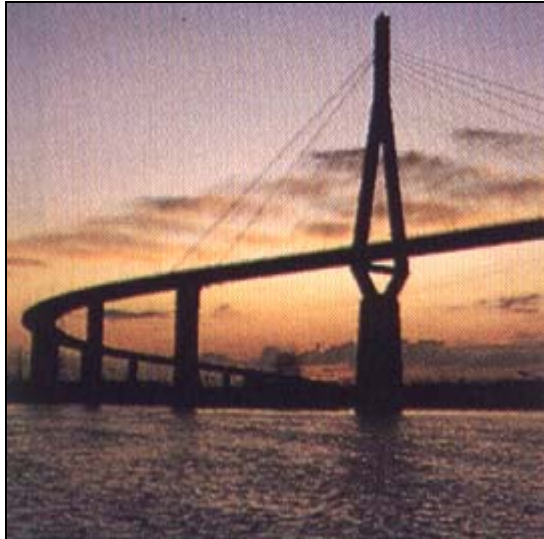
Bei der Schrägseilbrücke Rheinbrücke Rees-Kalkar (Nordrhein-Westfalen) wurden bereits bei der Montage an den äusseren Drahtlagen der verschlossenen Tragseile (Seiltyp 1) einzelne Drahtbrüche festgestellt (**Bild 3.8**) [BV 1982, Kennziffer 13701, BV 1990, Kennziffer E 060204]. Nach Montageabschluss wurden diese registriert. Es handelte sich um 26 Drahtbrüche an 18 der insgesamt 80 Einzelseile. Die Prüfung mittels magnet-induktiver Durchstrahlung nach der Erstellung (1967) sowie 1976 und 1981 ergab, dass sich die Anzahl der Drahtbrüche zwischen 1976 und 1981 nicht mehr veränderte. Laboruntersuchungen zeigten, dass bei der galvanischen Verzinkung (Dicke 70 μm) Wasserstoff in den Stahl eingedrungen war und vorab bei kleinen Oberflächenfehlern zu Anrissen geführt hatte. Diese Anrisse führten bei der weiteren Beanspruchung zu Drahtbrüchen. 1980 wurde ein Tragseil ausgebaut und durch ein neues ersetzt. Das ausgebaute Seil war etwa 13 Jahre in Betrieb und wurde im Labor detailliert untersucht. Es zeigte sich, dass sich die Korrosionsschutzbeschichtung (Phthalatharz) auf der Aussenfläche des Seils weitgehend von der Oberfläche gelöst hatte und zum grössten Teil abgeplatzt war. Trotzdem zeigten weder die Drähte an der Oberfläche noch jene im Seilinnern einen nennenswerten Korrosionsangriff. Auf Grund dieser Erfahrungen wurde empfohlen, in Zukunft die Festigkeit von verzinkten Stählen zu beschränken und diese mit einer Feuerverzinkung anstelle der galvanischen Verzinkung zu schützen.

**Bild 3.8**

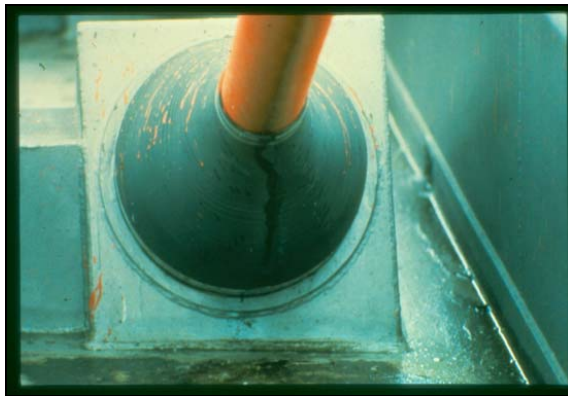
Querschnitt des verschlossenen Schrägseils bei der Rheinbrücke Rees-Kalkar [BV 1990].

Bei der Rheinbrücke Leverkusen (Nordrhein-Westfalen) wurden stählerne vollverschlossene Schrägseile verwendet (Baujahr 1962/65) [BV 1990, Kennziffer F080101]. Ein Tragkabel bestand aus 19 vollverschlossenen Seilen. Obwohl versucht wurde, alle Hohlräume mit einer entsprechenden Beschichtung zu verfüllen, zeigte es sich 1980, dass diese Massnahmen ungenügend waren und, dass aggressive Flüssigkeiten (zum Teil mit Komponenten bzw. Reaktionsprodukten des ursprünglichen Korrosionsschutzes versetzt) bereits in die Hohlräume zwischen den Einzelseilen der Tragkabel eingedrungen waren. Das Innere der Tragkabel wurde danach ausinjiziert und die Tragkabel mit einer dickschichtigen Umhüllung versehen. Dieser Schaden führte zur Erkenntnis, dass Schrägseilbrücken nach Möglichkeit nur mit einzeln geführten Seilen konstruiert und die Einzeldrähte für die Seile feuerverzinkt werden sollten.

Grössere Korrosionsschäden wurden an der 1970 bis 1974 erbauten Kohlbrandbrücke in Hamburg festgestellt (**Bild 3.9**). Es wurden Rostnarben, verteilt über die ganze Länge der verschlossenen Seile, und tief greifende Durchrostungen auch im Kern des Seilquerschnittes und Drahtbrüche im Bereich der unteren Ankerköpfe festgestellt (**Bild 3.10**) [BV 1982, Kennziffer 13702, EMPA 1984, Saul 1990, Hamilton 1995, Frank 2004]. Alle 88 Seile wurden danach ausgewechselt. Die Schäden waren durch einen ungenügenden Korrosionsschutz während der Bauzeit und die Zerstörung des inneren Korrosionsschutzes beim Vergiessen des Seilkopfes sowie Salzeintrag in die Seile auf der Höhe der Fahrbahn entstanden.

**Bild 3.9**

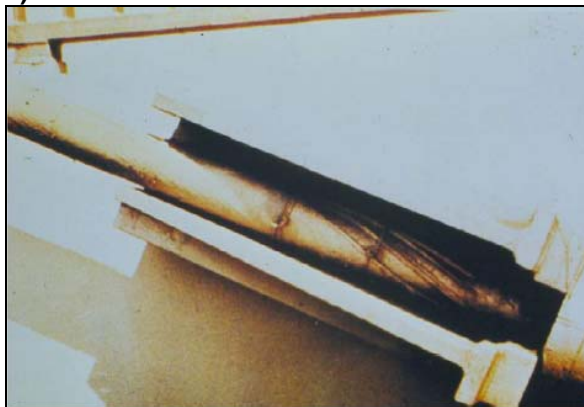
Köhlbrandbrücke in Hamburg [Int 2004f].



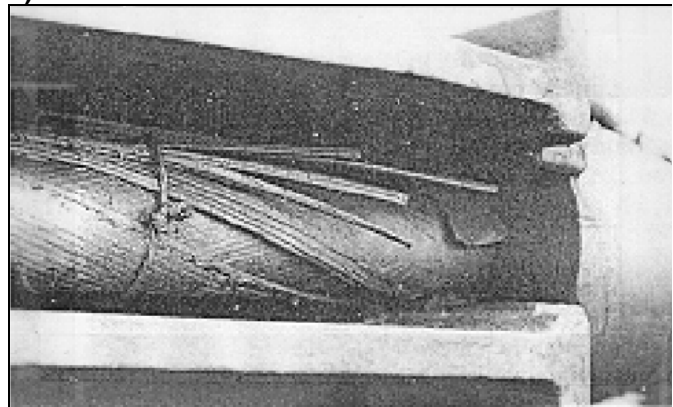
a)



b)



c)



d)

Bild 3.10 *a,b) Beispiel einer undichten Verankerung (Bilder Dr. W. Podolny) und c,d) Korrosion und Drahtbrüche in der Verankerung der Schrägseile der Köhlbrandbrücke in Hamburg [BV 1982, Frank 2004].*

Hängebrücken in Deutschland

In [BV 1990, Kennziffer D 051203 und F 080101] werden die Korrosionsprobleme der 1952/54 wieder aufgebauten Hängebrücke Rheinbrücke Rodenkirchen (Nordrhein-Westfalen) beschrieben, die an den Tragkabeln in den Verankerungskammern auftraten. Die Verankerungskammern lagen im Grundwasser unter dem Hochwasserspiegel des Rheins. Boden und Wände bestanden aus Stampfbeton und besaßen keine Aussenabdichtung. Bereits beim erstmaligen Bau der Brücke 1938 hat man mit Wassereintrag in die Seilverankerungskammern gerechnet und dafür entsprechende Pumpen und Pumpensümpfe vorgesehen. Aus Kostengründen hatte

man auf weiter gehendere Massnahmen verzichtet. Als dann aber mehr Wasser eindrang als erwartet, wurden die Kammern mit Stahlblechwannen ausgekleidet. Diese waren aber für hohe Wasserstände des Rheins zu niedrig. So trat auch nach der Auskleidung weiterhin Wasser in die Kammern ein. Zudem korrodierten die Auskleidungen im Laufe der Zeit an vielen Stellen und wurden undicht. Neben dem Grundwasser drang auch von der Oberfläche des Widerlagers her Wasser in die Kammern ein, sodass die Luft in deren Innern stets eine hohe Luftfeuchtigkeit aufwies. Dies führte zu erheblichen Korrosionsschäden an den Seilen (Unterrostern und Ablättern der Beschichtung) (**Bild 3.11**) und deren Verankerungskonstruktion. Im Rahmen der Instandsetzung wurden die Risse verschlossen und die Innenseiten der Verankerungskammern mit einem Dichtungsputz abgedichtet. Die Seile wurden neu beschichtet.

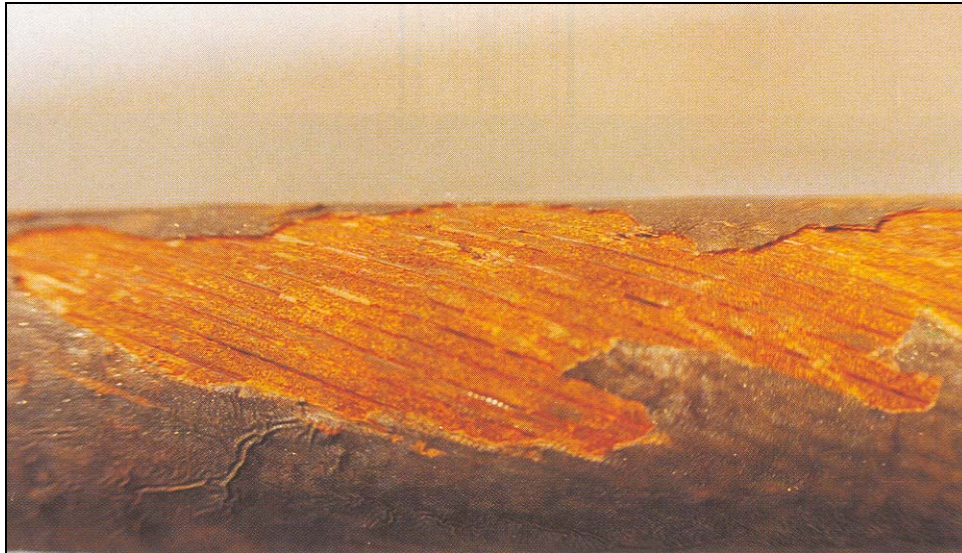
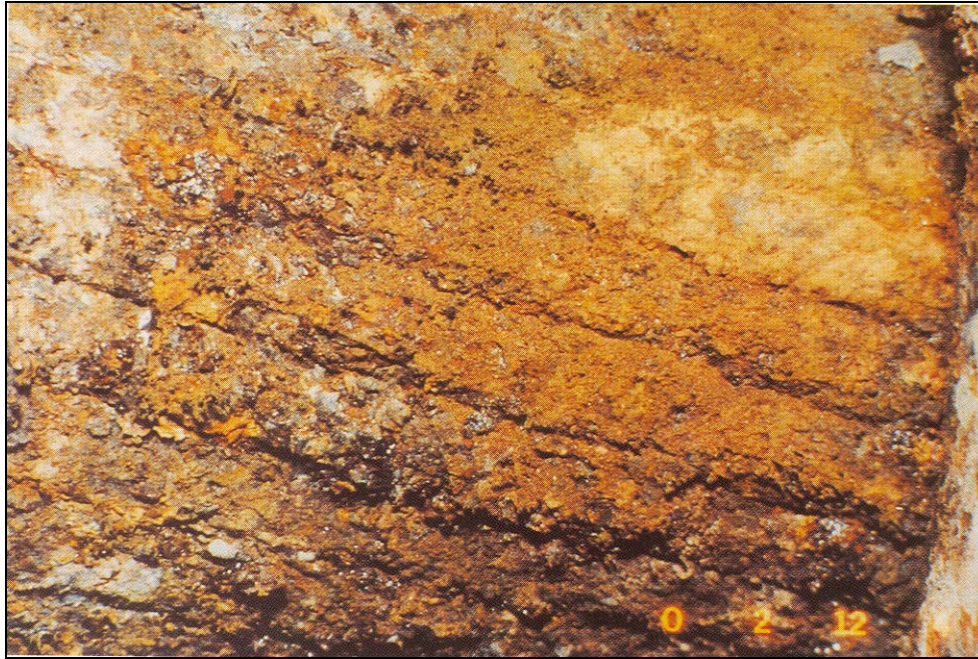


Bild 3.11

Abgeplatzte Beschichtung und Korrosion an der äusseren Drahtlage bei der Rheinbrücke Rodenkirchen [BV 1990].

Bei der Rheinbrücke Kleve-Emmerich (Nordrhein-Westfalen) (Baujahr 1963/65) wurden die Hängeseile mit hochfesten Gewindebolzen (HV 10.9) mit einer speziellen Beschichtung auf die Tragseile der Hängebrücke geklemmt [BV 1990, Kennziffer E060504]. Man hatte angenommen, durch Verkitten der Fugen an den Kabelschellen und deren äusseren Korrosionsschutz eine Korrosion im Innern verhindern zu können. Etwa 11 Jahre nach der Fertigstellung wurde ein gebrochener Gewindebolzen festgestellt. Bei der anschliessenden Kontrolle wurden weitere gebrochene Bolzen gefunden. Zudem waren alle Bolzen im Schaftbereich angerostet. Laboruntersuchungen ergaben, dass die Brüche ihren Ausgang an mehr oder weniger tiefen Rostnarben hatten und durch die Wasserstoffversprödung des hochfesten Stahls verursacht wurde. Danach wurden die alten Bolzen durch neue, feuerverzinkte ersetzt. Bereits wenige Tage nach dem Einbau und Anspannen waren ca. 8% der verzinkten Schraubenbolzen wieder gebrochen. Zwei Drittel der Brüche traten im Übergangsbereich vom Gewinde zum glatten Schaft, das restliche Drittel am Übergang vom Schaft zum Bolzenkopf auf. Auch bei diesen neuerlichen Brüchen war die Wasserstoffversprödung des Stahls, ausgelöst durch die Vorbehandlung mit Beizlösungen vor dem Verzinken, die Ursache. Man entschloss sich nun, weniger feste und nicht verzinkte Bolzen zu verwenden und diese mit einer Beschichtung vor Korrosion zu schützen.

Bei dieser Brücke gab es zudem auch Korrosionsschäden an den Schrägseilen im Verankerungsbereich (vollverschlossene Stahlseile mit Korrosionsschutzbeschichtung) (**Bild 3.12**) [BV 1990, Kennziffer F080101]. Dabei erwies sich die Abdeckung des Verankerungsbereichs als ungenügend und musste vollständig erneuert werden.

**Bild 3.12**

Starke Korrosion an der Unterseite eines Seilendbereiches bei der Rheinbrücke Kleve-Emmerich [BV 1990].

Im Folgenden wird auf einige Publikationen über Probleme bei Schrägseilbrücken in anderen Ländern eingegangen. Einzelne Beispiele werden etwas detaillierter behandelt.

Andere Länder

Gemäss einem Bericht für die Roads and Traffic Authority von New South Wales [Hughes 1989] waren nur bei zwei der untersuchten 45 in Betrieb stehenden Schrägseilbrücken mit Spanngliedern mit einem PE-Hüllrohr als äusserem Korrosionsschutz Probleme mit dem Hüllrohr aufgetreten und zwar wegen zu hohem Druck bei der Injektion und unfachmännischer Behandlung. Es handelte sich um die Luling-Brücke in Louisiana und der zwei Zárate-Brazo Largo Brücken über den Parana-Fluss in Argentinien. Auf die Luling-Brücke wird weiter unten eingegangen. Im genannten Bericht werden der Korrosionsschutz von Schrägseilen sowie konstruktive und ausführungstechnische Details von etwa einem Dutzend Schrägseilbrücken beschrieben.

Das Hauptfeld der 1977 – 1978 erbauten Schrägseilbrücken Zárate-Brazo Largo (Argentinien) hat eine Spannweite von 330 m (**Bild 3.13**) [Faber 1998, 2000]. Im November 1996 riss ohne Vorankündigung eines der Spannglieder (Paralleldrahtbündel, Drahtdurchmesser 7 mm) (**Bild 3.14**). Fast alle der 121 Drähte waren etwa 200 mm oberhalb der unteren Verankerung gerissen. Die Drähte wiesen einen starken Korrosionsangriff auf und zeigten Anzeichen von Ermüdung. Um die Tragkraft der Spannglieder zu beurteilen, wurden umfangreiche Ultraschall-Untersuchungen an den unteren Verankerungen durchgeführt [Klein 2000]. **Bild 3.15** zeigt den Aufbau des Seils und beispielhaft das Ergebnis dieser Untersuchungen. Zur Instandsetzung der Brücken über den Parana-Fluss in Argentinien liegt ein Kurzbericht vor [Andersen 1999].

**Bild 3.13**

Ansicht von einer der beiden Schrägseilbrücken Zárate-Brazo Largo [Faber 1998, 2000].

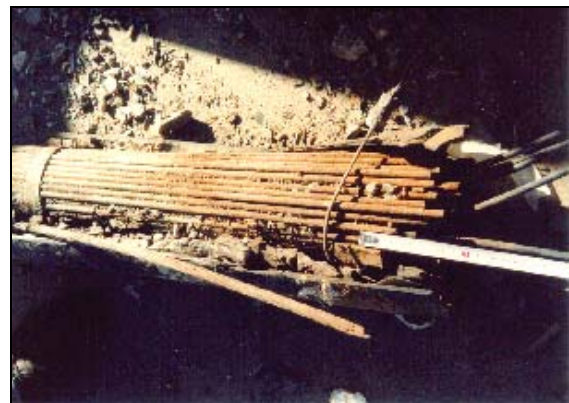
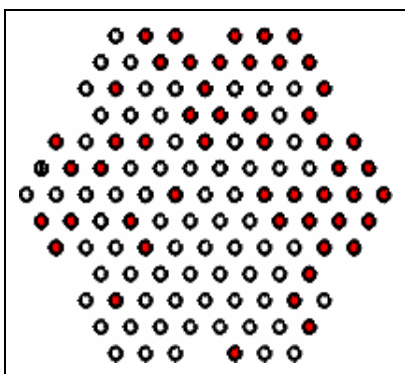


Bild 3.14 *Korrosionsschäden am gerissenen Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo [Faber 2000].*

**Bild 3.15**

Ergebnis der Ultraschalluntersuchungen an einem Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo [Faber 1998, 2000]. Gebrochene Dräh- te sind dunkel gefärbt.

Bei der 1966 bis 1968 erbauten Luangwa Brücke in Sambia (zwei Hohlkastenträger aus Stahl mit Betonfahrbahnplatte) stand bereits kurz nach der Fertigstellung die unzulässig hohe Durchbiegung im Vordergrund [Reinholdt 1999]. Bei der Inspektion 1993 zeigte es sich, dass die 1972/73 getroffenen Verstärkungsmassnahmen beim Hauptfeld nicht wirksam genug waren. Weiter wurde dabei auch festgestellt, dass sich Korrosionsschutzbeschichtung der Schrägseile abgelöst hatte und der darunter liegende Spannstahl starke Lochkorrosion aufwies.

1988 wurde in der Zeitschrift Civil Engineering eine Arbeit mit dem provokativen Titel "Cables in trouble" publiziert [Watson 1988]. Die Autoren stellten der Bauweise kein gutes Zeugnis aus (Zitat in Originalsprache aus der Kopfzeile zum Artikel):

"Having inspected more than half of the world's cable stayed bridges, the authors say many are in danger of sudden collapse unless corrosion problems can be stopped".

Die Autoren kamen zu ihren Schlüssen, nachdem sie über die Hälfte der knapp 200 vorhandenen bedeutenderen Schrägseilbrücken begutachtet hatten. In der Publikation wird auf eine ganze Reihe von Brücken mit Korrosionsproblemen bei den Schrägseilen, verteilt auf mehrere Länder, hingewiesen, z.B.

- Maracaibo-Brücke, Venezuela: über Jahre hinweg mussten Schrägseile ersetzt werden (siehe unten).
- Köhlbrand-Hochbrücke, Hamburg, Deutschland: Im dritten Jahr nach der Eröffnung mussten sämtliche Schrägseile ersetzt werden (siehe oben).
- St. Nazaire-Brücke, in der Nähe von Le Havre, Frankreich: deutliche Anzeichen sind vorhanden, dass Spanndrähte rosten.
- Severin-Brücke, Köln, Deutschland: Korrosion im Bereich der Verankerung.
- Kurt Schumacher-Brücke (Nord-Brücke), Mannheim, Deutschland: faserverstärkte Schutzrohre für die Schrägseile weisen viele Risse auf und es zeigen sich Rostspuren (siehe dazu auch [Korte 1988] und bzgl. Korrosionsschutzmassnahmen [Teschke 1990]).

Detaillierte Darstellungen der Probleme bei den genannten Brücken fehlen. In der Arbeit wird auf die höhere Gefährdung durch Ermüdung und Reibkorrosion bei den Schrägseilen hingewiesen (stärkere Schwingungen, da das Verhältnis Auflast zu Eigengewicht grösser ist als bei konventionell vorgespannten Brücken).

Der genannte eher polemische Artikel löste weltweit eine grosse Kontroverse aus. Er eröffnete aber die notwendige Diskussion über den Korrosionsschutz von Schrägseilbrücken [Hamilton 1995].

Im 1995 publizierten Bericht von Hamilton, Breen und Frank [Hamilton 1995] zu Händen des Department of Transportation von Texas wird der Zustand von Schrägseilen bei verschiedenen Brücken und die Schwachstellen beim Korrosionsschutz angesprochen. In diesem Bericht wurden die Probleme bei der Lake Maracaibo-Brücke in Venezuela und der Luling-Brücke in Louisiana sowie der Köhlbrand-Brücke in Hamburg, auf die bereits oben eingegangen wurde, erörtert.

Bei der Lake Maracaibo-Brücke (Baujahr 1962) wurden bei der Inspektion 1978 über 500 gebrochene Drähte der vollverschlossenen Seile festgestellt (**Bild 3.16**) [Saul 1990, Hamilton 1995, Frank 2004]. Im Jahre 1979 waren dann bereits drei Seile vollständig gebrochen. Ein Einsturz konnte nicht mehr ausgeschlossen werden. Die Ursache für die Schäden wurde im fehlenden Unterhalt und in der Unmöglichkeit, den Korrosionsschutz der Verankerung zu ersetzen, gesehen. Mit grossem finanziellem (ca. 50 Mio. Dollar) und zeitlichem Aufwand wurden die Seile ersetzt. Besondere Probleme bereiteten die Verankerungen an den Pylonen. Für die Instandsetzung wurden wiederum verschlossene Seile eingesetzt, die etwa 10 Jahre später wegen des weiterhin fehlenden Unterhalts bereits wieder in einem ernsthaft schlechten Zustand waren.

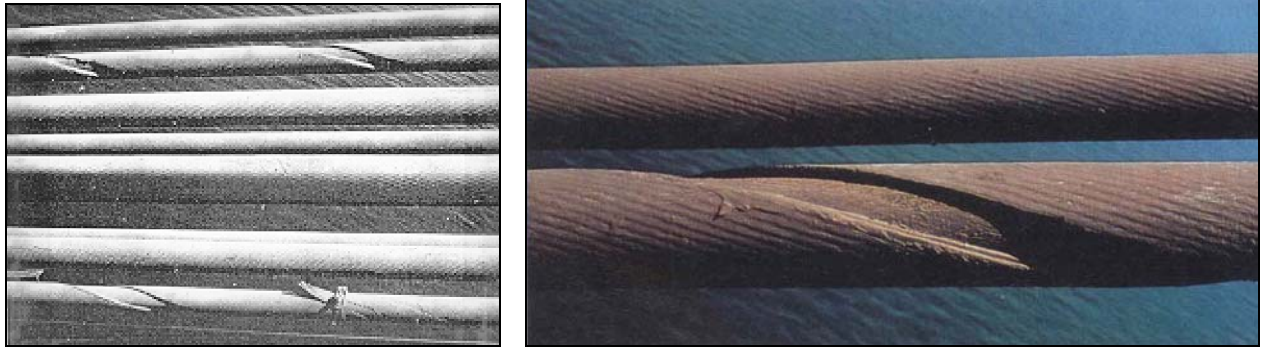


Bild 3.16 Korrosionsschäden an der äusseren Drahtlage der vollverschlossenen Seile der Lake Maracaibo-Brücke [Frank 2004].

Bei der 1983 eröffneten Luling-Brücke (**Bild 3.17**) wurden 1985 Risse in den PE-Hüllrohren von zwei Spanngliedern beobachtet [Hamilton 1995, Frank 2004]. Die Hüllrohre wurden repariert. Aber bereits einige Monate später wurden bei drei Spanngliedern wieder Risse in den Hüllrohren (Stumpfschweissnaht) und Rostspuren festgestellt. Bereits vor dem Einbau wiesen 21 der 72 Spannglieder Risse in den Hüllrohren auf. Die meisten Risse traten bei den Schweissnähten auf (unfachmännisches Schweissen und Lagern). Diese wurden repariert. Die Untersuchungen zeigten weiter, dass Hüllrohrrisse auch wegen zu hoher Verpressdrücke verursacht worden waren. Weitere ungünstige Einflüsse waren: hohe Temperaturen während des Verpressens, erhöhte Temperaturen während der Nutzung, tiefe Temperaturen zur Zeit der Rissbildung und eine ungenügende Duktilität des verwendeten Polyethylens. Zur Instandsetzung wurde vorgeschlagen, die Risse mit Polyurethan zu verfüllen und die Hüllrohre mit einem hellen Klebeband (Tedlar) zu umwickeln. Bei einer visuellen Kontrolle 1990 wurden an einzelnen Stellen erneut Querrisse gefunden. An zwei Stellen wurde das Spannglied geöffnet und das Füllgut entfernt. Bei der einen Stelle, wo bereits früher ein Riss vorhanden war, wiesen die Spanndrähte neben dem flächigen Angriff auch kleine Lochfrassstellen auf. Bei der anderen Stelle, wo kein alter Riss in der Nähe war, wurden keine Anzeichen von Korrosion gefunden. Im Weiteren wurde festgestellt, dass nach dem Entfernen der Abdeckung der Verankerung in der Fahrbahn rostfarbiges Wasser ausfloss. Zudem war der untere Teil der Verankerung stark korrodiert. Die aufgestauchten Köpfe der Spanndrähte waren hingegen nicht angegriffen. Bei der Luling-Brücke gab es auch erhebliche Probleme mit dem Kastenträger aus wetterfestem Stahl [Cook 2000, Int 2004e].

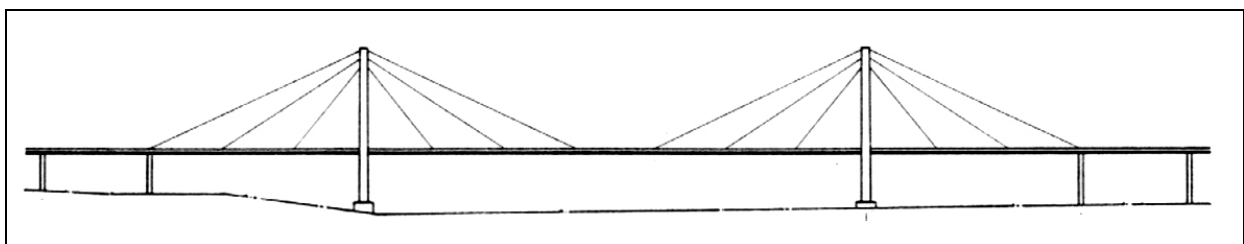


Bild 3.17
Luling-Brücke in Louisiana [Int 2004e].

Mayrbaurl [Mayrbaurl 2000] beschreibt einige mögliche Korrosionsursachen bei Schrägseilen (Eintrag von evtl. chloridhaltigem Wasser in das Schrägseil oder in den Verankerungs- oder Umlenkungsbereich, nicht durchgehender Korrosionsschutz der Spanndrähte) und stellt vier Stufen für die Beurteilung des Korrosionsangriffs vor. Bei der Manhattan-Brücke in New York verstärkten ungünstige Materialkombinationen den Korrosionsangriff am ursprünglich verzinkten Spannstahl. Die Einhausung des Schrägseils im Bereich der Umlenkung war nämlich aus Bronze, die edler ist als Stahl. Grosse Querschnittsverluste an den Spanndrähten, die dann wegen mechanischer Überlastung rissen, waren die Folge. Bei Zugversuchen konnte keine Versprödung der Spannstähle festgestellt werden. Schäden wurden auch auf den freien Seilstrecken gefunden. Wegen eindringendem Wasser korrodierte zunächst die Verzinkung ab. Danach begann der Spannstahl zu korrodieren. Die Spanndrähte zeigten einen ungleichmässigen Korrosionsangriff mit muldenartigem Lochfrass. Obwohl der Querschnittsverlust in der Regel nicht besonders gross war, wurden oft gebrochene Drähte gefunden (**Bild 3.18**), die auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion hindeuteten, eventuell verursacht durch die Verzinkung. Korrodierte Spanndrähte waren über den ganzen Umfang der Schrägseile anzutreffen. Die stärksten Korrosionsangriffe wurden jedoch meistens in 6-Uhr-Lage beobachtet. Gegen die Mitte des Schrägseils hin war der Korrosionsangriff normalerweise schwächer.

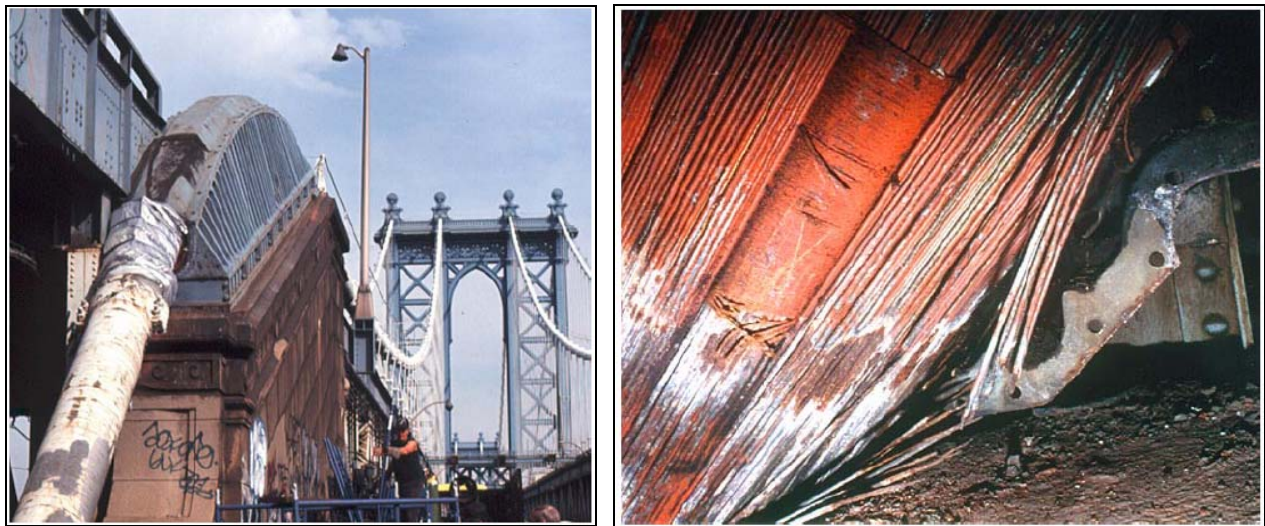
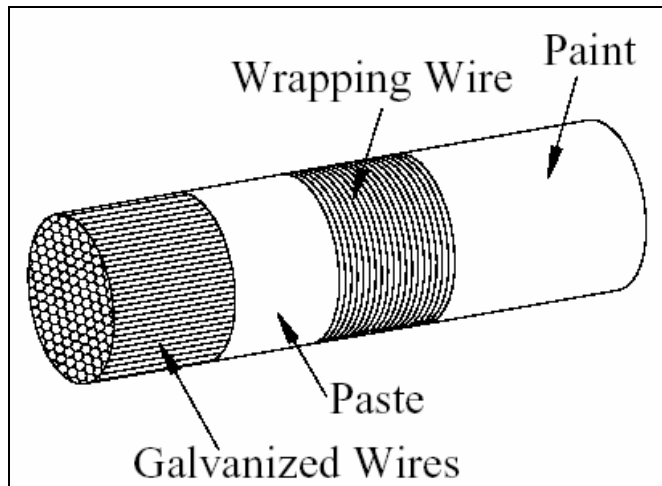


Bild 3.18 Manhattan-Brücke in New York (links) und Korrosion sowie gebrochene Spanndrähte des Tragseils [Mayrbaurl 2000].

Bei verschiedenen Hängebrücken in Japan wurden in Teilbereichen der Tragseile Korrosionsangriffe vorgefunden [Nakamura 2000]. Im Rahmen einer Studie wurden die Korrosionsmechanismen bei Seilsystemen und verbesserte Korrosionsschutzmassnahmen untersucht. Üblicherweise wurde in Japan das amerikanische bzw. britische Seilsystem mit einer chromatierten oder epoxidharzbeschichteten Zinkschicht von etwa $50 \mu\text{m}$ (350 g/m^2) eingesetzt (**Bild 3.19**). Nach der Herstellung der Tragseile wurden diese mit einer Korrosionsschutzpaste versehen und mit verzinkten Stahldrähten ummantelt und anschliessend beschichtet. Dieses System wurde bereits vor etwa 100 Jahren bei der Brooklyn-Brücke angewendet. Bei Felduntersuchungen zeigte sich, dass sich Wasser auf der Unterseite der Seile angesammelt hatte und die Verzinkung abkorrodiert war. Die intensivste Korrosion wurde bei den seitlichen Drähten gefunden. Die innen liegenden Drähte zeigten generell einen schwächeren Korrosionsangriff als die aussen liegenden. Messungen in Tragseilen bei einer Brücke zeigten, dass die relative Luftfeuchtigkeit stark schwankt und teilweise sehr hoch sowie über den Seilquerschnitt unterschiedlich sein kann. In Versuchen an Seilen konnte nachgewiesen werden, dass beim Korrosionsschutz noch wesentliche Verbesserungen möglich sind.

**Bild 3.19**

Konventioneller Korrosionsschutz bei Tragseilen von Hängebrücken [Nakamura 2000].

Bei der Innoshima-Brücke in Hiroshima wurde, um die Korrosionsprobleme bei den Tragseilen der Hängebrücke im Bereich der Verankerung zu lösen, eine Entfeuchtungsanlage installiert [PIARC 2001]. Vorgängig wurden die aufgefächerten Seile mit einer Membrane abgedichtet. Die relative Luftfeuchtigkeit konnte so bzgl. Korrosion auf unbedenkliche Werte um 40% abgesenkt werden.

Vom Einsturz der 99-jährigen Lance Mitán-Hängebrücke über den Moruga-Fluss im Süden der Karibik-Insel Trinidad im Jahre 1998 wird in [Int 2004k] berichtet. Wegen des über lange Zeit vollständig vernachlässigten Unterhaltes der gesamten Brücke und vorab des Korrosionsschutzes riss eines der oberen Hängeseile (**Bild 3.20**). Trotz des desolaten Zustandes und des Fahrverbots wurde die Brücke weiterhin genutzt. Beim Einsturz befand sich ein Bus mit sechs Personen auf der Brücke. Sie konnte alle gerettet werden.



Bild 3.20 Lance Mitán-Hängebrücke über den Moruga-Fluss im Süden der Karibik-Insel Trinidad vor und nach dem Einsturz 1998 und Zustand der Hängeseile und der Hänger [Int 2004k].

3.5 Erkenntnisse und Folgerungen

3.5.1 Allgemeines

Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen vom erwähnten Einzelfall wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes – keine Einstürze von Hänge- oder Schrägseilbrücken. Ein wichtiger Grund für diese positive Bilanz ist die Tatsache, dass Schrägseilkonstruktionen in der Regel redundant sind und ein gleichzeitiger Ausfall mehrerer Schrägseile wegen Korrosion eher unwahrscheinlich ist. Zudem gibt es nur eine vergleichsweise geringe Zahl von Bauwerken mit Schrägseilen. Allerdings waren bei einigen Schrägseilanwendungen erhebliche Korrosionsschäden zu beheben. In einigen Fällen mussten sogar alle Schrägseile ausgewechselt werden.

Verschiedene Aspekte, die im **Kapitel 2.7** bei den Spannsystemen behandelt wurden, gelten auch bei den Schrägseilssystemen. Insbesondere traten bei mehreren Schrägseilbrücken wegen des mangelhaften oder sogar fehlenden Unterhaltes erhebliche Probleme auf.

Im Vergleich zu den Spannsystemen, die im Brückenbau als innen oder aussen liegende Spannglieder verwendet werden, sind Schrägseile teilweise den gleichen, teilweise aber auch

anderen bzw. zusätzlichen Einwirkungen ausgesetzt: direkte Bewitterung, direkte Beaufschlagung durch (chloridhaltiges) Wasser, direkte Sonneneinwirkung und damit verbunden höhere Temperaturschwankungen und Längenänderungen sowie stärkere schwingende Belastung durch Vibrationen, Wind etc..

Nebenbei sei vermerkt, dass keine Berichte über Schäden durch Vandalismus an Schrägseilssystemen vorliegen. Diese Gefährdung ist bei Schrägseilen grösser als bei Spannsystemen.

Die Instandsetzung von Bauwerken mit Schrägseilen war nicht Gegenstand dieses Berichts. Bei einigen der in **Kapitel 3.4** beschriebenen Schadenfälle wurden auch die Instandsetzungsmassnahmen angesprochen (Erneuerung des äusseren Korrosionsschutzes, Ersatz der Spannglieder, Trockenlegen des Verankerungsbereichs usw.).

Für die Zustandserfassung von Schrägseilen gelten ähnliche Überlegungen wie bei den Spannsystemen. Hierfür werden teilweise auch die gleichen Verfahren (evtl. mit Modifikationen) angewendet (**Kapitel 2.8**). So wird beispielsweise auch das akustische Monitoring eingesetzt [Higgins 2005]. Daneben wurden auch spezifische Verfahren für Seile und Seilverankerungen entwickelt [Oplatka 1999, Klein 2000, Bergamini 2002a,b, 2004, Christen 2003, Mehrabi 2004].

3.5.2 Schwachstellen bei Schrägseilssystemen

Viele Schwachstellen bei Schrägseilssystemen sind ähnlich wie bei den Spannsystemen (**Kapitel 2.7.2**). Die Berichte über Schäden an Schrägseilssystemen im In- und Ausland weisen auf folgende spezifische, mehrfach aufgetretene Schwachstellen bei früheren Schrägseilssystemen hin:

vollverschlossene Seile (Typ 1)

- ungenügende Dauerhaftigkeit der Beschichtungen (Ablösungen, Versprödung) z.B. bei verschiedenen Brücken in Deutschland und der Luling-Brücke.
- ungenügende Abdichtung des unteren Verankerungsbereichs (von der Schrägseiloberfläche abfliessendes Wasser konnte in die Verankerung eindringen und sich dort ansammeln).
- unverfüllte Hohlräume in den Seilen (Kondenswasserbildung, Wasserlauf und Ansammlung des Wassers am Tiefpunkt möglich).
- Wasserstoffversprödung der Spannstähle durch das galvanische Verzinken (z.B. bei hochfesten Schrauben, Bolzen etc., siehe Rheinbrücke Rees-Kalkar und Kleve-Emmerich).
- Temperatureinwirkung auf das plastische Füllgut beim Vergiessen des Seilkopfes.

Die verschiedenen Probleme mit vollverschlossenen Seilen haben dazu geführt, dass der Einsatz dieser Seilsysteme im Brückenbau rückläufig ist. Von der fib werden sie nicht mehr empfohlen [fib 2005a].

Schrägseile mit Hüllrohren (Typ 2)

- Hohlräume in den Hüllrohren (keine oder nur eine unvollständige Verpressung).
- ungenügende Duktilität der Hüllrohre bzw. undichte Hüllrohre: zu hoher Verpressdruck, nicht dauerhafte Schweissnähte, Risse, evtl. Einsatz von recyceltem PE (**Bild 3.21**).

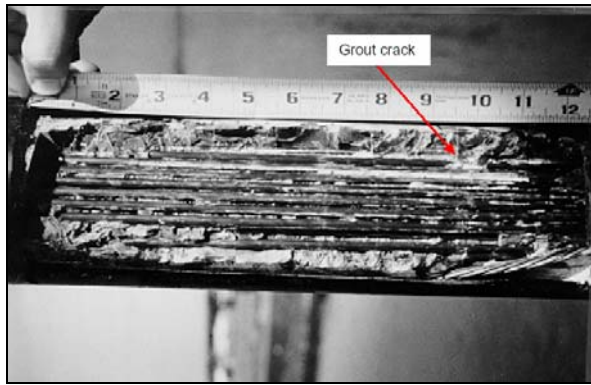
Die Beanspruchung der glattwandigen Kunststoffhüllrohre unterscheidet sich in einigen Aspekten (z.B. Formbeständigkeit, Ermüdungsfestigkeit) von den einbetonierten Hüllrohren. Bei grosser Schräglage oder gar vertikaler Anordnung entstehen während des Injektionsvorganges höhere Innendrucke als üblich, da der Injektionsdruck noch zusätzlich durch den hydrostatischen Druck des noch fließfähigen Füllgutes überlagert wird. Die resultierende Erhöhung der Ringzugspannungen im Hüllrohr hatte oftmals Risse in dünnwandigen Hüllrohren oder Hüllrohrdehnungen bzw. Muffenaufweitungen im Bereich von Hüllrohrstössen zur Folge (**AG-07**).

- ungenügende Abdichtung des unteren Verankerungsbereichs (von der Schrägseiloberfläche abfließendes Wasser konnte in die Verankerung eindringen und sich dort ansammeln).
- Risse im zementösen Füllgut (wegen Zugbeanspruchung, Schwingungen aus Auflasten und Wind) (**Bild 3.22**).
- zu geringe Langzeitbeständigkeit des Klebbandes (Ablösungen) (**Bild 3.23**), mit dem die schwarzen PE-Hüllrohre als Schutz gegen die Sonneneinstrahlung umwickelt wurden. Ziel: Reduktion des Temperaturanstiegs bzw. der Temperaturdifferenzen wegen der Sonneneinstrahlung.

Im Vergleich zu den Spannsystemen spielen bei den Schrägseilssystemen Ermüdung, Ermüdungsrissskorrosion und Reibkorrosion eine wichtigere Rolle (**Bild 3.24**) [Firth 1994, Flint 1994, Frank 2004, Nakamura 2004]. In einigen Fällen wurden diese Einwirkungen vermutlich eher unterschätzt. Umfangreiche Untersuchungen zur Verbesserung des Korrosionsschutzes an Schrägseilssystemen wurden in [Hamilton 1995, 1998] beschrieben.



Bild 3.21 Risse im PE-Hüllrohr bei der Pasco-Kennewick-Brücke (Bilder Dr. W. Podolny).

**Bild 3.22**

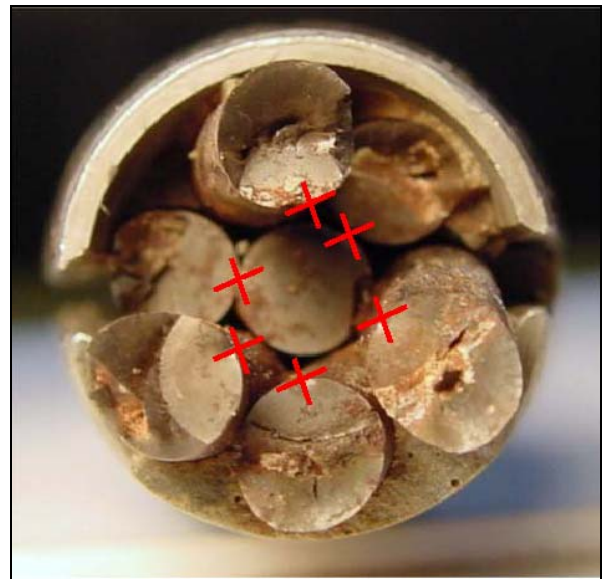
Risse im zementösen Füllgut bei der Pasco-Kennewick-Brücke [Frank 2004].

**Bild 3.23**

Ungenügende Langzeitbeständigkeit des Klebbandes gegen die Sonneneinstrahlung (Bild Dr. W. Podolny).



a)



b)

Bild 3.24 a) Ermüdungsrisskorrosion und b) Reibkorrosion bei einer Litze (Kreuze markieren die Stellen der Riskeimbildung) [Frank 2004].

3.5.3 Gefährdung von Schrägseilssystemen

Grundsätzlich gelten bei den Schrägseilssystemen die gleichen Überlegungen wie bei den Spannsystemen (**Kapitel 2.7.7**). Die besonderen Gefährdungen lassen sich aus den Schwachstellen bei den Schrägseilssystemen ableiten. Besonders wichtig sind:

- Die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes von vollverschlossenen Seilssystemen war in der Vergangenheit oft ungenügend. Die periodische Erneuerung muss deshalb geplant und fachgerecht ausgeführt werden. Es zeigte sich, dass diese Aufgabe sehr anspruchsvoll ist.
- Die grösste Gefährdung von Schrägseilen besteht im Verankerungsbereich. Wasser im Innern (undichte Abdichtung, Kondenswasser, Wasserlauf im Innern des Seils) kann zu starken, von aussen schwer erkennbaren Korrosionsschäden an den Spannstählen und an der Verankerung führen.
- Wassereintrag wegen undichter Hüllrohre und Rissen im zementösen Füllgut führen zu Korrosion an den Spanndrähten.
- Kondenswasserbildung im Innern der Schrägseile. Hohlräume führen eher zu Kondenswasserbildung und nachfolgend zu Korrosion am Spannstahl als bei unbewitterten Spannsystemen.
- Spannungsrissskorrosion ist bisher nur in Ausnahmesituationen aufgetreten (z.B. wegen der Verzinkung bzw. wegen Makroelementbildung mit einer Zinkschicht)
- Unabhängig vom Schrägseilssystem ist die Möglichkeit der Makroelementbildung zu betrachten. Bei den heutigen Systemen ist die Gefährdung durch Makroelemente eher gering.
- Bei den dokumentierten Schadenfällen gibt es vereinzelte Hinweise, dass Ermüdungsrisss- und Reibkorrosion direkte Auslöser für Schäden waren. Besteht diese Gefährdung oder sind Schäden aufgetreten, sind weitere Untersuchungen zwingend notwendig. Mehrere zerstörungsfreie Prüfverfahren sind in der Lage, Spannstahlbrüche auf der freien Länge zu erkennen [Oplatka 1999, Faber 1998, 2000, Klein 2000, Bergamini 2002a,b, 2004, Christen 2003]. Wesentlich schwieriger ist die Untersuchung des Verankerungsbereichs.