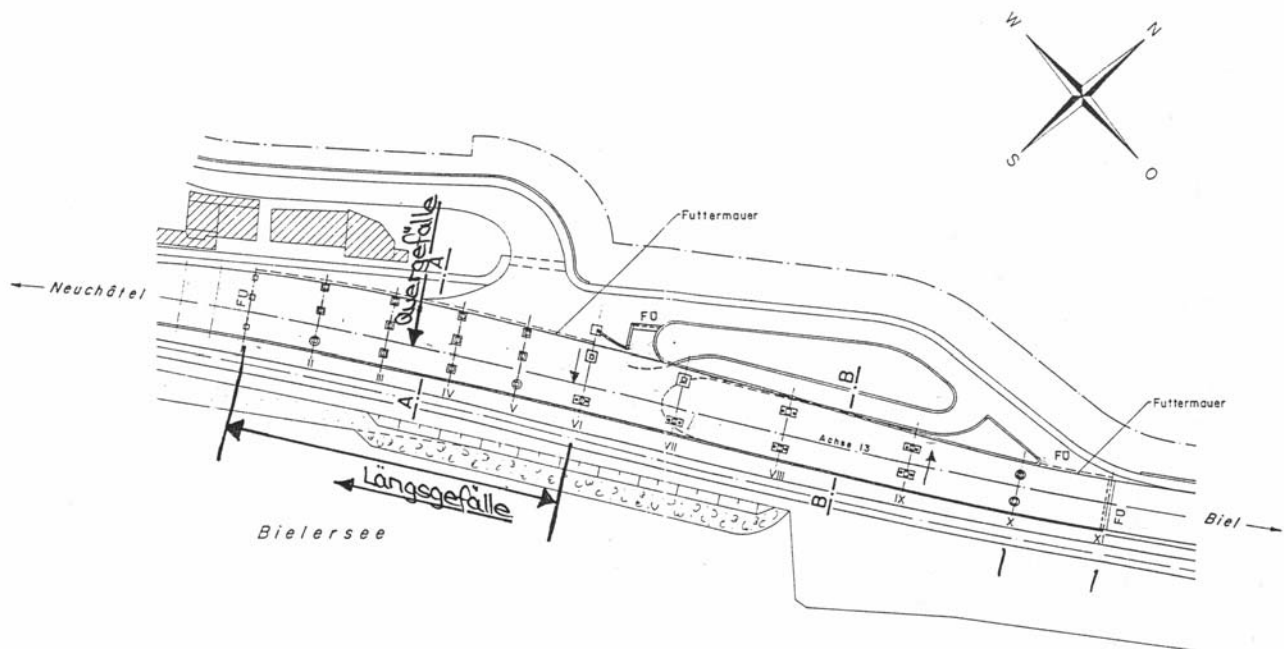


Anhang 1: Spann- und Schrägseilssysteme: Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte.

Bezeichnung	Name des Objektes	1. Bericht [Hunkeler 1998]	2. Bericht Anhang 1, Seite
Brücken			
AG-04	A1 – Objekt Nr. 419, Überführung bei Birmenstorf	x	
AR-01	Hundwilertobelbrücke	x	
BE-05	A1 – S8, Überführung Forsthaus	x	
BE-06	A1 – N2, Überführung Tannacker	x	
BE-07	A1 – S7, Überführung Riedacher	x	
BE-08	A1 – S5, Überführung Fischrainweg	x	
BE-10	AMP, Lochbachbrücke	x	
BE-14	A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée		231
BE-17	A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtilgen – Alchenflüh		234
BL-05	Birsbrücke Bruckgut	x	
FR-01	A12 – 215, P.S. Jonction de Bulle	x	
GR-07	A13, Steilerbachbrücke, Sufers	x	
GR-16	A13, Ponte Fracch, San Bernardino	x	
GR-23	Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal)		236
SH-02	Hauptstrasse Nr. 15, Überführung Bahnhofstrasse Herblingen (und Brücke Vicinalstrasse)	x	
SO-07	Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen		239
SZ-02	A4, Urmibergviadukt, Abschnitt Zingel	x	
SZ-07	Objekt Nr. 1341-1, Überführung über SBB, Altendorf	x	
SZ-11	Überführung Burggasse in Altendorf		242
TI-06	A2, Cavalcavia Coldrerio-Genestrerio	x	
VD-02	A1 – Lot 06/851, Pont sur le Boiron d'Eysins	x	
VD-03	A1 – Lot 08/853, Echangeur d'Ecublens	x	
VD-04	A1 – Section 125, P.S. de la rue de Morges	x	
VD-06	A9, Pont du Stand	x	
VD-07	A9, Pont du Taulard	x	
VS-04	A9, P.S. Evionnaz – Collonges	x	
ZH-05 I	Glattbrücke bei Opfikon	x	
ZH-05 II	Brücke über die alte Glatt bei Schwamendingen	x	
ZH-06	A20.2 – BW Nr. 410, Brücke über die Limmat	x	
ZH-08	Europabrücke Zürich	x	245
ZH-14	A1 – BW Nr. 9, Überdeckung Töss	x	
ZH-16	A3 (SN 3.4.2), Sihllochstrasse	x	251
Hochbau			
AG-07	Autobahnraststätte Würenlos (Schrägseilssystem)		254
SG-07	Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen		258
SH-03	Portlandzementsilo, Thayngen	x	260
ZH-09	Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich		262

A5 – Tü 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée**BE-14**

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern
Bauwerksart:	Balkenbrücke aus vorgespannten Elementträgern
Bauwerksfunktion:	Strassenverkehr
Baujahr:	1971 / 1972

Beschreibung des Bauwerkes**Bild 1:** Lage des Lehnenviadukts.

Der 81.5 m lange Lehnenviadukt setzt sich der Länge nach aus fünf je 16.3 m langen, vorgefertigten Platten mit Längsrippen zusammen. Die Rippenplatten bestehen aus neun ca. 1.10 m hohen im Spannbett vorgespannten Rippenträgern mit Steg und Doppelflansch, sowie einer 17 cm starken Fahrbahnplatte aus Ortbeton (durchgehend, ohne Fuge). Als Randabschluss wurden 4 m lange, vorgefertigte Bordürenelemente auf die Ortbetonplatte aufgesetzt. Die Vorspannung der Rippenträger erfolgt über 62 Spannbettdrähte mit 6.0 mm Durchmesser im unteren Flansch. 1998 wurde eine Abdichtung eingebaut und Fahrbahnplatte, Belag und Bordürenelemente instand gesetzt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

An allen untersuchten Trägern, insbesondere an der Untersicht der Flansche auf der Seeseite, waren umfangreiche Wasserläufe, Rostflecken und Abplatzungen erkennbar (**Bilder 2 bis 5**).

Das stark chloridhaltige Wasser konnte durch Belagsschäden, den undichten Anschluss zwischen Belag und Bordürenelement und bei den Verankerungen der Leitplankenpfosten in die Fuge zwischen Bordürenelement und Ortbetonplatte eindringen und bis an die Spanndrähte im unteren Trägerflansch gelangen (**Bild 6**). Mit der Zeit bildeten sich sehr hohe Chloridkonzentrationen im Stahlbeton. In 30 bis 40 mm Tiefe wurden im unteren Flansch und im Steg rund 1.0 bis 2.5 M.% Chloride bezüglich Zementmasse gemessen.

Der Spitzenwert im unteren Flansch betrug in der Tiefenstufen von 30 bis 40 mm über 4.0 M.%. Aufgrund der teilweise sehr starken Lochkorrosion im unteren Flanschbereich musste lokal mit Querschnittsverlusten von bis zu 100% an Bügeln und Spanndrähten gerechnet werden. Bei sehr exponierten, oberflächennahen Spanndrähten musste angenommen werden, dass sie weitgehend geschädigt waren (**Bild 7**).



Bild 2: Wasserläufe.



Bild 3: Abplatzungen.



Bild 4: Starke Bewehrungskorrosion.



Bild 5: Korrosionsspuren am Trägeranfang (Untersicht eines Trägerunterflansches).

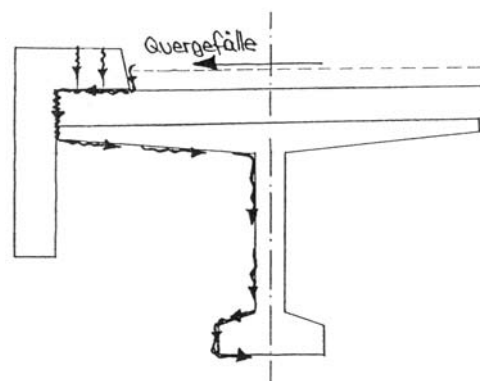


Bild 6: Wasserläufe.

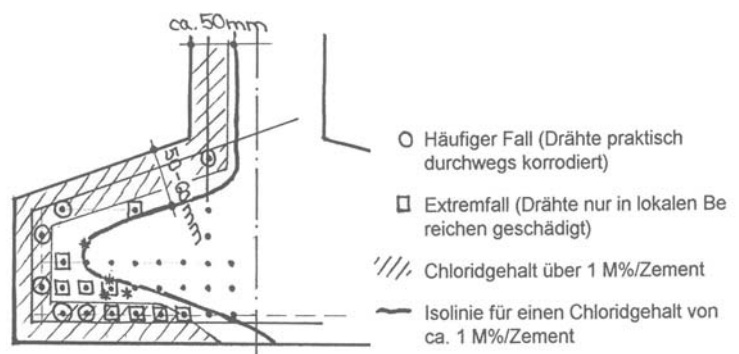


Bild 7: Chloridkontamination.

Massnahmen

Im Zuge der Instandsetzungsplanung wurden mehrere Varianten geprüft. Diese reichten vom vollständigen Ersatz der geschädigten Träger bis zu Instandsetzungsmaßnahmen (mit Abtrag und Ersatz des chloridkontaminierten Betons) und permanenten Verkehrseinschränkungen. Für eine konventionelle Instandsetzung wäre ein grossflächiger, tief angelegter Betonabtrag mit Verlusten der Gesamtvorspannkraft verbunden gewesen. Trotzdem wäre aufgrund der tiefreichenden und starken Betonversalzung ein relativ hoher Restchloridgehalt bestehen geblieben, der u. U. weiterhin über dem kritischen Chloridgehalt verblieben wäre. Aus verkehrspolitischen Gründen hat man sich daher zunächst für eine behelfsmässige Instandsetzung mit Betonabtrag entschieden. Erst wenn das endgültige Verkehrskonzept vorliegen wird, soll die Frage Neubau oder umfangreiche Instandsetzung abschliessend beantwortet werden.

Folgerungen

Insbesondere Bauwerke mit hohem Vorfertigungsgrad bringen eine grosse Anzahl an Fugen mit sich, die dicht zu halten sind. Der ausgeprägt modulare Aufbau aus den vorgefertigten Trägerelementen hat zu zahlreichen undichten Fugen am Lehnenviadukt geführt, durch die über die Jahre hinweg stark chloridhaltiges Wasser an den Konstruktionsbeton gelangen konnte. Die langjährige Kontamination war durch notdürftige Abdichtungsmassnahmen nicht zu verhindern. Die Folgen waren tiefreichende Versalzungen des Betons und massive Korrosionsschäden an der Spannbettvorspannung der Elementträger, so dass alle Varianten der Instandsetzung sehr aufwändig und kostspielig sind.

Vorhandene Unterlagen

- A5-TÜ73, Randträger Lehnenviadukt – Zustandsuntersuchung mit Potenzialmessungen, U 983075-1 vom 31.08.1998 von H. Ungricht, TFB Wildegg
- A5-TÜ73, Randträger Lehnenviadukt – Sondierungen S6 bis S 18, U 983075-2 vom 06.10.1998 von H. Ungricht, TFB Wildegg

A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rütliglen-Alchenflüh BE-17

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern
Bauwerksart:	Balkenbrücke aus Ortbeton-Hohlkästen
Bauwerksfunktion:	Strassenverkehr
Baujahr:	1961 / 1962 (Abbruch: März 1999)

Beschreibung des Bauwerkes

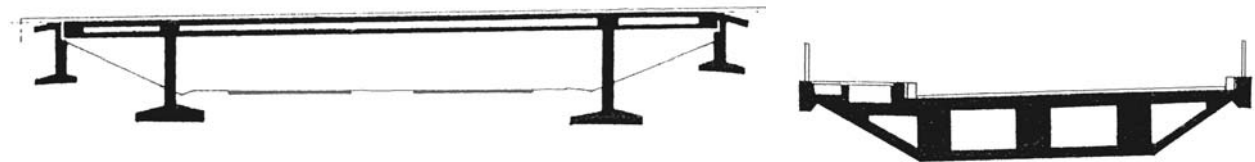


Bild 1: Brücke in Längs- und Querschnitt

Die dreifeldrige Balkenbrücke bestand aus vierzelligen vorgespannten Hohlkästen aus Ortbeton, die zwischen den Widerlagern auf zwei Wandscheiben aufgelagert waren (**Bild 1**). Die Spannweite des Mittelfeldes belief sich zwischen den Wandscheibenachsen auf ca. 34 m; der Abstand zwischen Wandscheibe und Widerlager jeweils auf ungefähr 8.50 m. Das 1.20 m hohe Hohlkastenprofil war trapezförmig. Die obere Hohlkastenplatte (Fahrbahnplatte) war über 8 m breit, die untere nur ca. 4.50 m. Drei 60 cm breite Stege unterteilten den Hohlkasten in vier Zellen. Die drei Stege wirkten als Längsträger und enthielten gestaffelt angeordnete Spannglieder, Typ VSL, mit Drähten $\varnothing 8$ mm im metallenen Wellhüllrohr $\varnothing 70/77$ mm mit punktgeschweisster Längsnaht. Die Spannglieder in Brückenmitte verfügten über je 36 Drähte.

Die Hälfte der Spannglieder wurde mittels fester Verankerungen kurz hinter der Brückenmitte verankert. Die restlichen Spannglieder wurden über die Stützen geführt und mittels „Hosenrohren“ (**Bild 2**) in Spannglieder mit je 18 Drähten aufgeteilt, die im Bereich der Trägerenden beweglich verankert waren. Die Fahrbahnplatte war mit einem ca. 4.5 cm starken Asphaltbelag und einer Mastixabdichtung versehen. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgte über das Quer- und Längsgefälle der Brückenkonstruktion mit zwei Einlaufschächten und einem innen liegenden Ablaufrohr.

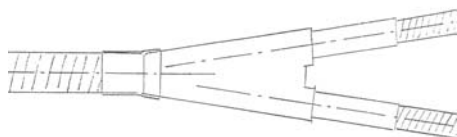


Bild 2: Hosenrohr

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 1999 nach 37-jähriger Nutzungszeit im Zuge des Baues der SBB-Linie „Bahn 2000“ abgebrochen. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während der Abbrucharbeiten mittels zerstörender Prüfungen (Sondieröffnungen). Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Die Verbindung einzelner Wellhüllrohre und die Anschlüsse an Verankerungen bzw. Verzweigungen geschahen mittels Muffen und Dichtungsbändern. An den Hüllrohren zeigten sich Oberflächenanrostungen unter dem Dichtungsband infolge von Feuchtigkeitseinschluss und fehlender Alkalinität. Korrosionserscheinungen an den Spanngliedern traten vorwiegend in den beiden Randfeldern auf. Dort kam es v. a. in einem Randfeld zu starken Anrostungen und lokalen Durchrostungen der Hüllrohre sowie zu Korrosionsspuren am Spannstahl. Die Hüllrohre waren vorwiegend auf den Unterseiten oder an den Aussenseiten parallel zum Trägerrand korrodiert. Da der Korrosionsangriff von aussen nach innen stattgefunden hatte, wurde ausgeschlossen, dass die Schadstoffinfiltration über Entlüftungs- oder Injektionsleitungen stattfand (**Bilder 3 bis 4**). Auf Grund der beobachteten Ausweitung der Korrosion längs der Hüllrohre ist zu vermuten, dass sich das Sickerwasser auch entlang des Spanngliedes ausbreiten konnte (sog. Längsläufigkeit).



Bild 3: Korrosionsangriff an Unterseite.



Bild 4: Korrosionsangriff an der Seite.

An der Unterseite der Spannglieder in Hoch- und Tiefpunktbereichen wurden Hüllrohr-Deformationen sichtbar (**Bild 5**). An den Bügeln \varnothing 20 mm, die als Auflager für die Spannglieder dienten, waren Metallkonsolen angeschweisst. Die Hüllrohrdeformation könnte beim Einziehen der vorgefertigten schweren Spannglieder über die angeschweissten Konsolen entstanden sein. Im Tiefpunkt in Brückenmitte (Sprühnebelbereich) kam es zu stärkeren Korrosionserscheinungen, insbesondere die eingedrückten Hüllrohrunterseiten waren stark angerostet, begünstigt durch die Deformationen und ggf. resultierenden Oberflächenverletzungen.

Die Verankerungen waren grösstenteils in gutem Zustand. Die festgestellten Korrosionsschäden an den beweglichen Verankerungen (Injektionsanker VSL Typ I) beschränkten sich auf das äussere Ende von Hüllrohr und Spanndrähten, wo Sickerwasser durch die undichten Fahrbahnübergänge und schlecht ausbetonierte Nischen bis in den Verankerungsbereich eindringen konnte. Die Hohlkastenzellen verfügten über keine Öffnungen zum Abführen von Kondenswasser. Beim Abbruch der Brücke wurden Überreste der grossteils vermoderten Holzschalung in den Hohlkästen entdeckt, die als „verlorene Schalung“ im Bauwerk verblieben war.



Bild 5: Deformierte Hüllrohre (Unterseite).



Massnahmen

Keine. Die Überführung wurde wegen des Baues der SBB-Linie "Bahn 2000" abgebrochen.

Folgerungen

Durch Beulen oder andere plastische Formänderungen von deformierten Metallhüllrohren wird der Durchfluss des zementösen Füllgutes beeinträchtigt. Dadurch können sich Injektionsfehlstellen bilden, in denen der Spannstahl nicht alkalisch eingebunden ist und korrodieren kann. Deformierte Hüllrohre können ausserdem die Längsläufigkeit in einem Spannglied begünstigen.

Vorhandene Unterlagen

- Z 17 (A1) Überführung Dorfstrasse in Rütli-Alchenflüh, 2008/HPB, H.P. Bänziger, März 2000.

Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal)**GR-23**

Bauherr: Kanton Graubünden
Bauwerksart: Rahmenbrücke aus Ortbeton
Bauwerksfunktion: Strassenverkehr
Baujahr: 1956 / 1957

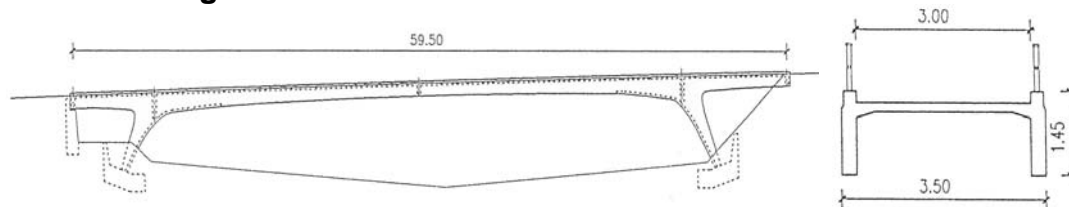
Beschreibung des Bauwerkes

Bild 1: Vorderrheinbrücke Pardomat in Längs- und Querschnitt.

Die Rahmenbrücke aus Ortbeton hat Spannweiten von 44.0 m im Mittelfeld und 6.75 m bzw. 8.75 m in den auskragenden Randfeldern (**Bild 1**). Die Tragkonstruktion besteht aus zwei vorgespannten 25 cm breiten Längsträgern an den Aussenseiten der Fahrbahnplatte, die monolithisch mit den ebenfalls vorgespannten Stielen verbunden sind. Die Aussteifung erfolgt über die Fahrbahnplatte und 5 Querträger. Die Querschnittshöhe der Konstruktion beträgt in Feldmitte 1.20 m und nimmt zu den angeschlossenen Stielen hin zu. Die Spannglieder der Längsvorspannung, System BBRV, verlaufen in glatten Metallhüllrohren und sind an den auskragenden Enden der Längsträger beweglich verankert. Die Spannglieder in den Rahmenstielen, System BBRV mit je 42 Drähten \varnothing 5 mm, sind in der Brückenplatte neben den Längsträgern in einer Spannische wenige cm unterhalb der Fahrbahnplattenoberfläche beweglich verankert. Die Fahrbahnplatte verfügte bis anhin über keine Abdichtung und keinen Belag. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt über 6 Einlaufschächte (jeweils 2 im Bereich der Brückenmitte und der Rahmenstiele). Die Schächte verlaufen durch den Konstruktionsbeton der Platte und entwässern frei in den Vorderrhein.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Im Jahre 2001 wurde der Zustand der Brücke mit ausführlichen Untersuchungen grösstenteils zerstörungsfrei ermittelt. Um den Zustand der Vorspannung zu kontrollieren, wurden alle Spannischen der Stielvorspannung überprüft und bei der Längsvorspannung ein Ankerkopf und zwei Hüllrohrabschnitte freigelegt. Da am Hüllrohr der Längsvorspannung nur geringe oberflächliche Korrosionsspuren entdeckt wurden und eine Stichprobe eine ordnungsgemässe Verfüllung des Spanngliedes mit zementösem Füllgut ergab, wurde der Spannstahl nicht freigelegt (**Bild 2**). Auch der freigelegte Ankerkopf der Längsvorspannung offenbarte nur leichte Korrosionsspuren. Gesamthaft wurde der Zustand der Längsvorspannung auf Grund dieser Befunde als gut bewertet.



Bild 2:

Hüllrohr der Längsvorspannung oberflächlich angerostet.

Die Vorspannung der Rahmenstiele ergab ein anderes Bild. Bei einer Spannische war auf der Fahrbahnplatte ein Riss im Beton sichtbar. Dieser reichte bis zur Stielverankerung in der Nische und ermöglichte chloridhaltigem Oberflächenwasser den Zugang zum Verankerungsbereich. Der freigelegte Ankerkopf konnte von Hand entfernt werden. Im Spannglied offenbarte sich, dass das Spannglied entweder nicht vollständig ausinjiziert worden war oder sich das zementöse Füllgut gesetzt hatte. Das chloridhaltige Wasser ist jedenfalls bis zu den Spanndrähten vorgedrungen. Alle Drähte waren durchkorrodiert (**Bild 3**). Nach diesem alarmierenden Befund wurden die anderen drei Ankernischen der Stielvorspannungen ebenfalls freigelegt. In allen Ankernischen konnten vergleichbare Injektionsmängel und Korrosionsschäden beobachtet werden.



Bild 3: Ankerkopf mit durchkorrodierten Drähten.

Primär wurde der massive Schaden auf das fehlende Füllgut im Verankerungsbereich zurückgeführt. Sekundär wurden konstruktive Gründe ausgemacht. Die Fahrbahnplatte, in der die Stielvorspannung verankert war, wurde nicht durch einen Belag oder eine Abdichtung vor schadstoffhaltigem Oberflächenwasser geschützt. Ausserdem wurden für die Spannnischen generell glatte Abschalungen verwendet, die anschliessend ausbetoniert wurden. Entlang dieser Schichtgrenzen konnte (chloridhaltiges) Wasser in die Konstruktion eindringen und die entsprechenden Korrosionsschäden an der Verankerung und der umgebenden schlaffen Bewehrung verursachen (**Bild 4**).



Bild 4: Korrosion der schlaffen Bewehrung neben der Spannische.

Massnahmen

Aufgrund der nicht funktionsfähigen Stielvorspannung wurden Unterspriessungen als Sofortmassnahmen angeordnet, um die Tragsicherheit der Brücke zu gewährleisten. Höhere Belastungen könnten nur durch gezielte Verstärkung der Konstruktion aufgenommen werden. Es wurden weiter auch Empfehlungen zur Instandsetzung von Entwässerungssystem, Abdichtung und chloridkontaminiertem Konstruktionsbeton gemacht. Alternativ wird auch der Ersatz der Brücke geprüft.

Folgerungen

Neben einer vollständigen Ausinjizierung von Spanngliedern müssen empfindliche Bauteile, wie die Spannnischen der Stielverankerung, darüber hinaus ausreichend vor schadstoffhaltigem Wasser geschützt werden. Ein funktionierendes Entwässerungssystem und Asphaltbeläge mit Abdichtung sind notwendig, um den Konstruktionsbeton und die darunter befindlichen Spanngliedkomponenten zu schützen.

Vorhandene Unterlagen

- Zustandsbericht Vorderrheinbrücke Pardomat, KB 23 57 01, Winkler+Partner AG, Juni 2001.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 2001 nach 32-jähriger Nutzungszeit im Zuge der Fertigstellung bzw. Eröffnung der A5 durch einen Neubau ersetzt. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während bzw. nach den Abbrucharbeiten. Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Der Abbruch gab Gelegenheit, den Zustand der Spannglieder mittels zerstörender Untersuchungen (Sondieröffnungen) ausführlich zu überprüfen.

Der Zustand der Spannbettlizen war mit Ausnahme der Endbereiche praktisch korrosionsfrei. An den Stirnseiten der Längsträger korrodierten die Litzenenden, da sie mit einem 2 – 3 mm dünnen Mörtelüberzug nur unzureichend gegen Umwelteinflüsse (chloridhaltiges Wasser) geschützt waren. Die Spannbettlizen in den Trägern des mittleren Brückenfeldes waren aus Krafteinleitungsgründen in den Endbereichen mit PVC-Röhrchen umhüllt und frei von Korrosion.

Die beim Abbruch freigelegten Kunststoffhüllrohre der Längsvorspannung wiesen in den Umlenkbereichen Deformationen auf. Die Hüllrohre hatten sich v. a. in den Hochpunkten durch die aufgezwungene Krümmung, sowie durch das starke Anziehen der Befestigungsdrähte der Metallhalbschalen von den Entlüftungstützen und durch die Betonauflast verformt. Das Spannen der Litzen führte ausserdem zu Perforationen an der Unterseite der sehr dünnwandigen PE-Hüllrohre (aus der ersten Hüllrohrgeneration); d.h. die nach innen gerichteten Hüllrohrrippen wurden durchgescheuert. Eindringendes Wasser und Chloride führten zu vereinzelt Korrosionsstellen an den Litzen im unteren Bereich des Spanngliedes (**Bilder 3 bis 5**).



Bild 3: Bewehrung unter einem deformierten Hüllrohr.



Bild 4: Perforiertes Hüllrohr.



Bild 5: Korrosion an den Spannlitzen.

Ausserdem offenbarten sich Injektionsmängel in den Hochpunkten der Längsvorspannung. Durch Bluten des zementösen Füllgutes kam es im Scheitelbereich zu weissen, kalziumhaltigen Ausscheidungen. Die Verfüllung war ausserdem im Hüllrohrscheitel nicht vollständig. Die Bildung dieser Hohlräume wurde auf Lufteinschlüsse oder Schwinden des zementösen Füllgutes zurückgeführt. Das Füllgut war im Scheitelbereich stellenweise weich und feucht. Die Metallmuffenverbindungen der Hüllrohre in den Hochpunkten

der Spannglieder waren wegen eingesickertem Wasser stark korrodiert und z. T. durchgerostet. Der Spannstahl im Inneren des Spanngliedes war aber nur stellenweise leicht angerostet. Die Verankerungen der Längsspannglieder zeigten nur geringfügige Korrosionsspuren, die allenfalls auf Kiesnester im Nischenbeton schliessen lassen.

Die metallischen Hüllrohre der Quervorspannung wiesen oft lokal eine leichte Oberflächenkorrosion auf. Die während des Abbruchs beobachteten Litzen waren, bis auf wenige mit geringfügigen Rostflecken, frei von Korrosion.

Die Abdeckhauben der Verankerungen der Querjochspannglieder waren an den Stirnseiten mit einer 10 mm Mörtelschicht nur unzureichend überdeckt (**Bild 6**). Korrosion an den Schutzhauben, stellenweise auch durchkorrodierte Schutzhauben und erhöhte Chloridgehalte im zementösen Füllgut des Verankerungsbereiches verdeutlichten diesen konstruktiven Schwachpunkt. Das Füllgut in der Schutzhaube vermochte trotzdem die Klemmen und die Litzenüberstände weitgehend vor Korrosion zu schützen.



Bild 6: Verankerung der Querjoch.

Im Rahmen des Abbruchs wurden Untersuchungen zur Frage der Längsläufigkeit in Spanngliedern mit Kunststoffhüllrohren durchgeführt. Dazu wurden zwei Bohrkern im Abstand von ca. 1.50 und 3.0 vom Hochpunkt eines Spannglieds, das in diesem Bereich Korrosion am Spannstahl aufwies (**Bild 3 bis 5**), entnommen und der Chloridgehalt im Füllgut bestimmt. Bei beiden Bohrkernen konnten keine Hinweise auf einen Chloridtransport festgestellt werden. d.h. eine Längsläufigkeit von chloridhaltigem Wasser konnte nicht nachgewiesen werden.

Massnahmen

Keine. Abbruch der Brücke und Ersatz durch einen Neubau im Zuge der Fertigstellung bzw. Eröffnung der Autobahn A5 im Jahre 2002.

Folgerungen

Die Untersuchungen förderten mehrere konstruktive Schwachpunkte des Bauwerks im Bereich der Vorspannung zu Tage, wie die konstruktive Gestaltung der Spanngliedhochpunkte, die ungenügende Überdeckung an den Enden der Spannbettlizen und der Querjochverankerungen. Auch die Verwendung dünnwandiger Kunststoffhüllrohre und deren Perforation beim Spannvorgang, die undichten Metallmuffenverbindungen sowie die Mängel beim zementösen Füllgut und bei der Verfüllung bestimmten das Korrosionsrisiko und damit die Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Im Vergleich zu damals werden heute robustere Hüllrohre eingesetzt.

Vorhandene Unterlagen

- Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch; Bericht 0087; Bänziger + Bachetta + Fehlmann, TSW und TFB Wildeg; 12.10.2001.

Überführung Burggasse in Altendorf

SZ-11

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Schwyz
Bauwerksart:	Rahmenbrücke (V-Stiel) aus vorgespannten Hohlkastenelementen
Bauwerksfunktion:	Strassenverkehr
Baujahr:	1969 / 1970 (Abbruch: Mai 2001)

Beschreibung des Bauwerkes

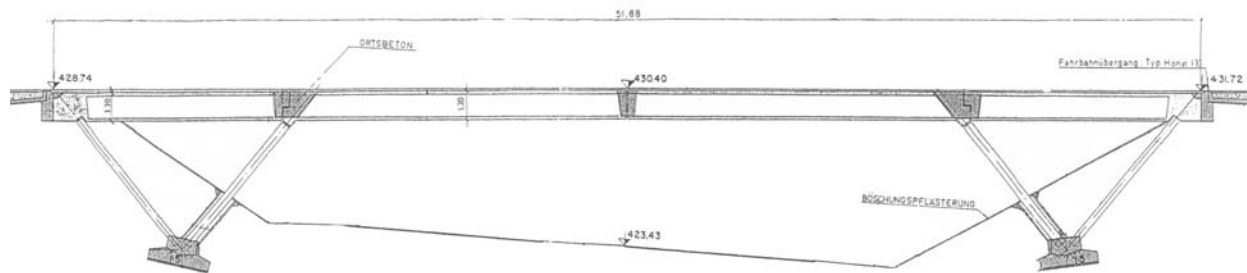


Bild 1: Längsschnitt.

Die dreifeldrige Rahmenkonstruktion überspannte die A3 in Altendorf. Ihr Mittelfeld hatte eine Länge von ca. 30 m. Die beiden ca. 11 m langen Randfelder waren durch die diagonal verlaufenden Streben des Bauwerks begrenzt (**Bild 1**). Die zur Mitte geneigten Streben wirkten als Druckstützen, während die nach aussen geneigten Streben Zugkräfte aufzunehmen hatten und vorgespannt waren.

Der Überbau war längs und quer in je 4 Trägerelemente unterteilt. In Querrichtung bestand das Bauwerk aus 4 vorgefertigten und vorgespannten Hohlkastenträgern, die - indirekt über Querträger - mit den Zug- und Druckstreben verbunden waren. Die Hohlkästen waren ca. 1.30 m hoch und 1.00 m breit, die Stege 14 cm breit (**Bild 2**). Auf die Hohlkästen wurde eine 7 cm starke Ortbetonplatte aufbetoniert. In Längsrichtung wurden die Trägerelemente stumpf gestossen und mittels Ortbeton verbunden, indem der gesamte Kastenquerschnitt im Fugenbereich mit Ortbeton aufgefüllt wurde.



Bild 2: Zwei vorgefertigte Hohlkastenträger (nach dem Abbruch auf der Deponie).

In den Stegen der Hohlkästen verliefen übereinander jeweils 2 Spannglieder Typ VSL mit 12 Litzen 0.5" in gewellten PE-Hüllrohren (Ø 65/75 mm) über die gesamte Brückenlänge mit beweglichen Verankerungen an den Trägern. In den Stossfugenbereichen befanden sich Montageausparungen in den Stegen, um die Kunststoffhüllrohre der Spannglieder mit Metallmuffen verbinden zu können. Dort verliefen die Spannglieder in einer Ortbetonfüllung. Das Vorspannsystem der Zugstreben bestand aus einem Kabel mit 3 Litzen 0.5" im gewellten Metallhüllrohr. Das Spannglied wurde unten im Fundamentkörper fest verankert, während es oben in der Fahrbahnplatte eine bewegliche Verankerung besass.

Die Fahrbahn war mit einem ca. 7 cm starken Asphaltbelag mit Weich-Mastixabdichtung versehen und wurde nur über das Längs- und Quergefälle der Brücke entwässert.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Die Überführung wurde 2001 nach 32-jähriger Nutzungszeit zugunsten eines Tagbautunnels abgebrochen. Dies ermöglichte eine Inspektion der Spannglieder während bzw. nach den Abbrucharbeiten. Die Zustandsuntersuchung erfolgte im Rahmen des ZEBRA-Projektes (Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch). Der Abbruch gab Gelegenheit, den Zustand der Spannglieder mittels zerstörender Untersuchungen (Sondieröffnungen) ausführlich zu prüfen.

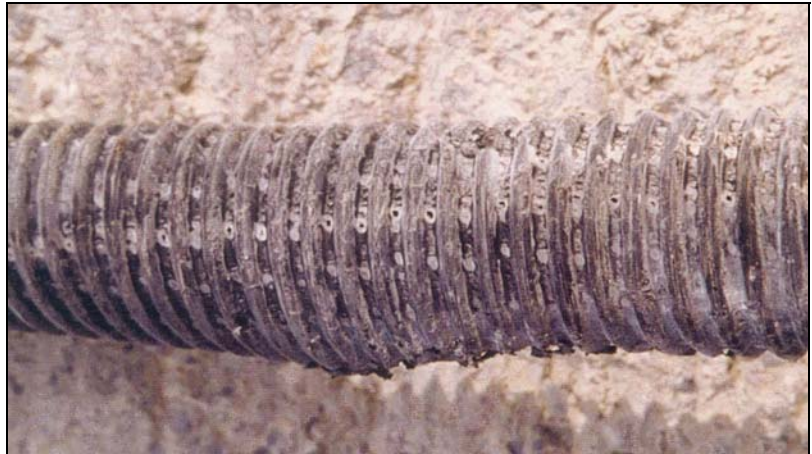


Bild 3: Perforiertes PE-Hüllrohr (Anpressseite).

Im Bereich von Hoch- und Tiefpunkten waren die Litzen der Spannglieder, bedingt durch die an das Hüllrohr angespressten Litzen, teilweise nicht vollständig mit zementösem Füllgut umhüllt. Die dünnwandigen PE-Hüllrohre (erste Hüllrohrgeneration) wurden in den Tiefpunkten durch den Anpressdruck und die Bewegung der Litzen während des Spannvorganges stellenweise perforiert (**Bild 3**).

Die auf der Deponie geöffneten Hüllrohre in den Hoch- und Tiefpunkten der Spannglieder zeigten eine teilweise mangelhafte Verfüllung, bedingt durch die an das Hüllrohr angespressten Litzen (**Bild 4**). In zwei Fällen war das zementöse Füllgut auch durchfeuchtet und von geringerer Festigkeit. An diesen Stellen wiesen die Litzen lokale und punktuelle Anrostungen auf. Lokale Anrostungen der Litzen durch äussere Feuchtigkeitseinwirkung traten auch im Trägerelement-Fugenbereich auf (**Bild 5**). Dieser Korrosionsbefund stand einerseits im Zusammenhang mit der unvollständigen Verfüllung im Anpressbereich der Litzen an das Kunststoffhüllrohr und andererseits mit dem feuchten Füllgut. Die Feuchtigkeitseinfiltration in das Hüllrohr war über die Elementfuge sowie die Hüllrohrmuffe oder über die Entlüftungsleitung möglich. Da es beim vorliegenden Kunststoffhüllrohr bei dieser Feuchtigkeitseinwirkung zu keiner Hüllrohrkorrosion kommen konnte, ging die Schutzfunktion des Hüllrohres für den Spannstahl nicht verloren. Das Feuchtigkeitsangebot im zementösen Füllgut blieb damit eingeschränkt, so dass sich die Spannstahlkorrosion nur sehr langsam entwickeln konnte.



Bild 4: Litzen sind im Tiefpunkt an die Hüllrohrwand gepresst worden (keine alkalische Einbettung).



Bild 5: Korrosion am Spannstahl bei einem Hochpunkt.

Die Verankerungen der Längsspannglieder wies starke Korrosionserscheinungen, stellenweise auch Lochfrass, auf. Durch die Betonierfuge zwischen dem Ortbeton der Querträger und den vorgefertigten Längsträgerelementen konnte chloridhaltiges Oberflächenwasser in die Verankerungsbereiche vordringen. Durch Spalten zwischen den Unterlegscheiben, die zur Kompensation des Klemmeneinzuges

zwischen Ankerkopf und Ankerplatte angeordnet waren, gelangte zwar stellenweise Feuchtigkeit in das Innere des Ankerkopfes bzw. der Trompete (**Bild 6**). Die vollständige Verfüllung im Inneren der Verankerung verhinderte jedoch Korrosionsschäden am Spannstahl.

Die Verankerung der Zugstreben befand sich ausgesprochen oberflächennah in der Fahrbahnplatte. Oberflächenwasser, welches durch Defekte in Belag und Abdichtung durch die geringe Betonüberdeckung (10 bis 35 mm) bis in den Verankerungsbereich vordringen konnte, führte partiell zu Korrosionsschäden.

Zwei der 8 Zugstreben-Spannglieder waren darüber hinaus im oberen Strebenbereich nur unvollständig mit zementösem Füllgut verfüllt. Dies könnte auf die grosse Spanngliedneigung von 55° zurückzuführen sein, die Setzungen und Wasserabscheidungen des Füllgutes begünstigt.

Der beobachtete Korrosionsangriff am Spannstahl dieser ungenügend ausinjizierten Spannglieder erfolgte mit erheblichen Materialverlusten von bis zu 15% des Spanndrahtquerschnittes. Bei fortschreitender Korrosion wäre langfristig das Versagen der Zugstrebenvorspannung möglich gewesen.



Bild 6: Spalt zwischen Ankerbüchse und –platte.

Um den Zustand der Kunststoffhüllrohre zu ermitteln, wurden von der Schweiz. Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich, der elektrische Widerstand zwischen Spannstahl und Bewehrung sowie die spezifische Kapazität der Spannglieder ermittelt. Die Spannglieder und die Bewehrung konnten an den Enden der ausgebauten Hohlkastenträger kontaktiert werden. Es konnten 58 von total 64 Spanngliedern gemessen werden. Die Messungen ergaben Folgendes:

- 43 der 58 gemessenen Spanngliedern (d.h. etwa 75%) wiesen einen elektrischen Kurzschluss zur schlaffen Bewehrung auf.
- Bei 21% der Spannglieder sind Fehlstellen im Hüllrohr vorhanden (ungenügende Isolation).
- Nur drei der gemessenen Spannglieder wiesen ein dichtes Hüllrohr auf.

Massnahmen

Die Brücke wurde wegen des Baus eines Tagbautunnels abgebrochen.

Folgerungen

Die Dauerhaftigkeit der Spannglieder hängt primär von der Schutzfunktion der Hüllrohre, der Dichtigkeit der Injektions- bzw. Entlüftungsleitungen und der Einbettung der Verankerungen im Stahlbeton ab. Die dünnwandigen Kunststoffhüllrohre, die leicht perforiert werden können, die konstruktive Ausführung des Bauwerkes und der Spannglieder im Bereich der Trägerelementfugen (beobachtete Feuchtigkeitsinfiltrationen) sowie der ungenügende Schutz der Verankerungen der Spannglieder der Zugstreben in der Fahrbahnplatte stellen erhebliche Risikofaktoren für die Korrosionssicherheit der Spannglieder dar (siehe **Kapitel 2.7**). Deshalb ist der Dichtigkeit der Montagefugen der Längsträger und der Abdichtung der Brückenoberseite besonders hohe Aufmerksamkeit zu schenken.

Vorhandene Unterlagen

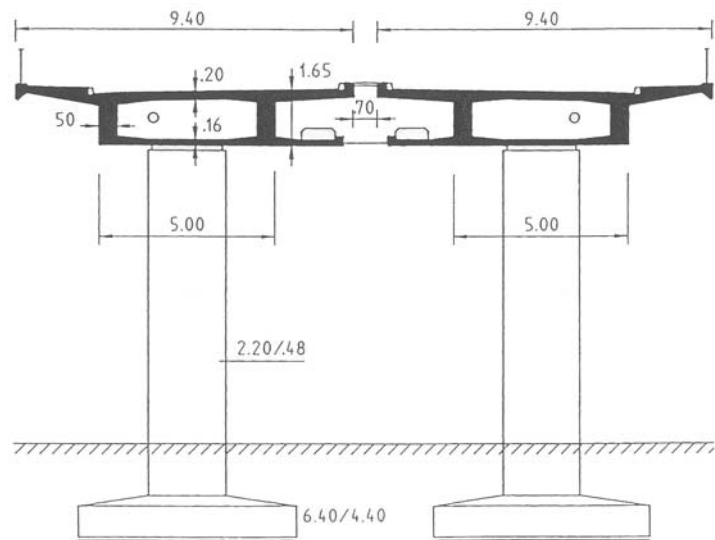
- Überführung Burggasse – Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, U 813806 vom 31.03.2003, Bänziger / Mühlhan, TFB Wildegg.

Europabrücke Zürich**ZH-08**

Bauherr:	Tiefbauamt der Stadt Zürich
Bauwerksart:	Balkenbrücke, Ortbeton- und Segmentbauweise
Bauwerksfunktion:	Strassenverkehr
Baujahr:	1961 / 1962

Beschreibung des Bauwerkes

Die Längsträger der Zwillingsbrücken über 38 Felder, mit Spannweiten zwischen 24 bis 64 m bestehen aus einem vorgespannten Hohlkastenquerschnitt (**Bild 1**). Die Längsträger sind indirekt, über Querträger, auf den Stützen aufgelagert. Beide Brücken sind über ihre Länge in vier Abschnitte unterteilt, Einhängeträger bilden jeweils die Abgrenzung zwischen den verschiedenen Abschnitten. In jedem Steg sind 9 Spannglieder, System BBRV, vorhanden. Beim Feld über die Limmat sind die Spannglieder in zwei Reihen, bei den übrigen Feldern in drei Reihen angeordnet. Es wurden zwei Spanngliedtypen verwendet. Ein Kabeltyp mit 44 Drähten Durchmesser 6 mm im Metallhüllrohr 55/61 mm und der andere Typ mit 55 Drähten à 6 mm im 65/72 mm Metallhüllrohr.

**Bild 1:** Brückenquerschnitt.

Als Abdichtung wurde unter dem Asphaltbelag (Dicke im Gehwegbereich 20 mm, im Fahrbahnbereich 55 mm) eine Mastixschicht aufgebracht, die jedoch beim Randstein nicht durchgängig vorhanden war.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

1987 wurde eine Zustandsuntersuchung durchgeführt. Dabei wurde in den Bereichen der Wasserrinne am Fahrhahnrand eine starke Chloridverseuchung des Betons und entsprechend auch starker Lochfrass an der Bewehrung festgestellt. Die Stege wurden wegen der schlechten Zugänglichkeit und der damit verbundenen hohen Kosten nicht untersucht. Im Rahmen der Instandsetzung in den Jahren 1992 bis 1994 wurden die Korrosionsschäden an den Fahrhahnplatten und den Gehwegen behoben, eine durchgehende Abdichtung eingebaut sowie die (Belags-)Entwässerung und die Fugenübergänge erneuert.

Anlässlich der Instandsetzungsarbeiten an den Fahrhahnplatten wurde eine durch Wasserspuren aus einem Belagsentwässerungsröhrchen (in den Bauwerksakten auch als Belagsentlüftungsröhrchen bezeichnet) angezeigte Schadstelle im Aussensteg freigelegt (**Bild 2**). Es wurden durchkorrodierte Hüllrohre und einige durchkorrodierte Spanndrähte entdeckt (**Bild 3**). Darauf folgten Potenzialmessungen an den Stegen der ganzen Brücke, Chloridanalysen und Sondierungen. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Über das ganze Bauwerk existierten ungefähr 200 Stellen mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit der Spannglieder von 50% oder mehr. Für ca. 10% der Stegfläche musste mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung von mehr als 50% gerechnet werden. Bei den Fugen der Einhängeträger war mit Korrosion zu rechnen.
- Bei Sondierungen wurden 9 Stellen mit durchgerosteten Hüllrohren und Querschnittsverminderungen an den Spanndrähten bis maximal 15% festgestellt. Von den 52 Drähten eines Spanngliedes waren maximal sechs geschädigt.
- Der Chloridgehalt im zementösen Füllgut betrug bis zu 0.16 M.% bzgl. Zement (**Bild 4**).

Die kritischen Bereiche bzgl. Korrosion der Spannglieder waren überall dort zu finden, wo chloridhaltiges Wasser Zutritt zur Konstruktion hatte. An der Aussenseite der Stege war dies bei wasserführenden Belagsentwässerungsröhrchen (**Bild 5**) und an der Innenseite bei undichten Entwässerungsschächten der Fall. Auch die Fugenübergänge bei den Einhängeträgern waren undicht.



Bild 2: Spuren der Wasserläufe entlang der Stegaussenseite.



Bild 3: Durchkorrodiertes Hüllrohr und durchkorrodierte Spanndrähte.

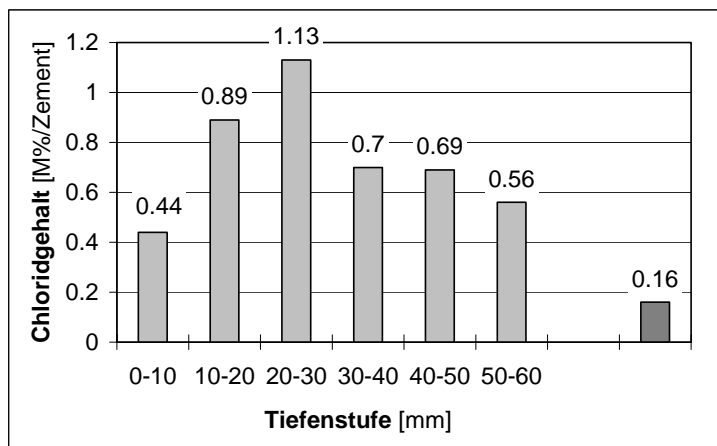


Bild 4:

Chloridprofil im Steg, von aussen nach innen, Chloridgehalt in M.% bzgl. Zement. Die Überdeckungen an dieser Stelle wurden mit 20 bis 25 mm (1. Lage der Bewehrung), 40 mm (2. Lage) und 50 mm (Hüllrohr) bestimmt. Der letzte Wert, 0.16 M.%, wurde im zementösen Füllgut bestimmt.

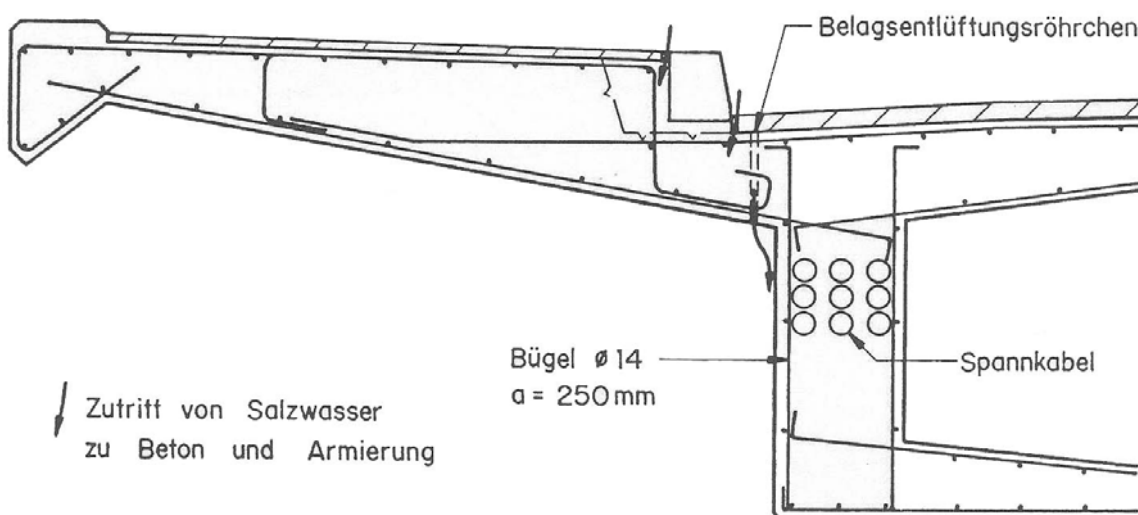


Bild 5: Belagsentlüftungsröhrchen und Wasserwege.

Die Nachrechnung zeigte, dass die vorhandene Korrosion an den Spanndrähten noch keine Gefährdung der Tragsicherheit darstellte. An mehreren Stellen wurde aber festgestellt, dass die Tragfähigkeit den heutigen Anforderungen nicht entspricht:

- Schubtragfähigkeit der Auflagerkonsolen der Einhängeträger
- Schubtragfähigkeit der Stege der Längsträger und der Querträger
- Biegetragfähigkeit der inneren Fahrbahnkonsole.

Bei einer Begehung im Inneren der Brücke wurden an einzelnen Orten Schubrisse mit einer Breite bis max. 0.2 mm festgestellt, die an der Aussenseite nicht sichtbar waren. Die geringe Schubtragfähigkeit ist eine Folge der wenigen Bügel (in den Stegen) und der fehlenden Aufhängebewehrung (in den Querträgern). Zudem musste aufgrund der Nachrechnungen im Falle eines Versagens mit einem Sprödbrech gerechnet werden.

Massnahmen

Als direkte Sicherheitsmassnahme wurden die Einhängeträger durch Betonstützen unterstützt.

Da aus statischen Gründen in den auf Schub hoch beanspruchten Stegbereichen eine Instandsetzung mit Betonabtrag nicht möglich war, mussten neue Wege gesucht werden. Einerseits wurden 1996/97 am IBK der ETH Zürich statische Modellversuche durchgeführt, um die effektiv vorhandene Tragfähigkeit zu bestimmen. Andererseits wurden 1995 im Rahmen eines Überwachungsprogramms 25 Testfelder ausserhalb der kritischen Schubbereiche eingerichtet, um den Korrosionsfortschritt zu ermitteln. Die Resultate der umfangreichen Messungen an den Testfeldern und weiteren Flächen sowie der durchgeführten Sondierungen wurden im Jahr 2002 ausgewertet. Die wichtigsten Folgerungen sind nachfolgend zusammengefasst:

- Nach der Instandsetzung der Brücke konnte der Beton austrocknen. Das Fernhalten des Wassers bewirkte ein Austrocknen des Betons und eine Abnahme der Abtragsrate bzw. der Korrosionsgeschwindigkeit.
- Die Korrosionspotenziale verschoben sich seit 1994 um teilweise mehrere 100 mV in die positive Richtung. Die Verschiebung fiel umso höher aus, je negativer das Potenzial im Jahr 1994 war. Bei den verschiedenen Abschnitten der Hauptbrücken lagen im Jahr 2000 nur noch etwa 1 bis 11% der Potenziale unter $-150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ und 0 bis 1% der Werte unter $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Werte unter $-250 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ waren nur noch sehr vereinzelt vorhanden. Eine Anhäufung von Werten unter $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ trat nicht mehr auf.
- Die Abtragsrate ist stark abhängig vom Potenzial (**Bild 6**). Es kann mit folgenden Werten für den Betonstahl gerechnet werden:

$\leq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	bis	1.0	mm/Jahr
$\leq -250 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	bis	0.2	mm/Jahr
$\geq -200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	weniger als	0.08	mm/Jahr
$\geq -150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	weniger als	0.06	mm/Jahr
$\geq -100 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	weniger als	0.05	mm/Jahr
$\geq 0 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	weniger als	0.03	mm/Jahr
- Für die Spanndrähte sind die entsprechenden Werte vermutlich eher etwas tiefer. Im Sinne einer konservativen Annahme wurden für die Beurteilung aber die gleichen Werte verwendet.
- Die Abtragsrate wird, sofern der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist, wesentlich stärker oder praktisch nur durch die Betonfeuchtigkeit bzw. den elektrischen Betonwiderstand und kaum durch Chloridgehalt (**Bild 7**) bestimmt.

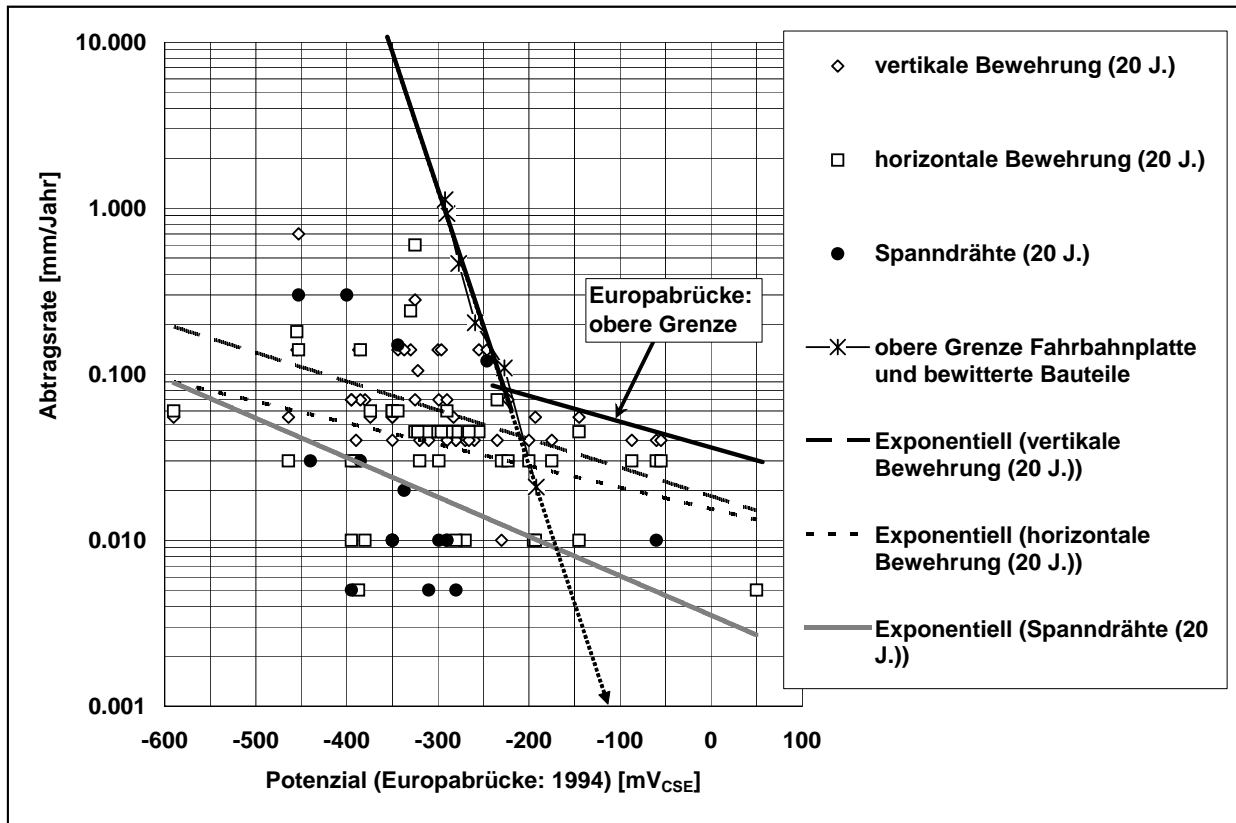


Bild 6: Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag in Abhängigkeit vom Potenzial (Ergebnisse aus Sonden). Die Linien für Fahrbahnplatten und bewitterte Bauteile sind [Schiegg 2002] entnommen.

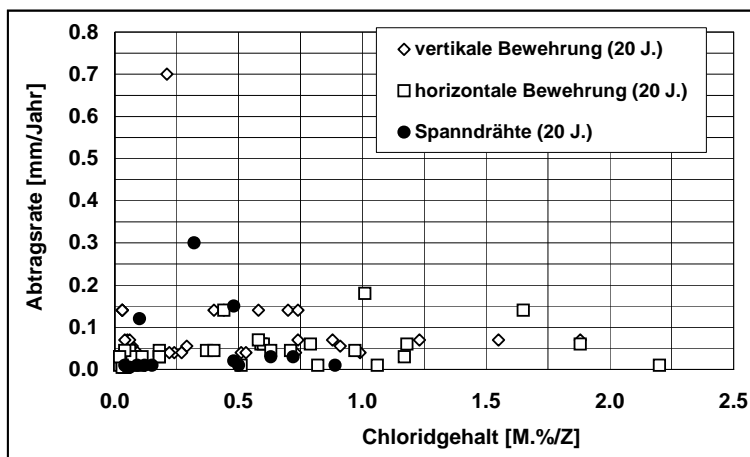


Bild 7:

Berechneter mittlerer jährlicher Abtrag über die Zeit von 20 Jahren in Abhängigkeit vom Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung bzw. der Spannglieder.

Aus den Ergebnissen konnte gefolgert werden, dass bei den Hauptbrücken kaum mehr Flächen mit Abtragsraten über 0.1 mm/Jahr vorhanden sind. Grössere zusammenhängende Flächen mit Abtragsraten von 50 bis 80 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ sind demgegenüber noch möglich. Basierend auf den Erkenntnissen wurde ein Modell für die Beurteilung der Gefährdung der Spannglieder in Stegen durch den seitlichen Chlorideintrag und der dadurch verursachten Korrosion am Spannstahl entwickelt (**Kapitel 2.8.2**). Daraus wurde gefolgert, dass

- der an der Europabrücke vorhandene Spanngliedtyp maximal zur Hälfte ausfallen kann (Worst Case-Szenarium).
- für alle dreireihigen Spanngliedführungen keine Gefährdung besteht, so lange nicht noch weitere Gefährdungen hinzukommen (z.B. Schäden im Bereich der ehemaligen Entwässerungstassen oder erneuter Wassereintrag). Begründung: Wenn je die Hälfte der Spanngliedquerschnitte an den beiden äusseren, randnahen Reihen wegkorrodiert, verbleibt als Restquerschnitt eine plus zweimal eine hal-

be Reihe, also 2/3 des ursprünglichen Querschnittes. Gemäss den Modellversuchen an der ETH ist bei 70% der Vorspannbewehrung noch eine globale Sicherheit von $\gamma_{gl} = 1.7$ vorhanden.

Bei den Rampenbrücken gelten grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge wie bei der Hauptbrücke. Eine gesicherte Aussage dazu war aber mangels Resultaten nicht möglich.

Die erarbeiteten neuen Erkenntnisse konnten benutzt werden, um auch die Fläche mit dem möglichen vollständigen Ausfall der Bügelbewehrung abzuschätzen. Hiefür wurde Folgendes angenommen (**Bild 8**):

- Bei grösseren Flächen mit Potenzialen $1994 \leq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ sind die Bügel vollständig ausgefallen.
- Für Flächen mit Potenzialen $1994 > -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ können für die Berechnung des Querschnittsverlustes für die Zeit bis zur Instandsetzung die oben genannten potenzialabhängigen Abtragsraten eingesetzt werden. Einzelne negativere Potenzialwerte können vernachlässigt werden.
- Es darf von einem einseitigen Angriff auf die Bewehrungsstäbe ausgegangen werden (kein Angriff über den gesamten Umfang der Bewehrungsstäbe).
- Für die Zeit nach der Instandsetzung kann in den Bereichen, in denen das Potenzial $1994 \geq -300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ war, generell mit einem weiteren Abtrag von etwa $50 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ gerechnet werden.

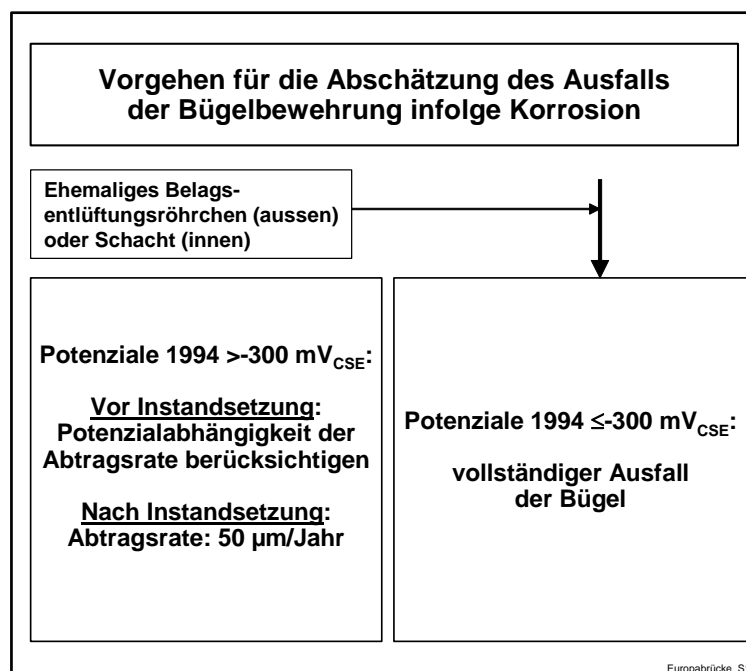


Bild 8: Vorgehen zur Abschätzung der Fläche mit einem vollständigen Ausfall bzw. mit einer unzulässigen Querschnittsreduktion der Bügelbewehrung bei den Stegen (schematisch).

Mit diesem Modell wurden die Restquerschnitte an der Bügelbewehrung für die Jahre 2020 und 2045 abgeschätzt. Dabei wurden alle Stellen, die über eine Länge von mindestens 2 m Restquerschnitte $< 50\%$ im Jahre 2020 aufweisen könnten, weiter bearbeitet. Gemäss den Modellversuchen der ETH reicht die Hälfte der Schubbewehrung für eine genügende Schubtragfähigkeit aus. Die Auswertung ergab, dass an der Hauptbrücke Ost noch 5 Stellen bleiben, die in Zukunft ungenügende Restquerschnitte aufweisen könnten. Davon liegen drei Stellen im Schubbereich. Bei den übrigen Brückenabschnitten (Rampen und Hauptbrücke West) blieb nur eine Gefährdungsstelle bei der Max Höggerrampe unsicher, weil sie nur einseitig gemessen werden konnte (Einlenkerrandträger). Diese Stellen werden weiter verfolgt.

Folgerungen

Die Korrosionsschäden an den Spanngliedern sind dadurch entstanden, dass über viele Jahre chloridhaltiges Wasser über die Belagsentwässerungsröhrchen, über undichte Fahrbahnübergänge und über das undichte Entwässerungssystem sowie über den wenig dichten Überdeckungsbeton zum Spannstahl gelangen konnte.

Der seitliche Chlorideintrag in die Stegbereiche der Brückenträger führte dort, wo der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten wurde, zur Korrosion am Betonstahl, an den nur 0.3 bis 0.5 mm dicken Hüllrohren und anschliessend zur Kontamination des zementösen Füllgutes mit Chloriden und zur Korrosion an den Spannstählen.

Die Spannstahldrähte, die dem Rand näher zugewandt waren, befanden sich vermutlich schon nach wenigen Jahren in chloridverunreinigtem Füllgut und begannen zu korrodieren, während die weiter innen liegenden Drähte noch im unkontaminierten Füllgut eingebunden waren. Um Korrosion an den innen liegenden Drähten auszulösen, müssen die Chloride durch die dünnen Schichten von Füllgut zwischen den aussen liegenden zu den weiter innen liegenden Drähten vordringen. Rein geometrisch gesehen, führt dies zu einer starken Reduktion der diffusionsfähigen Querschnittsfläche (ein Faktor von 10 und mehr ist möglich), was den Chlorideintrag und den Chloridgehalt im innen liegenden Füllgut reduziert.

Wenn Wasser durch perforierte Hüllrohre zum Spannstahl gelangen kann, ist es nicht erforderlich, dass der kritische Chloridgehalt überschritten wird. Korrosion findet dann schon alleine wegen der Anwesenheit von Wasser statt (atmosphärische Korrosion). Bei der Europabrücke wurden jedoch nur wenige Risse im Stahlbeton festgestellt, die Wasser direkt von der Betonoberfläche an die Spanndrähte führen konnten. Nach der Instandsetzung sollten allenfalls vorhandene Risse kein Wasser mehr führen.

Beobachtungen an ausgebauten Spanndrähten bei den Sondagen der Europabrücke liessen den Schluss zu, dass aufgrund des reduzierten Sauerstoffangebots und der eher tiefen relativen Luftfeuchtigkeit innerhalb der Hüllrohre (kein flüssiges Wasser vorhanden) mit einer niedrigen Korrosionsgeschwindigkeit zu rechnen ist. Die innen liegenden Spanndrähte sollten daher im vorliegenden Fall innerhalb der wahrscheinlichen Restnutzungszeit wegen der atmosphärischen Korrosion kaum vollständig durchkorrodieren oder durchreissen.

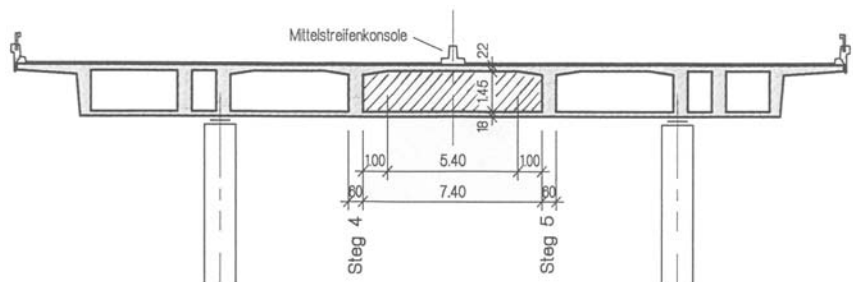
Die umfangreichen Untersuchungen erlaubten erstmals, ein Modell für den seitlichen Korrosionsangriff von Spanngliedern zu entwickeln (**Kapitel 2.8.2**).

Vorhandene Unterlagen

- Europabrücke - Erläuterung zur Problematik Schubtragfähigkeit / Spannkabel- und Bügelkorrosion, ACS Partner AG, Bericht Nr. 1486.07 vom 19. Oktober 1994.
- Modellversuche Europabrücke, IBK-Bericht Nr. 227, März 1997.
- Instandsetzung Europabrücke Zürich, SIA, Heft Nr. 19 vom 9. Mai 1997.
- Protokolle und Berichte ACS Partner AG.
- Berichte SGK, Zürich.
- Europabrücke Zürich, Expertise zur Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung, U 991017 vom 26.06.2002, Dr. F. Hunkeler, TFB.

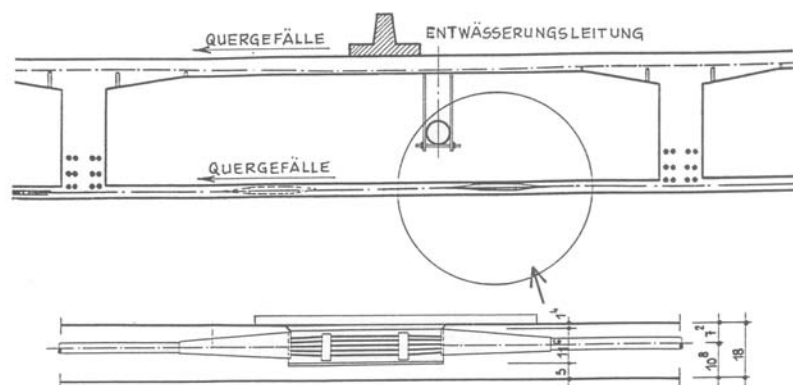
A3 (SN 3.4.2) Sihlhochstrasse**ZH-16**

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich
Bauwerksart:	Balkenbrücke, Ortbeton
Bauwerksfunktion:	Strassenverkehr
Baujahr:	1970 - 1972

Beschreibung des Bauwerkes**Bild 1:** Sihlhochstrasse.**Bild 2:** Querschnitt in den Verbreiterungen.

Die Sihlhochstrasse (**Bild 1**) besteht aus der 1'494 m langen Hauptbrücke mit 3 Dilatationsabschnitten und anschliessenden Rampenbrücken von insgesamt 1'016 m Länge. Die Normalspannweite der Hauptbrücke beträgt 42.40 m und besteht aus zwei Hohlkästen, die durch eine Fahrbahnplatte verbunden sind. In den Endbereichen verbreitert sich die Fahrbahnplatte von 25 m auf über 44 m. Hier weist der Querschnitt eine variierende Zellenanzahl auf. Die untere Kastenplatte von teilweise nur 180 mm Stärke ist durchgehend (**Bild 2**).

Die Längsvorspannung in den Hohlkastenstegen besteht aus gekuppelten BBRV-Drahtspanngliedern mit je 54 Drähten $\varnothing 7$ mm. Die Anzahl Spannglieder pro Steg variiert je nach Ort zwischen 6 und 12 Stück. In der durchgehenden unteren Kastenplatte ist z. T. eine Quervorspannung, bestehend aus BBRV-Spanngliedern mit 10 bzw. 20 Drähten $\varnothing 6$ mm mit Abständen von 0.4 bis 1.8 m, angeordnet. Diese weisen an ihren Enden feste Verankerungen auf und sind mittels vier beweglichen Zwischenverankerungen (Z-Anker) vorgespannt worden (**Bild 3**).

**Bild 3:** Zwischenverankerung (Z-Anker) in der unteren Kastenplatte.

Infolge der sehr geringen Plattenstärke von nur 180 mm konnte die Betonüberdeckung im Bereich der Zwischenverankerungen nur durch eine lokal aufgebrachte Überbetonschicht von 30 bis 40 mm einigermassen gewährleistet werden. Die Fahrbahnplatte ist ebenfalls alle 0.5 bis 0.7 m mit BBRV-Spanngliedern mit je 20 Drähten \varnothing 6 mm quer vorgespannt und mit einem festen und einem beweglichen Anker in der Fahrbahnkonsole verankert. Bei korrekter Anordnung der Spannbewehrung war die Überdeckung des beweglichen Ankers durch den Beton der Fahrbahn 1 cm dick. Die Ankerplatte war unter dem Rand der vorfabrizierten Randbrüstungen angeordnet.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Nachdem im Jahre 1997 im Rahmen einer ersten detaillierten Untersuchung von zwei Hohlkästen (von insgesamt 145 Stück) örtlich starke Vernässungen und hohe Chloridgehalte festgestellt worden sind, führte man weitere, umfassende Zustandserfassungen an der gesamten Brückenkonstruktion durch, und legte im Anschluss ein Instandsetzungsprogramm für das Bauwerk fest. Die Wasserzutritte erfolgten über die undichte Abdichtung der Fahrbahnplatte, über undichte Entwässerungsschächte und -leitungen sowie über Elektrorohre \varnothing_a 59 mm (**Bilder 4 und 5**). Besonders die untere Kastenplatte wies sehr hohe Chloridgehalte auf.



Bild 4: Undichte Entwässerungsleitung.



Bild 5: Wassereintritt durch Elektrorohre.

Die Vernässung der hohlkastenseitigen Stegflächen und Bodenplatten in mehreren Hohlkästen führte stellenweise zu einem hohen Chlorideintrag im Beton des Eckbereiches Steg/Platte. Dies hatte eine erhebliche Lochkorrosion an der schlaffen Bewehrung und korrodierte Hüllrohre bei tief liegenden Längspanngliedern in den Kastenstegen im Feldbereich zur Folge. Bei einem aussen liegenden Spannglied eines Innensteges war das Hüllrohr lokal wegkorrodiert. Von den insgesamt 54 Drähten wiesen 8 bis 12 Drähte Querschnittsvermindierungen (bis zu 100%) auf (**Bild 6**). Bei einem Brückenende, das als künftige Koppelfuge ausgebildet ist (Brückenverlängerung), hatten die Endverankerungen der Längsvorspannung unter ihren gefetteten Schutzkappen keinen Schaden genommen. Bei mehreren Ankern wurden allerdings bei den äusseren Drähten in den Stauchköpfen Risse festgestellt, die aber nach einem internen Bericht der Stahlton AG aus dem Jahre 1976 auf den Spannvorgang zurückgeführt und als unbedenklich eingestuft wurden.

In der durchgehenden Bodenplatte der Hohlkästen kam es aufgrund der ungenügenden Plattenstärke bzw. Betonüberdeckung unweigerlich zu massivem Lochfrass an der Quervorspannbewehrung, speziell im Bereich der Z-Anker (**Bild 7**). Die oberen Bereiche der Anker- und Abstützplatten der Zwischenverankerungen waren stellenweise bis zu 10 mm tief korrodiert. Bei den Instandsetzungsarbeiten zeigte sich, dass trotz starkem Lochfrass an der schlaffen Bewehrung im Bereich der undichten Schrammbord- und Belagsrandfugen, der Schädigungsgrad der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte deutlich geringer war als jener des Betonstahls. Einige der freigelegten Ankerköpfe wiesen aber massive Lochkorrosion an Stützschaalen, Spannringen und Drahtüberständen auf.



Bild 6: Korrodierte Drähte der Längsvorspannung (mittels HDW freigelegt)



Bild 7: Freigelegter Z-Anker mit Drahtbruch

Massnahmen

An der Brücke wurden umfangreiche Instandsetzungen durchgeführt. Mittels HDW wurde der geschädigte Beton bis auf die Bewehrung abgetragen. Stark korrodierte Hüllrohre wurden ersetzt, freiliegende Spanndrähte und Hüllrohre mit Korrosionsschutz versehen und Hohlstellen im Spannglied mit zementösem Füllgut verfüllt. Sämtliche freigelegten Spannglieder wurden zusätzlich mit einer ca. 3 cm starken Schicht Instandsetzungsmörtel versehen. Die untere Kastenplatte und der schadhafte Steg wurden mit Reprofilierbeton überbetoniert. Der Konstruktionsbeton hinter den Verankerungen der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte wurde zinnenförmig abgetragen und die Anker kontrolliert. Da zwischen dem HDW-Abtrag und dem anschliessenden Einbetonieren ca. 2 Monate vergingen, wurden die Ankerköpfe nach dem Freilegen mit einem Korrosionsschutzanstrich temporär geschützt.

Folgerungen

Empfindliche Bauteile, wie die hier verwendeten Zwischenverankerungen der Bodenplattenvorspannung und die beweglichen Verankerungen der Fahrbahnplattenquervorspannung, die einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des gesamten Bauwerks haben, sind durch eine genügende Betonüberdeckung und ggf. zusätzliche Korrosionsschutzmassnahmen abzuschirmen.

Stehendes Wasser kann über längere Zeit einen Bauteilquerschnitt durchfeuchten. Feuchtigkeit kann so bis zu den Spanngliedern vordringen und zu Korrosion führen. Besonders bei geschlossenen Baukörpern wie Hohlkästen ist es notwendig, die Bildung von stehendem Wasser (z. B. Kondenswasser) durch geeignete Auslassöffnungen im Hohlkastenboden zu verhindern.

Die Brückenentwässerungsleitungen und die Werkleitungen sind, wenn möglich, ausserhalb des Hohlkastens anzuordnen.

Vorhandene Unterlagen

- Schalcher W. et al., Die Sihlhochstrasse in Zürich, Schweizerische Bauzeitung, Heft 21, Mai 1974.
- Zustandsberichte Nr. 8037. 2/1 und 8037. 2/2, Edy Toscano AG vom 13.05.1997.
- Zustandsbericht Nr. 8059.2/1603, Edy Toscano AG vom 27.06.2003.

Autobahnraststätte Würenlos**AG-07**

Bauherr:	Mövenpick Gastronomie Schweiz AG
Bauwerksart:	Balkenbrücke mit Schrägseilen
Bauwerksfunktion:	Restaurant- und Shoppingbrücke
Baujahr:	1972

Beschreibung des Bauwerkes

Die 1972 erbaute etwa 130 m lange und sechs Fahrbahnen überspannende Restaurant- und Shoppingbrücke war mit ihrer Brutto-Geschossfläche von 7'800 m² in den Siebziger Jahren in Europa einzigartig (**Bild 1**). Im Jahre 1972 war das 25-Millionen-Projekt das grösste seiner Art und zählt noch heute zu den grössten Autobahn-Raststätten Europas.

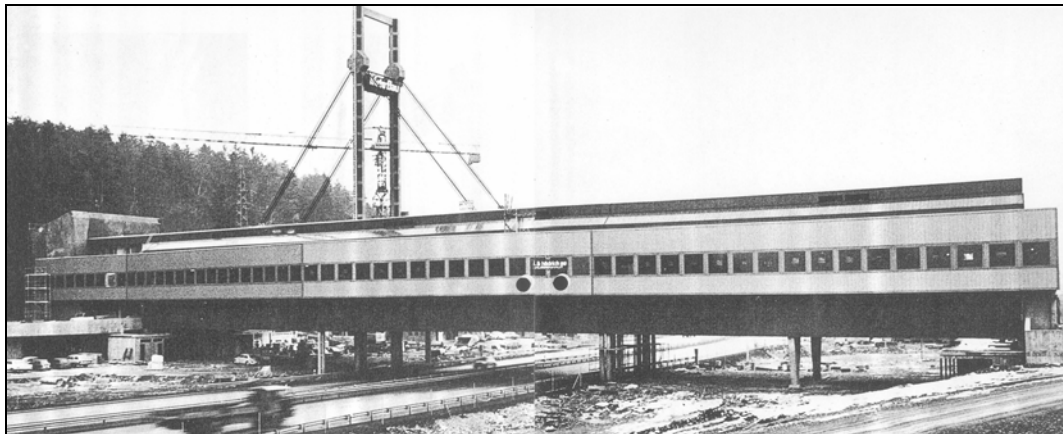


Bild 1: Gebäudeansicht (Seite Bern).

Die Stahltragkonstruktion bildet mit ihren Hauptträgern in Längs- und Querrichtung in Verbindung mit den Stützen einen räumlichen Rahmen (breiteste Stelle: 26.5 m). Der mittlere Abschnitt mit 2 x 36 m Spannweite überbrückt die Autobahn; der limmatseitige Gebäudeabschnitt hat eine Stützweite von 2 x 18 m. Die Aufhängung der inneren Längsträger an die 45 m hohen Pylone mittels BBRV-Schrägseilen ermöglichte es, für beide Stützabschnitte gleich grosse Trägerhöhen zu wählen. Jedes der 16 Schrägseile à 30 m Länge enthielt 77 Drähte Ø 7 mm in einem Polyethylenhüllrohr (Ø 110/96 mm), das mit zementösem Füllgut verpresst wurde. Der Anschluss der PE-Hüllrohre an die Stahlkonstruktion erfolgte ausserhalb der Dachkonstruktion und des Pylons mittels an den Ankerplatten angeschweissten Stahltrompeten. Das PE-Hüllrohr wurde mit Briden auf das Stahlrohr geklemmt und mit einer harzgetränkten Bandage abgedeckt.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Vor der Injektion der Schrägseile mussten 4 Hüllrohre verlängert werden, da sie sich im Winter stark verkürzt hatten. Die Verlängerung erfolgte mit PE-Hüllrohren gleichen Durchmessers. Die Kopplungsstelle wurde mit Silikonkitt abgedichtet und mit harzgetränkten Bandagen umwickelt. Bereits wenige Jahre nach dem Injizieren wurden bei 4 Schrägseilen 10 bis 50 cm lange Risse im unteren Bereich der Hüllrohre und Risse in den Bandagen festgestellt. Gemäss Angaben der Stahlton AG haben zu grosse, im PE-Hüllrohr verbliebene Dehnungen, welche während der Injektionsarbeiten verursacht wurden, zu einer starken Abminderung der Lebenserwartung und dem vorzeitigen Versagen der Hüllrohre geführt. Die übermässigen Dehnungen entstanden aus der Kumulation verschiedener Einflüsse wie hydrostatischem Druck, Umgebungstemperatur, Bewegungsdruck und dem Verschliessen der Entlüftungen unter Druck, wie in der konventionellen Vorspanntechnik üblich. Die Reparatur der Schrägseile erfolgte mit Hüllrohren grösseren Durchmessers, die längs aufgeschnitten, über die gerissenen Stellen gestülpt und verschweisst wurden.

1989 wurde deutlich, dass sich die Instandsetzung nicht bei allen Schrägseilen bewährt hatte. Bei einer erneuten Inspektion zeigte sich, dass sich die Risse teilweise um mehrere Meter von der Muffe seilaufrwärts verlängert hatten. Durch die Reparatur wurden Risse lokal abgedeckt, die im alten Hüllrohr verblie-

benen Restspannungen jedoch nicht abgebaut. Überlagert durch zusätzliche Spannungen infolge behinderter Verformung bei tiefen Temperaturen, wurde die Zugfestigkeit überschritten.

Drähte, die sich an der Oberfläche des zementösen Füllgutes befanden, wiesen leichte Korrosionsspuren auf. Eine Offenlegung der Füllgutsäule knapp oberhalb der Stahltrumpeten ergab aber, dass kein Wasser durch die Verletzung im Hüllrohr bis in die weiter unten befindlichen Füllgutbereiche durchsickern konnte. Auch im oberen Spanngliedbereich wurden Bandagen verwendet, um Inspektionsöffnungen zu verschliessen, mit deren Hilfe die Vollständigkeit der Injektion nach dem Verpressen überprüft worden war. Auch in diesen Seilabschnitten zeigten sich Beschädigungen der versprödeten Bandagen. Je nach Zustand der Bandage waren die Drähte lokal korrodiert (**Bilder 2 bis 5**).



Bild 2: Muffenbereich unten.



Bild 3: Muffenbereich oben (mit versprödeten Bandagen).



Bild 4: Öffnen des Spanngliedes.



Bild 5: Risse im PE-Hüllrohr sowie Drähte mit Korrosionsspuren (verursacht von Kerben einer unvorteilhaften Inspektionsöffnung).

Mit einer magnetinduktiven Prüfung der EMPA wurden im Jahr 1990 aller Schrägseile auf Drahtbrüche und Korrosion überprüft. Bei sieben von 16 untersuchten Schrägseilen konnten so mittlere bis starke Korrosionsspuren festgestellt werden. Der Drahtquerschnitt der betroffenen Schrägseile war teilweise um bis zu 3% vermindert. Sondierfenster an einem Schrägseil ergaben, dass die Drähte im unteren Teil (12-Uhr-Lage) einer geöffneten Stelle in einer weichen, feuchten, gipsartigen Masse eingebettet waren. Eine Analyse der Masse ergab ausser Ettringitanteilen aber nur ganz geringe Anteile an korrosionsfördernden Stoffen. Beim Öffnen einiger Muffen quollen Korrosionsprodukte hervor. Nach dem vollständigen Entfernen der Muffe zeigte sich, dass die Korrosionsstelle nur wenige Millimeter unter die Muffe reichte. Die Drähte wiesen an der Berührungsstelle mit der Muffe lochfrassartige Vertiefungen auf, die auf Kontakt- oder Reibkorrosion zurückgeführt wurden. In allen Übergangsbereichen wurden umfangreiche Hohlräume im Füllgut entdeckt, deren Entstehung auf den Zeitpunkt der Erstinjektion zurückgeführt wurde. Die Drähte waren aber bis auf eine Ausnahme frei von Korrosion.

Massnahmen

Die Hüllrohre wurden an den betroffenen Schadstellen geöffnet, allfällige Korrosionsprodukte und feuchtes Füllgut wurden entfernt. Die korrodierten Drähte wurden durch Sandstrahlen von Rost befreit und anschliessend mit Korrosionsschutzöl behandelt. Die beschädigten Hüllrohre wurden entfernt und mit einem verschweissten grösseren Rohr ergänzt. Die Hohlräume zwischen Drahtbündel und Hüllrohr wurden mit zementösem Füllgut ausinjiziert. Die Korrosionsverläufe sollten mittels periodischer Prüfungen überwacht werden. Da die Schrägseile aber aus baulichen Gründen nicht vollständig, sondern nur auf etwa 75% ihrer Länger untersucht werden konnten, war ein gewisses Restrisiko vorhanden.

Im Jahre 1998 wurde entschieden, die alten Schrägseile schliesslich durch moderne, zeitgemässe Spannglieder (mit 61 verzinkten Spanndrähten \varnothing 7 mm und mit plastischem Füllgut im Schrägseil) zu ersetzen. Um den Zustand der neuen Schrägseile überwachen zu können, wurden die Spannglieder mittels Isolationsplatten vom übrigen Bauwerk elektrisch getrennt und mit Messanschlüssen versehen (**Bild 6**).

Bei dieser Gelegenheit wurden die 1990 instand gesetzten und damals nicht prüfbaren Seilabschnitte untersucht. Diese waren vollständig ausinjiziert, es konnten aber einige Stellen mit Gips angereichertem Füllgut entdeckt werden. Die festgestellten Korrosionsschäden gingen nicht über die im Jahre 1990 vorgefundenen hinaus. Die Instandsetzung von 1990 hatte sich soweit bewährt; in den instand gesetzten Bereichen waren keine neuen Korrosionserscheinungen beobachtet worden (**Bild 7**).

Im Verlaufe des Jahres 2004 wurde das Bauwerk umgebaut und erneuert.



Bild 6: Unterer Verankerungsbereich (Schutzhauben mit Messanschluss).

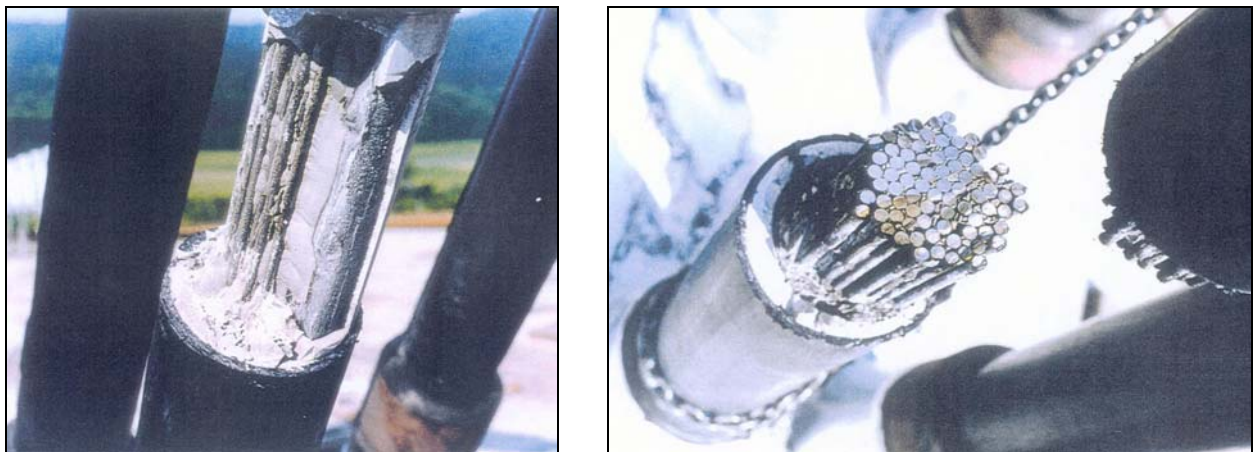


Bild 7: Überprüfung der ausgebauten Schrägseile (1998).

Folgerungen

Der vorliegende Fall 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. Ein Vorteil wäre zudem gewesen, wenn die Schrägseile von Anfang an als auswechselbare Elemente konzipiert worden wären.

Vorhandene Unterlagen

- Elegantes Brückenrestaurant über die N 1, Separatdruck aus dem Schweizer Baublatt Nr.25, 1972
- Kontrolle der Aufhängekabel, EMPA Bericht Nr. 122'274 vom 31. Mai 1990, E. Blaser.
- Autobahnraststätte Würenlos – Sanierungsarbeiten Aufhängekabel – Zwischenbericht, August 1990, Ramser Bauphysik AG.
- Autobahnraststätte Würenlos – Ersatz der Tragkabel“, Schlussbericht der ausgeführten Arbeiten vom 24.08.1998, Stahlton AG.
- Schriftverkehr und diverse Protokolle über Arbeiten an den Schrägseilen aus den Jahren 1971 bis 1990, Stahlton AG.
- Umbau Autobahnraststätte Würenlos – Stütz-, Arbeits- und Schutzgerüst für die Raststätte Würenlos, baublatt, Nr. 71, 31. Aug. 2004, S. 14-15.

Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen

SG-07

Bauherr: Hochbauamt der Stadt St. Gallen
Bauwerksart: Vorgespannte Flachdecke aus Ortbeton
Bauwerksfunktion: Sporthalle mit Parkhaus
Baujahr: 1982 bis 1984

Beschreibung des Bauwerkes

Das Gebäude Sporthalle Kreuzbleiche in St. Gallen besteht aus einer Sporthalle (Stahlkonstruktion) und einem unterirdischen Parkhaus mit vorgespannten Ortbetondecken. Die Aussenmasse des zweigeschossigen Parkhauses betragen rund 51 x 89 m. Das Stützenrastermass ergibt sich zu 7.20 x 8.40 m, in den Randfeldern ist es etwa halb so gross. Um eine komplizierte Fugenführung infolge Grundwasserproblematik auf der einen Seite und Sporthallennutzung auf der anderen zu vermeiden, wurden die Geschossdecken in Stützstreifen-Vorspannung ausgeführt, die mit CONA-Monolithenspanngliedern ohne Verbund (0.6" Litzen) bewerkstelligt worden ist. In den Stützstreifen der 24 bis 32 cm starken Parkgeschossdecken wurden in Längsrichtung 8 und in Querrichtung 10 Kabel pro Streifen angeordnet (**Bilder 1 und 2**).

In der Gebäudemitte bestand während der Bauzeit eine Schwindgasse (**Bild 2**). In diesem Zusammenhang wurde die Vorspannung in Längsrichtung nur bei der Hälfte der Spannglieder aufgebracht. Das Spannen der restlichen Spannglieder erfolgte erst nach dem Schliessen der Schwindfuge.

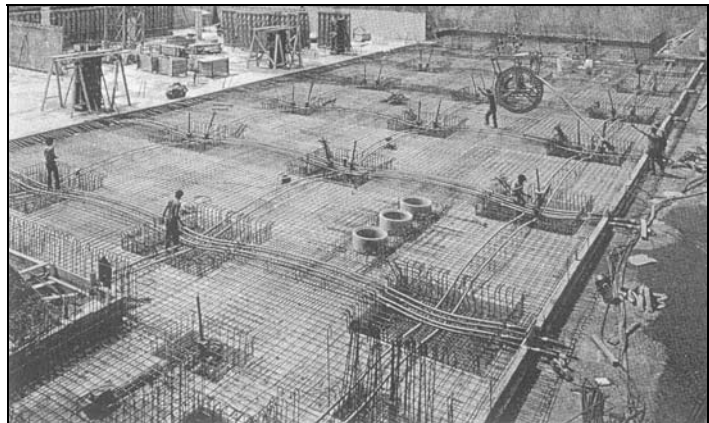


Bild 1: Verlegen der Spannglieder.

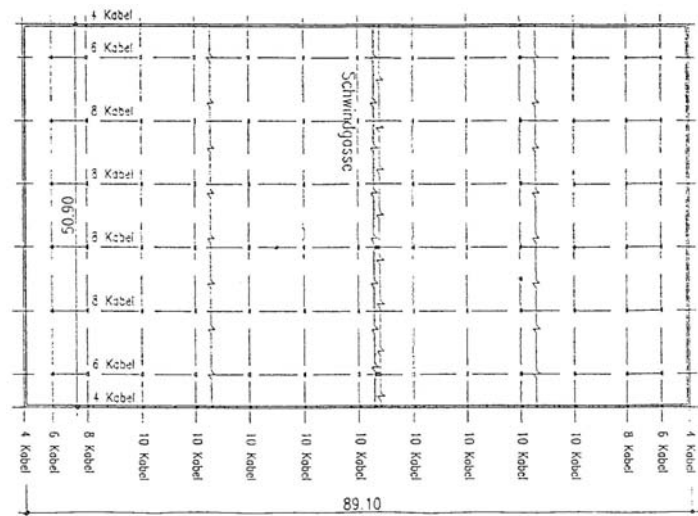


Bild 2: Lage der Schwindfuge.

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Im Jahre 1998 wurde vom Hauswart der Bruch an einem Vorspannglied der Decke über dem dritten Untergeschoss der Parkgarage Kreuzbleiche festgestellt. Diese Feststellung ist dem Zufall zu verdanken, da der Spanngliedbruch in Hallenmitte erfolgte und so ein Teil des Spannglieds im Bereich der Garagenrampen in der Deckenstirne vorstand. Der Grossteil der Spannglieder ist nicht mehr einseh- und kontrollierbar.

Eine EMPA-Untersuchung an der betroffenen Litze ergab als Schadenursache einen Korrosionsangriff, der von Spalten in den Kontaktflächen der Litzendrähte oder mechanischen Verletzungen durch Spannwerkzeuge ausging. Als Folge dieses Spaltkorrosionsvorganges konnte es unter den vorliegenden Bedingungen zu wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion kommen, in deren Folge die Drähte spontan versagten (**Bild 3**).

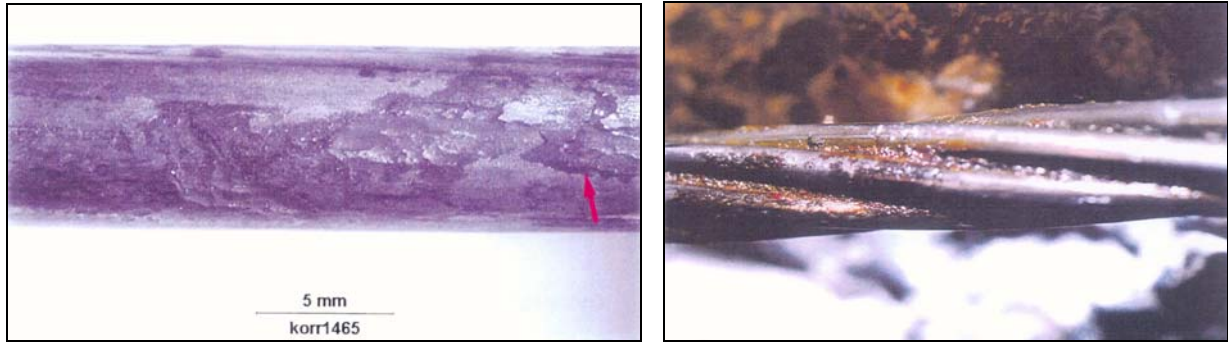


Bild 3: Drahte mit Korrosionsangriff und Korrosionsprodukten.

Nach Feststellung der Ursache für den Spanngliedbruch, wurde der Zustand von total 114 Spanngliedern untersucht. Bei mehreren Monolithen der Längsvorspannung wurden Korrosion und Drahtbrüche festgestellt. Die untersuchten Spannglieder der Quervorspannung waren schadensfrei. Die Schäden deuteten auf einen systematischen Abdichtungsmangel bei den Spanngliedern im Bereich der Schwindgassen in den Decken über dem zweiten und dem dritten Untergeschoss hin (**Bild 4**).

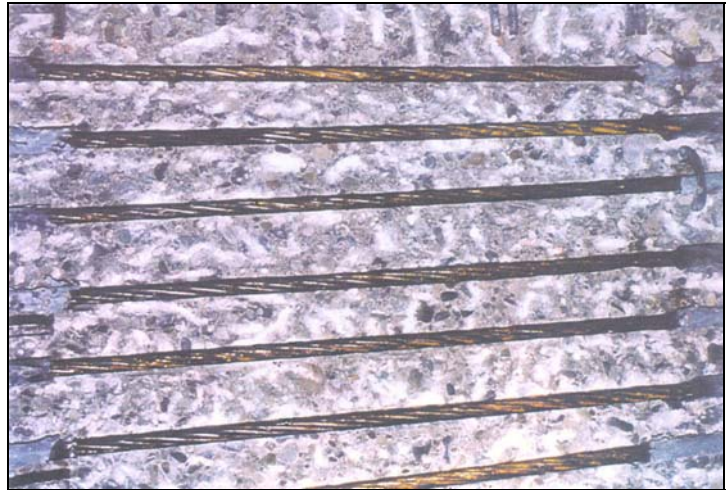


Bild 4: Freigelegte Spanndrähte.

Die Ursache der Korrosion wird auf den Einschluss oder das Eindringen von Wasser in die Hüllrohre bzw. in die Litzen (unter das Fett) im Verlauf der Bauphase zurückgeführt. Die Monolithen waren während der Bauphase im Bereich der Schwindgasse über längere Zeit ungeschützt der Witterung ausgesetzt. Die Längspannglieder mussten somit bei der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit als nicht aktivierbar betrachtet werden.

Massnahmen

Die Untersuchungen am Bauwerk liessen den Schluss zu, dass mehr als 50% der Längsvorspannlitzen im Bereich der Schwindgasse durch Korrosion geschädigt und als inaktiv zu betrachten waren. Deshalb wurden an der Deckenunterseite CFK-Lamellen und auf der Deckenoberseite Stahllamellen mit wärmedämmendem Mörtel unter dem Gussasphalt eingebaut, um die Tragsicherheit der Decken wieder herzustellen. Die Kosten der Instandsetzungsarbeiten beliefen sich auf etwa eine halbe Million Franken.

Folgerungen

Wenn Spannstahl nach dem Einbau konstruktionsbedingt nicht umgehend durch Ausinjizieren der Hüllrohre oder andere vergleichbare Massnahmen vor Korrosion geschützt werden kann, Luft und Feuchtigkeit über längere Zeit ungehindert Kontakt mit dem Stahl haben können, sind unbedingt temporäre Korrosionsschutzmassnahmen zu ergreifen.

Vorhandene Unterlagen

- Untersuchung in korrosionschemischer und metallkundlicher Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 174'541/1 vom 04.11.1998, R. Werner.
- Untersuchung in korrosionschemischer Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 402'559 vom 05.03.1999, R. Werner.
- Untersuchung in korrosionschemischer Hinsicht, EMPA Bericht Nr. 402'559/2 vom 13.04.1999, R. Werner.
- Schadenfall Vorspannung Decke, Bericht 6159 vom 31.05.1999, Bänziger + Köppel + Partner.
- Parkhaus Kreuzbleiche, St. Gallen, Artikel aus „Vorgespannter Beton in der Schweiz“, TFB 1986.

Portlandzementsilo

SH-03

Bauherr: Portlandzementwerk Thayngen
Bauwerksart: Behälter
Bauwerksfunktion: Lagerung von Zement
Baujahr: 1985

Beschreibung des Bauwerkes

Die Ringvorspannung des Zementsilos wurde mit beidseitig gespannten Monolitzen, Typ VSL 0.6“ (7 Drähte Durchmesser 5 mm) ausgeführt. Der doppelte Korrosionsschutz besteht aus dem Polyethylenhüllrohr (Wandstärke mindestens 1 mm) und aus einem Korrosionsschutzfett (Marson B4851, basierend auf Lithium-12-hydroxystearat). Die Ankerischen wurden mit zwei Schichten Mörtel verfüllt. Die Überdeckung der Litzenüberstände beträgt ca. 30 mm (**Bild 1**).

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Nachdem man auf dem Boden liegende Verankerungsteile und drei aus den Ankerischen herausstehende Litzen bemerkt hatte, wurde eine Untersuchung der EMPA ausgelöst: Das Silo wurde visuell überprüft und die beschädigten sowie die entsprechenden freigelegten, noch „intakten“ Verankerungen der gebrochenen Litzen und die Litzen selber analysiert. Auf der Oberfläche der Ankerischen des Silos waren dunkle „Fettflecken“ bzw. Verfärbungen und Rostspuren sichtbar (**Bild 2**). Die beiden Mörtelschichten lösten sich bei den freigelegten Verankerungen leicht voneinander ab, hafteten aber gut am Nischenbeton.

Der Bruch der Litzen erfolgte immer im Bereich der Ankerplatte, d. h. im Übergang vom Hüllrohr zu den konischen Klemmhülsen des Ankerkopfes. An den äusseren Drähten der Litzen wurden grosse Querschnittsverluste an der Mantelfläche des Ankerkopfes zur Ankerplatte hin und an den Spitzen der Klemmhülsen festgestellt. Sämtliche vorhandenen Hohlräume im Bereich der Ankerplatte und zwischen den Litzendrähten waren mit kompakten, schwarz-braunen Korrosionsprodukten gefüllt, welche einen starken Essiggeruch absonderten. Aus dem Hüllrohrende trat nach dem Entfernen der Ankerplatte eine schwarze Flüssigkeit aus. Der Korrosionsangriff an den äusseren Drähten verringerte sich von der Bruchstelle weg, bis zu einem Abstand von maximal 40 cm, wo keine Angriffe mehr festzustellen waren. Im selben Bereich war auch eine Veränderung des Korrosionsschutzfettes festzustellen: An der Bruchstelle selbst war praktisch kein Fett mehr vorhanden und im Bereich der Korrosionsangriffe

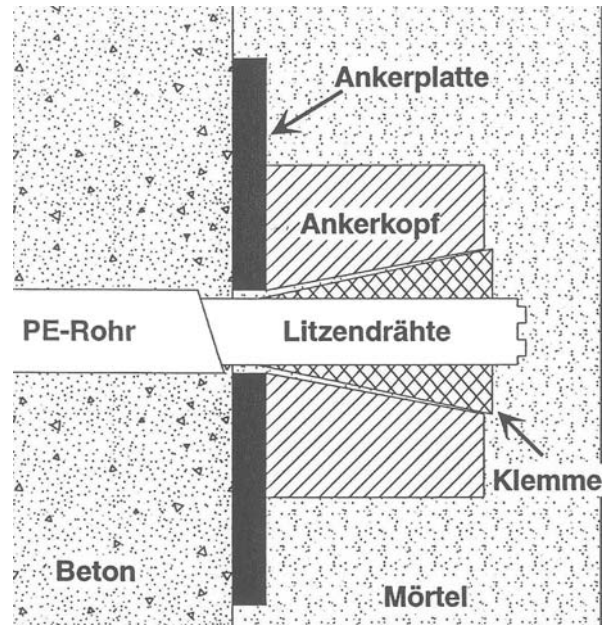


Bild 1: Schema der Verankerung.



Bild 2: Dunkle Verfärbungen, „Fettflecken“ auf dem Mörtel der Ankerischen.

war das Fett mit abnehmender Intensität mit Korrosionsprodukten vermischt. In den Nischen, in den Korrosionsprodukten und in den Ablagerungen an einer Nischenoberfläche wurden grosse Mengen an Essigsäure nachgewiesen und in den Korrosionsprodukten waren Bakterien feststellbar.

Die „intakten“ Verankerungen wiesen dieselben Erscheinungen auf, die Querschnittsverminderungen hatten jedoch noch keinen Litzenbruch zur Folge (**Bilder 3 bis 5**). Die Flecken an der Oberfläche entsprachen Stellen, wo entweder das Hüllrohr eine Beschädigung aufwies, oder der Nischenmörtel im Inneren dunkel verfärbt war.



Bild 3: Beschädigtes Hüllrohr an der Stelle eines „Fettflecks“.



Bild 4: Gebrochenes Litzenende mit starkem Materialabtrag an den äusseren Drähten.

Weshalb und wie das Korrosionsschutzfett abgebaut wurde und die Essigsäure entstehen konnte, ist noch unklar. Denkbar ist, dass die erhöhte Temperatur im Zementsilo (maximal 65°C) den Abbauprozess beschleunigt hat. Die Essigsäure bildete zusammen mit der vorhandenen Feuchtigkeit, die durch die ungenügende Nischenabdichtung eindringen konnte, einen hoch korrosiven Flüssigkeitsfilm auf der Litzenoberfläche im Bereich der Ankerplattenaussparung, der den starken Materialabtrag an den Litzen zur Folge hatte.



Bild 5: Noch nicht gebrochenes Litzenende auf der „intakten“ Seite: Starker Materialabtrag vor dem Stauchkopf.

Massnahmen

Da es sich vermutlich um einen systembedingten Schädigungsmechanismus handelt, musste im Laufe der Zeit mit weiteren Litzenbrüchen gerechnet werden. Es wurde deshalb der Ersatz sämtlicher Litzen empfohlen.

Folgerungen

Dieser Schaden ist in seiner Art in der Schweiz einzigartig. Weltweit wurden nur einige wenige ähnliche Fälle festgestellt (siehe **Kapitel 2.6.4 und 4.3**). Es ist unklar, inwieweit ähnliche oder auch andere Bauwerke durch den Abbau von Korrosionsschutzfetten bzw. durch die Abbauprodukte gefährdet sind.

Vorhandene Unterlagen

- Untersuchung im Zusammenhang mit einem Korrosionsschaden - PCW Thayngen, Dr. P. Richner; EMPA Bericht Nr. 163'669/1 vom 28. Juni 1996.
- Brief an Wildberger Schuler Partner AG in Schaffhausen, Dr. P. Richner, EMPA vom 3. September 1996.
- Klinkersilo Zementfabrik Thayngen aus „Vorgespannter Beton in der Schweiz“, TFB, 1974.

Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich

ZH-09

Bauherr:	Entsorgung + Recycling Zürich
Bauwerksart:	Behälter (Gasometertasse)
Bauwerksfunktion:	Gasspeicherung
Baujahr:	1964

Beschreibung des Bauwerkes

Das kreisrunde Gebäude hat einen Innendurchmesser von 34.50 m. Die 30 cm starken vorgespannten Wände aus Ortbeton erreichen eine lichte Höhe von fast 14 m und sind monolithisch mit der Bodenplatte verbunden (**Bild 1**). Das umbaute Volumen des Behälters beträgt ca. 13 000 m³.

Die Spannglieder, Typ BBRV mit Drähten (Ø 7 mm) im gewellten Metallhüllrohr, sind horizontal gespannt, um die Ringzugkräfte bei gefülltem Behälter zu überdrücken. Der Achsabstand der Spannglieder untereinander ist belastungsabhängig und variiert über die Wandhöhe zwischen ungefähr 20 und 70 cm. Über die Art und Weise der Verankerung der Spannglieder liegen keine Unterlagen vor.

Zum Schutz des Konstruktionsbetons wurden die Betonoberflächen der Wände auf der Behälterinnenseite beschichtet (Dicke ca. 0.4 mm).

Zustandsbeschreibung und allfällige Schadensursachen

Der Gasometer wurde vor geraumer Zeit ausser Betrieb genommen und die mechanischen Einrichtungen bis auf die Betonkonstruktion rückgebaut. Im Rahmen von betrieblichen Konzeptstudien wurde erwogen, den ehemaligen Gasometer für die Speicherung von Brauchwasser zu verwenden. Diese Nutzungsänderung machte eine Überprüfung von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit mit aktualisierten Informationen über den Zustand der Spannglieder der Konstruktion notwendig.

Trotz des stark säurehaltigen Wassers, das jahrelang auf die Innenfläche des Behälters einwirken konnte, wurde die Betontragstruktur im Flächenausmass als gut bewertet. In den oberen und unteren je etwa 2 m hohen Wandbereichen zeigten sich aber vertikale Risse mit Rissweiten an der Oberfläche von teilweise mehreren Millimetern, die gleichmässig über den Umfang verteilt auftraten. Als Ursachen für die Rissbildungen im unteren Wandbereich wurde differenzielles Schwinden zwischen Bodenplatte und Zylinderwand verantwortlich gemacht. Die Risse im oberen Wandbereich wurden auf die Dauerbelastung, die durch die dortige schwache Vorspannung nicht kompensiert werden konnte, zurückgeführt. Die nach der Erstellung im Sockelbereich der Wand festgestellten Risse wurden vermutlich kurz nach der Erstellung bzw. Inbetriebnahme mit PUR-Schaum ausinjiziert. Obwohl die Wand beschichtet war, waren die Risse aber offenbar nie ganz dicht (**Bild 2**). Beim Ausinjizieren wurde ausserdem zumindest in einem Fall ein Spanndraht mechanisch beschädigt.



Bild 1: Innenansicht der Behälterwand.



Bild 2: Riss in der Behälterwand.

In den Rissen war das Betongefüge zerstört und massive Korrosion an der schlaffen Bewehrung, den Hüllrohren und teilweise dem Spannstahl zu beobachten. Die seitliche Ausdehnung der Korrosionsherde in den Rissen reichte aber nicht mehr als etwa 50 mm über die linke und rechte Rissflanke hinaus (**Bilder 3 und 4**).

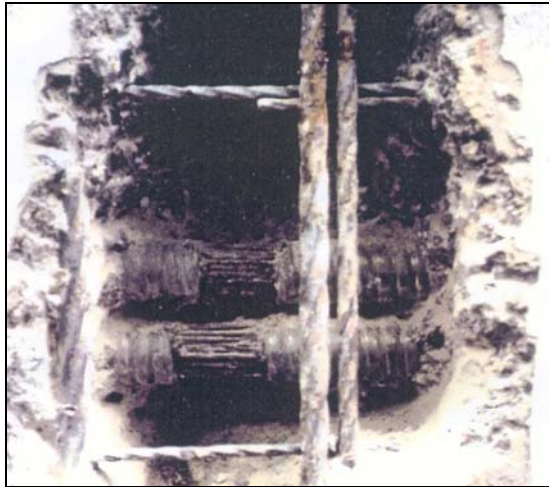


Bild 3: Freigelegte Spannglieder im Rissbereich.

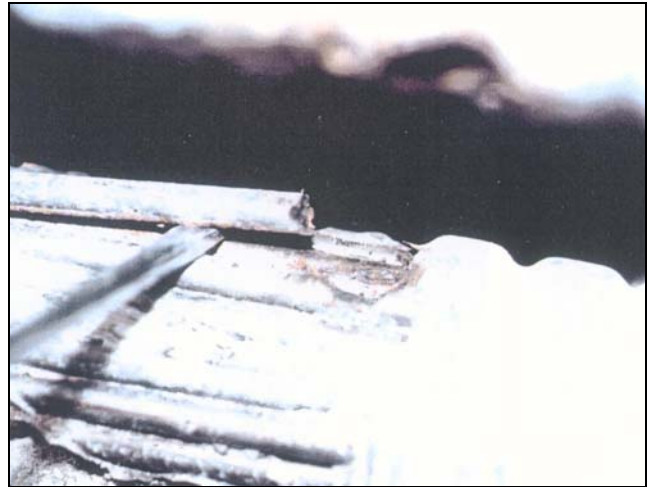


Bild 4: Spanndrähte im Rissbereich (Drahtbruch und Materialabtrag infolge mechanischer Verletzung und Korrosion).

Als Ursache für die Korrosion wurde auf eingeströmte Schadstoffgase (wie CO_2 , SO_2 , NO_x u. a.) verwiesen, die infolge der geringen Zirkulation des Wassers eine Aufkonzentration der Schadstoffe und eine Ansäuerung des Wassers bewirken konnten. Das in die Risse eindringende saure Wasser führte zur Auflösung des Zementsteins und durch das in die Tiefe wandernde saure Medium zu Korrosionsangriffen an der schlaffen Bewehrung und dem Spannstahl.

Massnahmen

Eine statische Nachrechnung auf Basis der damals aktuellen Normen und unter Einbezug des Bauwerkzustandes gestattete, den Behälter für die Speicherung von Flüssigkeiten zu nutzen, machte aber Auflagen zur maximalen Speicherrhöhe von Flüssigkeiten, falls der Behälter nicht verstärkt werde. Darüber hinaus musste für eine weitere mittel- bis langfristige Nutzung die Korrosion in den Rissen durch geeignete Instandsetzungsmassnahmen unterbunden werden.

Folgerungen

Durch Risse wird es korrosionsfördernden Medien ermöglicht, auch bei ausreichender Betonüberdeckung und evtl. weiteren Schutzschichten bis zu den Spanngliedern vorzudringen. Darüber hinaus können Risse zu Beschädigungen von Schutzbeschichtungen führen, falls die Beschichtung keine ausreichenden rissüberbrückenden Eigenschaften aufweist oder die Rissbreite zu gross ist. Die mögliche Rissbildung ist bei der Wahl des statischen Systems für das Bauwerk zu berücksichtigen und sollte ggf. durch geeignete konstruktive Massnahmen (z.B. zusätzliche rissverteilende Bewehrung oder rissüberbrückende Beschichtung) beeinflusst werden.

Vorhandene Unterlagen

- Nutzungsänderung Gasometer, Untersuchungsunterlagen des Tiefbauamtes der Stadt Zürich, Juli 1994.
- Instandsetzungen bei der ARA Werdhölzli, Referat Dr. P. Lüchinger, TFB-Veranstaltung 974890, 05.05.1998.
- Bericht SGK Nr. 9428, Gasometer, Kläranlage Werdhölzli – Potentialmessungen an Boden- und Wandflächen, 04.07.1994.

