

Korrosionsuntersuchung der Brückenfahrbahn „Viadotto Colle Isarco“ auf der Brennerautobahn

Der Zweck der im vorliegenden Beitrag beschriebenen Untersuchung bestand darin, die Betonstahlbewehrung und nach Möglichkeit auch die Spannglieder auf einer Fläche von insgesamt 8 000 m² der oberen Brückenfahrbahn des Viadukts „Viadotto Colle Isarco“ an der Brennerautobahn mittels Potentialfeldmessungen auf Korrosionserscheinungen zu untersuchen. So wurden Zonen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit ermittelt und anschließend durch Öffnen und Sandstrahlen inspiziert. Auf der Grundlage dieser Prüfungen konnte abgeschätzt werden, dass auf etwa 9 % der Gesamfläche eine hohe Korrosionswahrscheinlichkeit in den Spanngliedern gegeben ist. Bei früheren Inspektionen sind bereits gebrochene Spannglieder festgestellt worden. Sämtliche Brüche wurden dabei im Gewindebereich der Verbindungsgelenke festgestellt. In den korrodierten Spanngliedern, die in den „aktiven“ Zonen abseits der Verbindungsgelenke lagen, wurden dagegen keine Brüche gefunden. Von den gebrochenen Spanngliedern wurden Proben genommen und zur metallurgischen Analyse ins Labor geschickt. Dabei wurden keine Anzeichen für eine Wasserstoffversprödung des verwendeten Stahls festgestellt. Die Brüche, die in den Spanngliedern bei früheren Inspektionen festgestellt worden sind, wurden höchstwahrscheinlich durch Zyklen mit höherer Belastungsermüdung durch Verkehrslasten in Kombination mit Korrosion aufgrund belastungsempfindlicher Verbindungsgelenke verursacht.

1 Einleitung

Das Viadukt „Colle Isarco“ (Autobahnbrücke Gossensaß) ist Teil der Autobahn A22 „Autostrada del Brennero“ und liegt 10 km südlich der österreichisch-italienischen Grenze auf italienischem Gebiet etwa 1 200 m hoch in den Alpen. Es handelt sich um eine der längsten und höchsten Kastenträgerbrücken auf der Brennerstrecke (Bild 1).

Corrosion survey of the bridge deck “Viadotto Colle Isarco”/“Autobahnbrücke Gossensaß” on the Motorway called “Autostrada del Brennero” in North-Italy

The scope of this corrosion survey was to detect and quantify zones with high corrosion probability of the normal reinforcement and if possible the prestressed tendons of a total of 8 000 m² surface area of the upper bridge deck of the “Viadotto Colle Isarco”. This viaduct is part of the A22 Motorway called “Autostrada del Brennero” and lays 10 km’s south of the Austrian-Italian border in Italian territory approximately 1 200 m high in the Alps. In case serious problems were found no recommendations were requested at this point of the survey due to the size and the structural complexity of the concrete structure.

Zones with high probability of corrosion were identified by the potentials measured and inspected through scarification and sandblasting. Based on this verification it was estimated an approximate 9 % of the total surface area with high probability of corrosion in the prestressed tendons. This amount is based on adding up all measuring points with a potential being more negative than –450 mV divided by the total amount of measuring points. During previous inspections fractured prestressed tendons were found. All the fractures were found in the threaded region of the coupler joints but no fractures were found in corroded tendons laying in the “active” zones away from the coupler joints. Samples taken from the fractured tendons were sent to the lab for metallurgical analysis and revealed no susceptibility for hydrogen embrittlement of the steel used which has a perlitic microstructure. Fractures found in the tendons in previous inspections are most probably caused by major stress fatigue cycles from traffic loads in combination with corrosion due to the stress-sensitive couplings. Exactly similar cases (*Heerdter crossing in Düsseldorf in 1976*) were found in old reports, e.g. published in the technical report 26 “Influence of material and processing on Stress Corrosion Cracking of prestressing steel – case studies” by the International Federation for Structural Concrete (fib) in Lausanne.

Das gesamte Viadukt ist 1 028,8 m lang, mit einem freitragenden Mittelfeld von 163 m Länge. Die A22 führt von Innsbruck (Österreich) bis nach Modena (Italien) und ist ungefähr 360 km lang (Bild 2). Die zu untersuchenden Oberflächenbereiche der Brückenfahrbahn wurden auf jene Stellen begrenzt, an denen die Spannglieder der maximalen Spannung ausgesetzt sind (vgl. auch Bild 7). In diesen Zonen mit maximaler Spannung können die Spannglieder in Kombination mit dem hochfesten Stahl



Bild 1 Viadotto „Colle Isarco“/„Autobahnbrücke Gossensaß“
Viadotto “Colle Isarco”/“Autobahnbrücke Gossensaß”

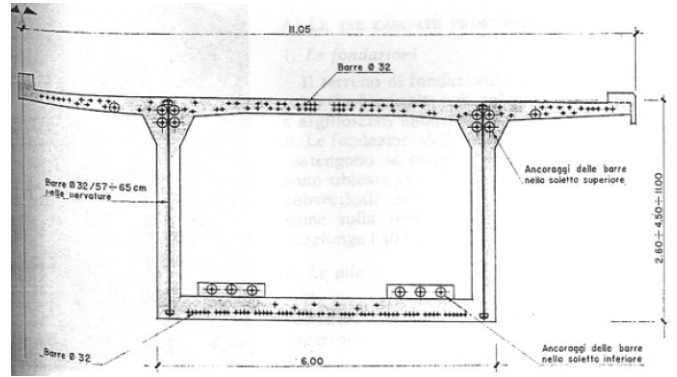


Bild 3 Querschnitt der Kastenträgerbrücke mit den Spanngliedern
Cross section of the box girder bridge with the prestressed tendons

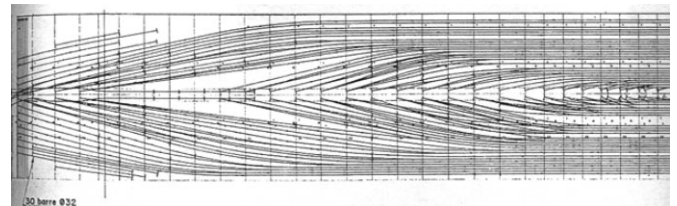
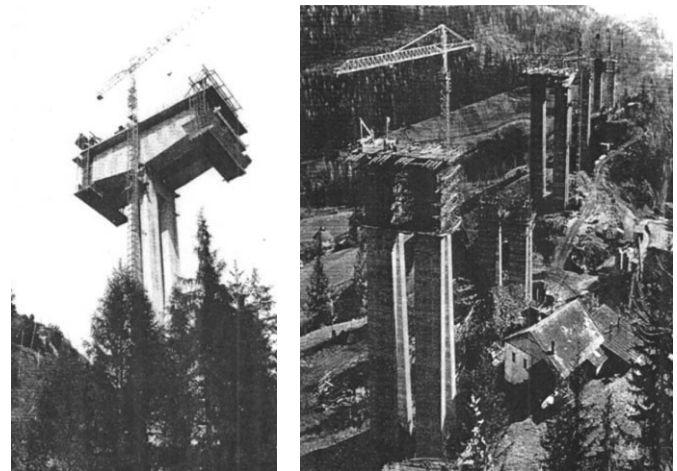


Bild 4 Draufsicht auf die Spannglieder
Top view of the prestressed tendons



Bild 2 Standort des Viadukts
Location of the Viaduct



Bilder 5 und 6 Bau der Brücke im Jahr 1969
The bridge under construction in 1969

für Wasserstoffversprödung anfällig sein. Die betroffene Fläche belief sich auf schätzungsweise insgesamt 8 000 m².

Im Zuge von Instandsetzungsarbeiten an der Brückendecke wurden mehrere korrodierte und gebrochene Spannglieder entdeckt. Daraufhin wurden Korrosionsuntersuchung initiiert, die in diesem Beitrag beschrieben werden. Die Bilder 3 bis 6 zeigen die Spanngliederführung der Brücke. Bild 8 zeigt den Aufbau der Spannglieder. Bei den Instandsetzungsarbeiten wurden die Betondeckschicht samt Bewehrungsstäben knapp über den Spanngliedern vollständig entfernt und ersetzt (Bild 9).

Bild 10 zeigt mehrere Proben, die den gebrochenen Spanngliedern entnommen und zur metallurgischen Analyse ins Labor der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart geschickt wurden.

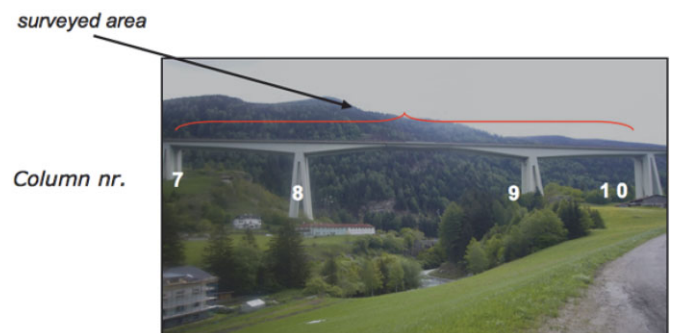


Bild 7 Untersuchter Bereich des Bauwerks
The zone of the construction which is subjected to the survey

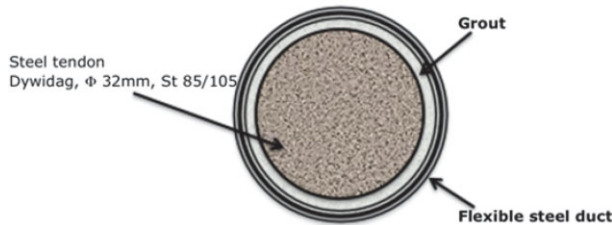


Bild 8 Spannglieder in einem mit Mörtel gefüllten flexiblen Hüllrohr
Prestressed steel tendons laying in a flexible steel duct filled with grout

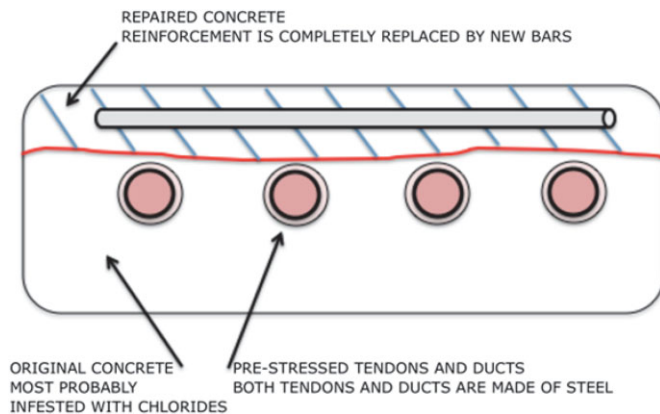


Bild 9 Durchgeführte Instandsetzung an Brückendecke knapp unterhalb der Asphaltenschicht
Situation of the bridgedeck just beneath the asphalt layer



Bild 10 Von den gebrochenen Spanngliedern zur metallurgischen Analyse entnommene Proben
Samples taken from the fractured tendons for metallurgical analysis

Den Plänen zufolge wurden die Spannglieder aus St 85/105 hergestellt, bei dem es sich um einen warm gewalzten, gespannten und vergüteten Stahl handelt, der nach dem Abkühlen ein perlitisches Gefüge aufweist [1]. Die Laboranalyse sollte aufzeigen, ob das verwendete Material den Materialvorgaben entspricht. Als wichtiges Detail ist die Tatsache erwähnenswert, dass auf der Brückenfahrbahn aufgrund der Höhenlage der Brücke in einem Gebiet mit langen und eiskalten Wintern, in denen häufig Temperaturen von -15°C erreicht werden, große Mengen an Tausalzen eingesetzt werden.

2 Versuche

2.1 Vorbemerkungen

Während der Untersuchung wurden die folgenden zerstörungsfreien Prüfungen durchgeführt:

1. Kartierung der gemessenen Potentiale
2. Überprüfung von Zonen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit
3. Metallurgische Analyse
4. Analyse des Chloridgehalts

Ein charakteristisches Merkmal für die Korrosion von Stahl in Beton ist die Bildung von Makrozellen. Das bedeutet, auf einem Bewehrungsstab liegen passive Bereiche neben korrodierenden Bereichen und bilden eine galvanische Zelle, wobei der korrodierende Bereich als Anode und die passive Oberfläche als Kathode wirkt. Die Spannung einer solchen Zelle kann einen Wert von bis zu 0,5 V oder einen noch höheren Wert erreichen, insbesondere, wenn Chloridionen vorhanden sind.

2.2 Kartierung der gemessenen Potentiale

Die Methode der Potentialfeldmessung kann zur Ermittlung von Korrosion an Spanngliedern in Spannbeton verwendet werden. Mit dieser Methode werden die Differenzen zwischen dem Potential im Spannglied und dem Potential geeigneter Referenzelektroden gemessen, die an verschiedenen Stellen der Betonoberfläche platziert sind. Die Betonoberfläche wird befeuchtet, um eine ausreichende elektrische Leitfähigkeit sicherzustellen. Außerdem ist zu beachten, dass die Bewehrungsstäbe elektrisch durchgängig sein müssen. In der Regel ist die Korrosion an Stellen mit einem hohen negativen Potential und großen Potentialgefällen am größten. Bild 11 zeigt die verwendete Ausrüstung. Bei dem Gerät handelt es sich um einen Hochimpedanzmeter, der über ein eingebautes Softwaresystem verfügt.

Um die Korrosion und das Ausmaß zu bewerten, in dem die Korrosion zu Rissbildung und Abplatzen des Betons führen könnte, ist es wichtig, die genauen Lagen der passiven und aktiven Zonen des Bauwerks zu kennen. Zu diesem Zweck muss die Messung in einem Raster durchgeführt werden, das die gesamte Betonoberfläche abdeckt. Der Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten beträgt bei dieser Untersuchung 55 cm in Querrichtung und 95 cm in Längsrichtung. Dieser Abstand wird durch die Eigenschaften der Messausrüstung bestimmt. Die Ausrüstung wurde wegen der großen Oberfläche und der begrenzt verfügbaren Zeit speziell an das vorliegende Projekt angepasst, um das Messverfahren zu erleichtern und gleichzeitig zu beschleunigen.

Ein Problem, das bei der Kartierung hätte auftreten können, bestand darin, dass die Brückenfahrbahn mit einer acht Zentimeter dicken Asphaltenschicht bedeckt war und zwischen Asphaltenschicht und Betonschicht oftmals eine



Bild 11 Für die Potentialfeldmessungen verwendete Ausrüstung
Equipment used for the potential measurements

Bitumenschicht verlegt worden ist. Daraus könnten sich während der Untersuchung Probleme ergeben, weil die Bitumenschicht einen sehr hohen Widerstand aufweist. Aus Erfahrung ist bekannt, dass durch Befeuchten der Asphaltoberfläche ordentliche Ergebnisse erzielt werden. Im Grunde genommen wurde die Ausrüstung also so geändert, dass alle erforderlichen Messverfahren von einer einzigen Position aus und von einer Person durchgeführt werden konnten, ohne dass diese Person ihre Position oder die Positionen der Ausrüstung ändern musste.

Die Ausrüstung besteht aus mehreren Teilen. Bild 11 zeigt das Gerät zum Messen und Speichern der Daten. Windowsbasierte Software, mit der die von dem Instrument gemessenen Daten heruntergeladen, angezeigt und bearbeitet werden können, ist bereits integriert. Bild 11 zeigt auch zwei Messräder, die in einem Abstand von 55 cm zueinander an eine Welle angeschlossen sind. Jedes Rad enthält eine eingebaute Cu/CuSO_4 -Referenzzelle samt einem Druckbehälter mit Schläuchen, mit denen die Räder ständig befeuchtet werden. Die Messung wird folgendermaßen durchgeführt:

- Kontrolle der Durchgängigkeit der Bewehrung
Auf der Brückenfahrbahn wurden nach dem Zufallsprinzip in einem Abstand von ungefähr 30 m zueinander mehrere Stellen ausgewählt, an denen ein Loch mit einem Durchmesser von 10 cm durch die Asphalt-schicht bis zur Bewehrung gebohrt wurde. Mit einem LCR-Meter wurde der Widerstand zwischen diesen Stellen gemessen. Bei einer guten elektrischen Durchgängigkeit zwischen den Bewehrungsstäben sollte der von dem LCR-Meter angezeigte Gesamtwiderstand abzüglich des Drahtwiderstands nicht größer sein als 1 Ohm.
- Erdung des Instruments mit der Bewehrung
Diejenigen zur Bewehrung gebohrten Löcher, die eine gute elektrische Durchgängigkeit anzeigten, wurden zur Erdung des Instruments verwendet.
- Bei der Durchführung der Untersuchung (vgl. Bild 11) werden die Daten automatisch gespeichert.

2.3 Überprüfung von Zonen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit

Während der Korrosionsuntersuchung wurde jeder Messpunkt auf der Brückendecke genau überwacht und wenn Potentiale gemessen wurden, die auf eine hohe Korrosionswahrscheinlichkeit hindeuteten, wurden diese Punkte mit Kreide markiert, um dort dann später zu überprüfen, ob Korrosion oder gebrochene Spannglieder vorliegen.

2.4 Metallurgische Analyse

Mit der metallurgischen Analyse soll die mögliche Ursache der gebrochenen Proben entdeckt werden, wie zum Beispiel Wasserstoffversprödung. Außerdem wird dabei kontrolliert, ob das eingesetzte Material den Vorgaben entspricht. Laut Spezifikation wurden die Spannglieder von Dywidag hergestellt und haben die Kurzbezeichnung St 85/105, ehemals St 835/1031. Diese Spannglieder sind aus warm gewalztem Stahl aus einer Silizium-Mangan-Kohlenstofflegierung hergestellt, der ein perlitisches Gefüge aufweist.

2.5 Analyse des Chloridgehalts

Die Chloridionen können entweder von den Bestandteilen des Betongemischs stammen, können als Beschleuniger (CaCl_2) beigemischt worden sein oder können durch den erhärteten Beton eindringen. Bei dem gebräuchlichsten Bewertungsverfahren zur Bestimmung des Ursprungs der Chloride wird anhand der Analyse von Proben, die aus unterschiedlichen Tiefen entnommen wurden, ein Chlorideindringprofil erstellt. Daraus kann abgelesen werden, aus welcher Quelle die Chloride stammen.

Die Betonproben werden entnommen, indem mit einer Schlagbohrmaschine mit einem Bohrer mit 50 mm Durchmesser stufenweise ein Loch gebohrt und der Staub in 0–20 mm, 20–40 mm und 40–60 mm Tiefe gesammelt wird. Außerdem werden Betonproben direkt von den Spanngliedern während der Korrosionsprüfungen entnommen.

3 Ergebnisse

3.1 Kartierung der gemessenen Potentiale

Die Ergebnisse der Kartierung werden als „farbige“ Korrosionskarten zusammengestellt, auf denen die Farbe eines jeden Messpunkts den Potentialbereich anzeigt. In Bild 12 sind die vier Zonen dargestellt, in die die Ergebnisse der Korrosionsuntersuchung unterteilt werden.

Farbbereiche: Grün und Gelb zeigen eine niedrige Korrosionswahrscheinlichkeit an. Der Unterschied zwischen den grünen und den gelben Zonen dürfte im unterschiedlichen Feuchtigkeitsgrad des Betons liegen. Gelb darge-

stellte Messpunkte weisen höchstwahrscheinlich einen höheren Feuchtigkeitsgehalt des Betons auf. Rot dargestellte Messpunkte zeigen Punkte mit einer höheren Korrosionswahrscheinlichkeit an. Je dunkler die Farbe auf den Farbkarten dargestellt ist, desto negativer ist das Korrosionspotential.

3.2 Analyse des Chloridgehalts

Die Ergebnisse sind in Tab. 1 dargelegt. Die genauen Standorte der entnommenen Proben finden sich in den präsentierten Farbkarten.

4 Erörterung

4.1 Allgemeines

Stahl, der in Beton einer guten Qualität eingebettet ist, wird durch das stark alkalische Porenwasser geschützt, das den Stahl passiviert, wenn Sauerstoff zur Verfügung steht. Dieser Elektrolyt ist hauptsächlich eine saturierte $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung ($\text{pH} = 12$). Sind in den Betonausgangsstoffen aber alkalische Kationen wie K^+ oder Na^+ vorhanden, kann dies den pH -Wert der Porenlösung auf bis zu 14 erhöhen.

Bei früheren Studien [2] wurden die Anwesenheit von Fe_3O_4 (Magnetit) und $\text{g-Fe}_2\text{O}_3$ (g-Hämatit) sowie ein Redoxprozess nachgewiesen:



der in der Außenschicht des Passivüberzugs stattfindet. Dieser passive Überzug oder Schutzfilm kann nur durch

Karbonatisierung des Betons reduziert werden oder wenn an der Stahloberfläche ein kritischer Chloridgehalt überschritten wird (Depassivierung). Dadurch kann die Bewehrung korrodieren, wenn an der Stahloberfläche eine ausreichende Menge an Feuchtigkeit und Sauerstoff zur Verfügung steht [3]. Diese Reaktionen führen dazu, dass sich Regionen mit unterschiedlich hohen elektrochemischen Potentialen bilden, die zu einem Stromfluss innerhalb des Betons führen. Der Stromfluss im Beton wird von einem elektrischen Feld begleitet, das auf der Betonfläche gemessen werden kann, wie aus Bild 13 ersichtlich ist. Dabei bilden sich Äquipotentiallinien, die eine Lokalisierung der Zonen mit der stärksten Korrosion an den Stellen mit den negativsten Werten ermöglichen.

Die Potentiale in diesem elektrochemischen Kreis können mit einer Messelektrode auf der Betonoberfläche gemessen werden. Dieses Messverfahren wird auf dieselbe Weise durchgeführt, wie die Messung von Redox-Potentialen in einer galvanischen Zelle: Es wird eine Halbzelle oder Referenzzelle/Referenzelektrode mit einem Schwamm für den leitenden Kontakt verwendet. Zum Messen wird ein gutes Hochimpedanz-Voltmeter (zur Verhinderung von Polarisationswirkungen auf den Bewehrungsstab und auf die Referenzelektrode) verwendet, dessen einer Pol an der Bewehrung geerdet wird. Das Potential der Referenzelektrode in Bezug auf die Bewehrung kann abgelesen werden. Die auf diese Weise erhaltenen absoluten Werte können von vielen Faktoren beeinflusst werden, die schwer zu bestimmen sind und daher oft Anlass zur Kritik im Hinblick auf die richtige Interpretation der gemessenen Werte geben. Der Grund dafür besteht darin, dass in der ASTM-Norm nur normale Bedingungen angegeben werden, in denen eine Korrosion erwartet oder nicht erwartet werden kann.

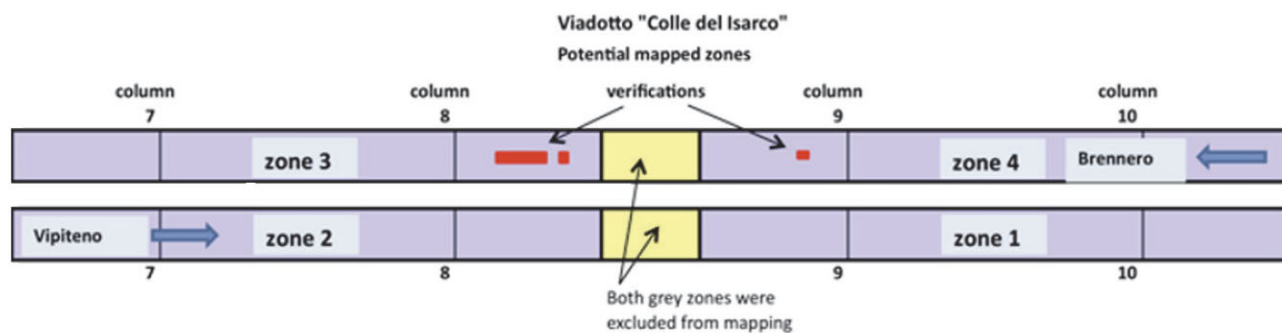


Bild 12 Zonen, in die die Farbkarten unterteilt sind
Zones in which the colour cards are divided

Tab. 1 Ergebnisse der Chloridbestimmung
Results chloride analysis

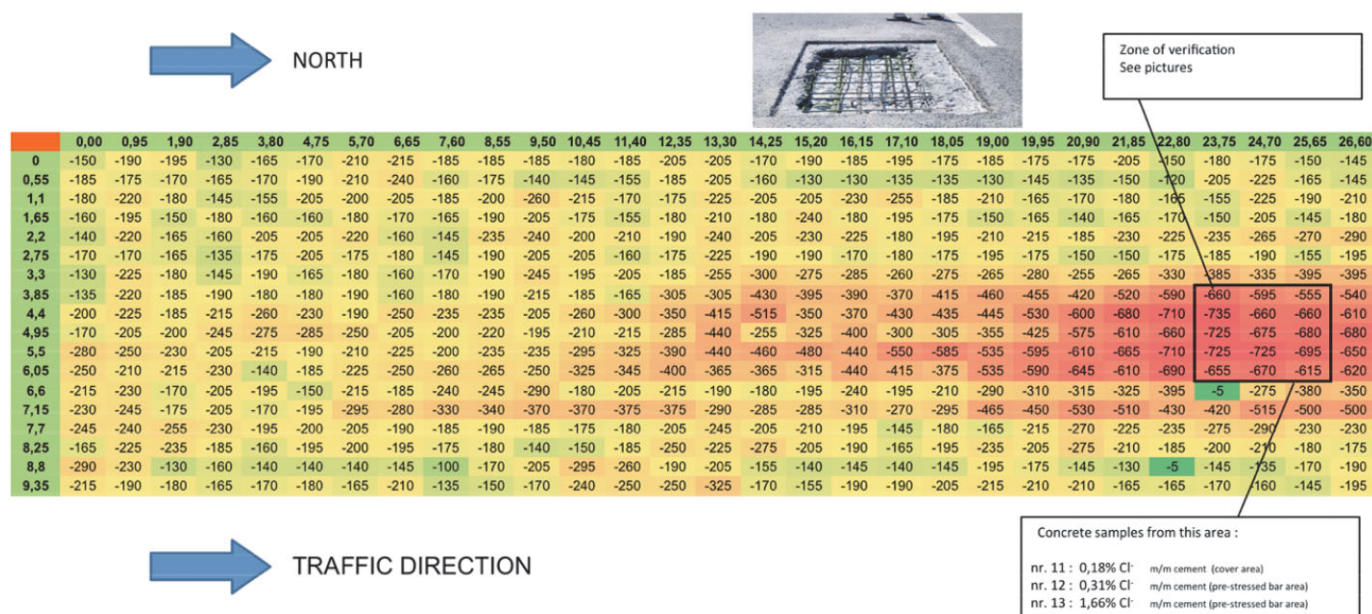
	sample	cement	Cl- cement		
		type		% m/m	
1	0 - 20mm	1-1	portland	31,2	0,07
2	20-40mm	1-2	portland	31,8	0,08
3	40-60mm	1-3	portland	31,0	0,09
4	0 - 20mm	2-1	portland	33,6	0,08
5	20-40mm	2-2	portland	30,0	0,08
6	40-60mm	2-3	portland	33,3	0,08
7	0 - 20mm	3-1	portland	32,3	0,15
8	20-40mm	3-2	portland	15,1	0,07
9	40-60mm	3-3	portland	14,7	0,12
10	0 - 10mm	4-1	portland	12,3	0,09
11	10-20mm	4-2	portland	33,4	0,09
12	20-30mm	4-3	portland	30,0	0,06
13	0 - 20mm	5-1	portland	33,0	0,12
14	20-40mm	5-2	portland	34,3	0,16
15	40-60mm	5-3	portland	34,9	0,21
16	0 - 20mm	6-1	portland	34,7	0,57
17	20-40mm	6-2	portland	34,0	0,05
18	40-60mm	6-3	portland	34,2	0,03
19	0 - 20mm	7-1	portland	30,8	0,15
20	20-40mm	7-2	portland	29,8	0,19
21	40-60mm	7-3	portland	33,3	0,45
22		8	portland	35,2	0,07
23		9	portland	35,8	0,07
24		10	portland	34,5	0,07
25		11	portland	32,0	0,18
26		12	portland	33,2	0,31
27		13	portland	33,9	1,66
28		14	portland	33,9	0,86
29		15	portland	35,7	0,79
30		16	portland	33,6	0,90
31		17	portland	32,3	0,44
32		18	portland	35,5	1,56
33		19	portland	34,1	0,72
34		20	portland	31,9	0,65
35		21	portland	34,4	1,06
36		22	portland	34,4	0,80
37		23	portland	36,7	1,18

In der Norm werden keine möglichen Interpretationen für Fälle erörtert, in denen die Werte in anderen Situationen gemessen werden, wie zum Beispiel niedrige Potentialgefälle, Karbonatisierung, Feuchtigkeitsänderungen und die spezifischen Widerstandsänderungen des Betons. Die Werte sollten also mit Sorgfalt interpretiert werden.

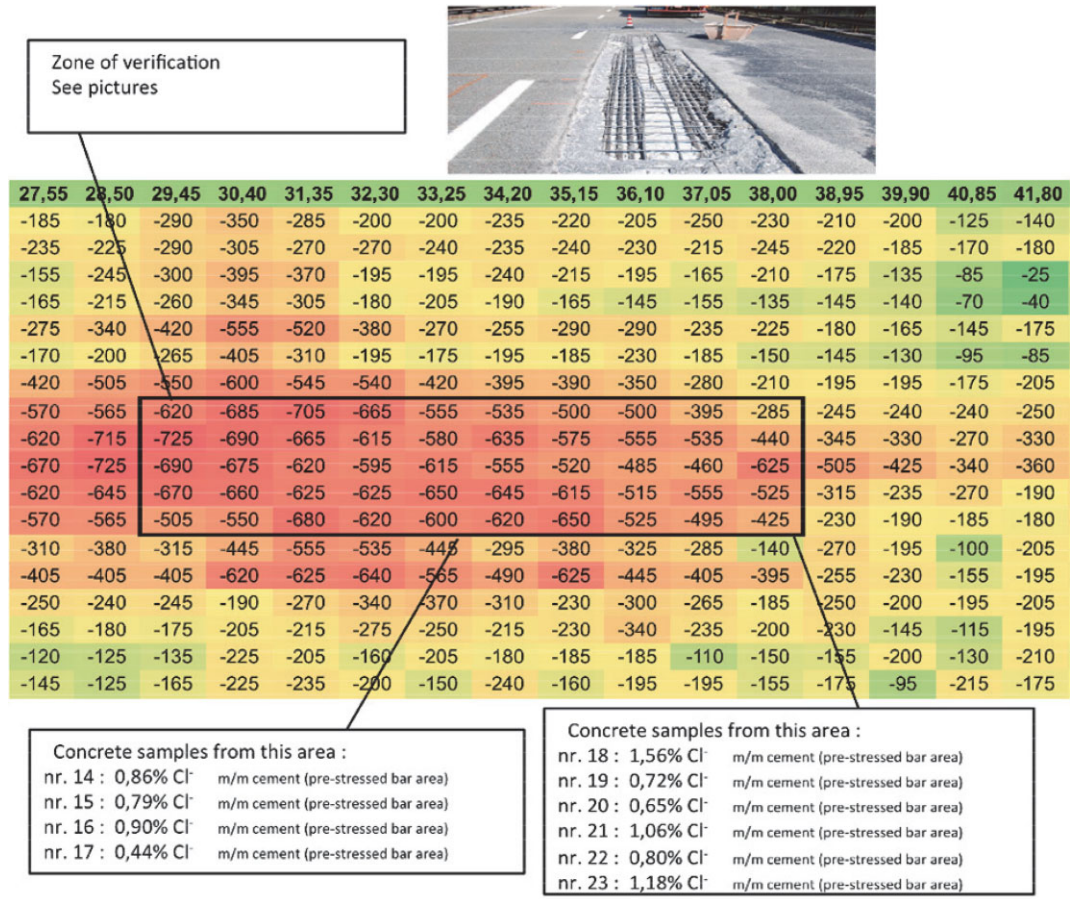
Von der insgesamt etwa 8000 m² großen Fläche, auf der die Potentiale kartiert worden sind, wiesen 25 % Bereiche auf, in denen die Werte negativer waren als -350 mV [4]. Das heißt jedoch nicht unbedingt, dass sämtliche Spannglieder an all diesen Stellen korrodieren. Wie in Bild 9 gezeigt, liegen die Bewehrungsstäbe über den Spanngliedern, es bestand also die Möglichkeit, dass die Potentiale aktive Bewehrungsstäbe und passive Spannglieder angezeigt haben. Da kurz zuvor fast die gesamte Oberfläche der Brückenfahrbahn komplett instandgesetzt worden ist und weil in bestimmten Bereichen sehr negative Potentiale gemessen wurden, befürchtete man, dass es an den betreffenden Stellen zu einem besonderen Phänomen gekommen ist, das Makrokorrosionszellen genannt wird und die Korrosion der Spannglieder beschleunigen könnte (Bild 14).

Die Spannglieder liegen im ursprünglichen Beton mit einem relativ hohen Chloridgehalt, wie sich aus der Chloridanalyse ergeben hat. Diese Spannglieder stehen unter Spannung und aus Gründen der Tragsicherheit kann der Beton rund um diese Spannglieder nicht erneuert werden. Die erneuerte oberste Schicht der Brückendecke besteht jedoch aus frischem hochalkalischem Beton mit passiven Bewehrungsstäben. Wie Bild 14 zeigt, sind diese passiven Bewehrungsstäbe aufgrund ihrer Position anfälliger für die Sauerstoffreduktionsreaktion als die passiven Spannglieder. Die Sauerstoffreduktionsreaktion wird die Korrosionsreaktion der aktiven Spannglieder höchstwahrscheinlich beschleunigen. Das kann lediglich durch

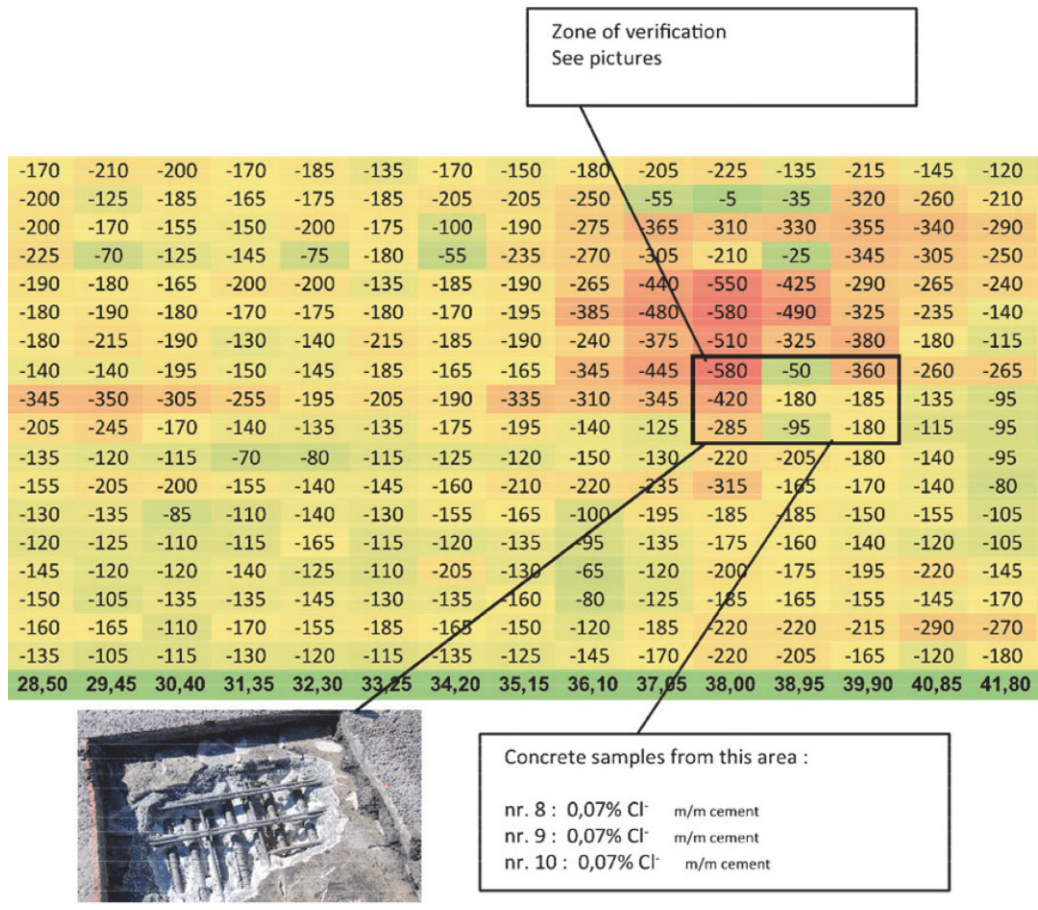
Ergebnisse der Korrosionsuntersuchung. Zone 3a der Brückenfahrbahn mit überprüften Stellen der Spannglieder
Results corrosion survey, Zone 3a of the bridge deck with verified locations of the prestressed tendons



Ergebnisse der Korrosionsuntersuchung 2. Angrenzende Fläche der Zone 3a mit überprüften Stellen
Results corrosion survey 2. Adjacent surface of zone 3a with verified locations



Ergebnisse der Korrosionsuntersuchung 3. Zone 4 mit überprüften Stellen
Results corrosion survey 3. Zone 4 with verified locations



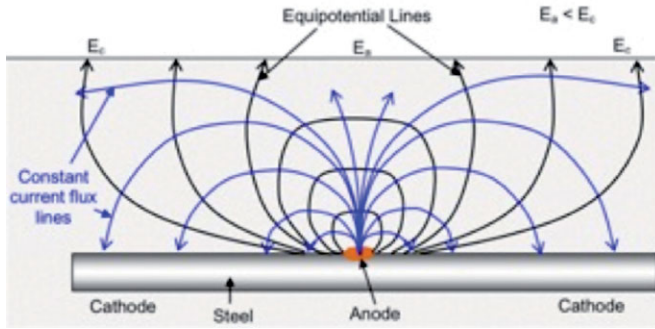


Bild 13 Potentiale können auf der Betonoberfläche wegen der Äquipotentiallinien gemessen werden
Potentials can be measured on the concrete's surface due to the equipotential lines

Sichtkontrollen bei zerstörenden Überprüfungen der Zonen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit untersucht werden. Indem der Beton bis zur Tiefe der Spannglieder abgetragen wurde, konnten diese Zonen überprüft werden.

Nach dem Aufreißen des Betons und nach dem Sandstrahlen wurden diese Bereiche untersucht. In Bild 15 sind die stark korrodierten Spannglieder und die sehr passiven, darüber liegenden Bewehrungsstäbe klar zu erkennen. Mehrere Lochfraßstellen in den Stäben weisen eine Tiefe von 6 mm auf, was auf einen starken Chloridangriff hinweist.

In Bezug auf Chloridangriffe herrscht in der Literatur allgemeines Einverständnis darüber, dass Chloridionen zur Depassivierung führen. Es herrscht auch allgemeines Einverständnis darüber, dass eine kritische Konzentration von Chloridionen, die zu Depassivierung führt, existiert. Es besteht aber kaum Einigkeit über die genaue Chloridmenge, die erforderlich ist, um Flussstahl zu depassivieren. Der kritische Chloridgehalt oder die Chloridschwellkonzentration ist die Konzentration von Cl⁻-Ionen, die ausreicht, um im Laufe der Zeit aktive Korrosion oder Lochfraß einzuleiten. Der kritische Chloridgehalt wird üblicherweise als Gesamtchloridgehalt im Verhältnis zum Gewicht des Zements (M.-%/Zement) angegeben. Der Hauptgrund dafür besteht darin, dass die Bestimmung des Gesamtchloridgehalts in einem bestehenden Bauwerk relativ einfach und in Normen gut dokumentiert ist.

Viele nationale und internationale Empfehlungen, wie zum Beispiel RILEM, CEB und CUR führen einen kritischen Chloridgehalt von 0,4% M.-%Zement an. Im Grunde genommen heißt das, dass Korrosion und Lochfraß höchstwahrscheinlich bei einem Chloridgehalt über diesem Wert eingeleitet werden. Frühe Untersuchungen, die HAUSMANN [5] im Jahr 1967 durchgeführt hatte, ergaben auf der Grundlage einer simulierten Porenlösungschemie bei einem pH-Wert um 13,5 ein [Cl⁻/OH⁻]-Verhältnis von 0,63, über dem chloridinduzierte Korrosion schneller stattfindet als die Reparatur des passiven Schutzüberzugs durch Hydroxylionen. Aus anderen Studien, die beispielsweise von DIAMOND [6] durchgeführt

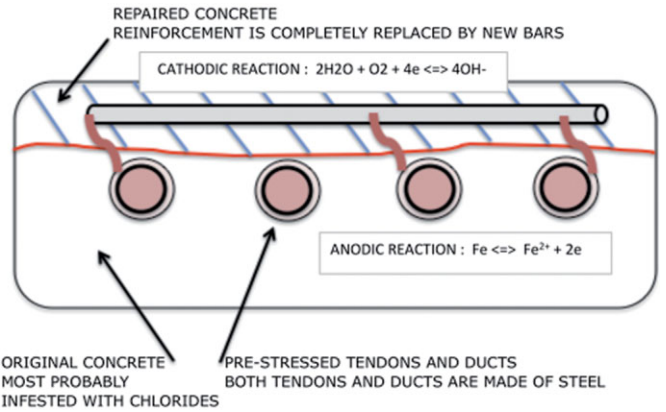


Bild 14 Durch die Bildung von Makrokorrosionszellen kann die Korrosion der Spannglieder beschleunigt werden
Possible macro corrosion cell occurring and accelerating the corrosion rate of the tendons

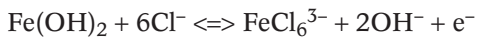


Bild 15 Trotz stark korrodierten Spannglieder und 6 mm tiefen Lochfraßstellen wurden an weit von den Kopplungen entfernten Stellen keine Brüche gefunden
Despite heavily corroded tendons and 6 mm deep "pits", no fractures in the tendons were found at locations away from the couplers

wurden, ergab sich jedoch, dass das [Cl⁻/OH⁻]-Verhältnis, bei dem das Korrosionsrisiko signifikant ist, in typischen Zementsteinen auf bis zu 0,3 abfällt.

Die Chloridkonzentration, die Depassivierung verursacht, hängt stark von anderen Variablen ab, wie zum Beispiel der Sauerstoffkonzentration, dem pH-Wert, den Oberflächenbedingungen der Bewehrungsstäbe, der Anwesenheit von anderen Ionen in der Porenlösung sowie von verschiedenen Betoneigenschaften, zu denen auch die Art der Gesteinskörnung, die Art der Betonzuschlagstoffe, die Mischrezeptur, der Feuchtigkeitsgehalt und der Luftgehalt gehören [7]. Ein passiver Überzug enthält zahlreiche Fehler und Mängel, selbst wenn er sich auf einem Metall hoher Reinheit abhängig von dessen Gefüge bildet. Chloridionen durchdringen die Oxidschicht an diesen Mängeln aufgrund der Auflösung der reaktiven Sauerstoffspezies in der Oxidschicht. Unabhängig von ihrem Mechanismus ist die Einleitung der Korrosion ein lokalisiertes Phänomen, das durch eine ausreichende Konzentration von Chloridionen verursacht wird.

Einigen Studien zufolge [8] wird ein Lochfraßangriff durch eine ausreichende Konzentration von Chloridionen verursacht und tritt vorwiegend in Bereichen mit einem niedrigen Gehalt an gelöstem Sauerstoff auf. Der Oxidüberzug, der sich anfänglich auf Stahl in Beton bildet, ist $\text{Fe}(\text{OH})_2$, das dann entweder zu Eisenoxid (Fe^{2+}) oder Eisen-3-Oxid (Fe^{3+}) umgewandelt wird (auch bekannt als $\gamma\text{-FeOOH}$). Obwohl $\gamma\text{-FeOOH}$ wegen der beiden Oxide stabiler ist, bildet es sich langsamer. Weil diese Umwandlungen nie abgeschlossen sind, können Chloridionen mit der Umwandlung von $\text{Fe}(\text{OH})_2$ in $\gamma\text{-FeOOH}$ durch die folgende Reaktion in Wettstreit treten:



Der in dieser Gleichung gebildete Chloridkomplex ist in der umgebenden Porenlösung löslich und bietet daher auf der Oberfläche der Bewehrungsstäbe keinen Schutz vor Korrosion. Porenlösungen, die ausreichende Chloridkonzentrationen enthalten, fördern Depassivierungsbereiche auf der Oberfläche der Bewehrungsstäbe, in denen das Eisenoxid nicht in $\gamma\text{-FeOOH}$ umgewandelt worden ist, selbst dann, wenn der pH-Wert der Porenlösung höher ist als 11,5.

Bei der Analyse des Chloridgehalts der Proben ist ein Unterschied zwischen der erneuerten obersten Schicht der Brückendecke und dem ursprünglichen Beton unter dieser instandgesetzten Schicht erkennbar. In Tab. 1 sind die Ergebnisse des Chloridgehalts dargestellt. Die Proben 1 bis 21 wurden aus den Betonkernen entnommen, die in die oberste Schicht der Brückendecke gebohrt wurden, und die Proben 22 bis 37 wurden den Betonstücken des ursprünglichen Betons rund um die Spannglieder entnommen. Es ist deutlich zu sehen, dass die Proben, die der instandgesetzten Brückendecke entnommen wurden, (1 bis 23) einen erheblich niedrigeren Chloridgehalt aufweisen als die Proben, die aus dem ursprünglichen Beton (22 bis 37) genommen wurden. Dennoch weisen bereits die ersten 20 mm im Vergleich zu den Werten aus einer Tiefe von 20–60 mm eine geringe Erhöhung des Chloridgehalts auf. Das deutet darauf hin, dass aufgrund der Tatsache, dass hier fast sechs Monate im Jahr Tausalze verwendet werden, nach wie vor Chloride eindringen. Insbesondere die Proben, die aus dem Beton rund um die Spannglieder entnommen wurden, weisen einen Chloridgehalt von über 1 M.-% auf. Das deutet auf eine hohe Wahrscheinlichkeit für eine chloridinduzierte Korrosion hin.

4.2 Anfälligkeit von Spannstahl

Bei Spannstahl kann die Anwesenheit winzig kleiner Mengen Wasserstoff zu irreversiblen Schäden führen. Daher ist die Anfälligkeit von Stahl für Wasserstoff von enormer Bedeutung. Während des Korrosionsprozesses werden vom Wasser Wasserstoffatome freigesetzt, die dann vom Stahl absorbiert werden. In Spannstählen kann Wasserstoff unter mechanischen Belastungen zu Haarrissen

in kritischen Tragwerksbereichen, wie zum Beispiel Korngrenzen, führen. Diese Risse können größer werden und zu Brüchen führen. Atomarer Wasserstoff, der auf der Stahloberfläche freigesetzt wird, kann absorbiert und durch Diffusion in multiaxialen, gestreckten plastischen Zonen, Rissspitzen, Lochfraßstellen und Ausfällungen im Stahltragwerk angereichert werden.

Die Anfälligkeit von Spanngliedern für Wasserstoffversprödung hängt von der chemischen Zusammensetzung des Stahls, dem Produktionsprozess und der anschließenden Behandlung (beispielsweise Wärmebehandlung) ab. Wenn optimale Eigenschaften erzielt werden, können alle Arten von Spannstählen (warmgewalzter, vergüteter, kaltgeformter Stahl) verwendet werden ohne befürchten zu müssen, dass Korrosionsprobleme eintreten. Stahlarten, bei denen der Großteil der Korngrenzen rechtwinklig zu den einwirkenden Kräften liegt, sind am meisten gefährdet. Zu dieser Gruppe gehören vergütete Stähle. Im letztgenannten Fall sind die Austenitkorngrenzen von Bedeutung. Bei kaltgeformten Drähten und Litzen verlaufen die verformten Korngrenzen vorwiegend in Richtung der einwirkenden Kraft. Das erklärt, warum bei einer hohen Wasserstoffversorgung kaltgezogene Drähte und Litzen, die aus solchen Drahtmaterialien hergestellt sind, eine bessere Leistung aufweisen als warmgewalzte und vergütete Stähle.

Bei unterschiedlichen Stahlarten sind je nach ihrer Zusammensetzung und/oder ihrer Wärmebehandlung ganz erhebliche Unterschiede in Bezug auf ihre Anfälligkeit gegenüber H-SCC festzustellen. Die Anfälligkeit von Stahlfügen für Wasserstoffversprödung steigt in der folgenden Reihenfolge an: Stahlsorten mit perlitischem Gefüge, vergütete Stähle, bainitische Stähle, die durch kontinuierliche Kühlung geformt werden, und schließlich Stähle mit martensitischem Gefüge [1]. Wegen seiner hohen Anfälligkeit wird martensitischer Stahl nicht verwendet, wenn ein Risiko für wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion besteht. Spannstähle mit bainitischem Gefüge haben zu zahlreichen Tragwerkschäden geführt und die Verwendung dieses Stahls ist im Bauwesen nicht mehr zulässig.

Insbesondere in Spannbetonbauten können sich Risse bilden. Da solche Risse dazu tendieren, sich bei überlagerten Ermüdungsbeanspruchungen zu öffnen und zu schließen, muss eine ganze Reihe von Faktoren berücksichtigt werden, die nachstehend erörtert werden. Risse können im Beton aufgrund von Verschiebungen unter Ermüdungsbelastungen zwischen dem Spannglied und dem Injektionsmörtel oder dem Stahlkanal auftreten.

Die Überprüfungszone, in denen eine starke Korrosion festgestellt wurde, zeigten keine Anzeichen für Risse in den Spanngliedern. Das deutet im Wesentlichen darauf hin, dass der verwendete Stahl nicht anfällig für Wasserstoffversprödung ist. Bei dem verwendeten Stahl handelt es sich um St 85/105 (32 mm Spannglieder), der ein perlitisches Gefüge aufweist. Bei früheren Inspektionen sind jedoch Risse in den Spanngliedern festgestellt worden.

Tatsächlich handelt es sich bei den Proben, die der Autobahnbehörde übergeben und zur Analyse ins Labor geschickt wurden, um Proben, die aus gebrochenen Spanngliedern geschnitten wurden. Bemerkenswerterweise lagen diese Brüche sehr nahe an Koppelfugen. Eine Detailskizze dieser Koppelfugen ist in Bild 16 dargestellt.

Bild 17 zeigt die genaue Lage der Bruchstellen, die sich alle im Gewindebereich der Koppelfugen befanden. Im Inspektionsbericht der Autobahnbehörde wurde ebenfalls der hohe Chloridgehalt angegeben, der in den Bereichen festgestellt wurde, in denen die gebrochenen Spannglieder lagen. Wie zuvor angegeben, wiesen stark korrodierte Teile der Spannglieder, die sich nicht in nächster Nähe zu den Koppelfugen befanden, keine Bruchstellen auf (vgl. Bild 17). Diese Tatsachen in Kombination mit Chloriden deuten auf die Koppelfugen als mögliche Ursache für die Brüche im Gewindebereich der Spannglieder hin.

Bei früheren Untersuchungen [9] von Problemen mit Koppelfugen von Spanngliedern wurde festgestellt, dass diese infolge von auf sie einwirkenden Beanspruchungen reißen können. Beispiele für solche einwirkenden Belastungen sind eine ungleichmäßige Sonneneinstrahlung oder der eine zu geringe Bewehrungsmenge, die die Koppelfuge quert.

Eine ähnliche Situation eines Ermüdungsausfalls von Spanngliedern im Koppelfugenbereich wurde im Jahr 1974 am „Heerdt Dreieck“ in Düsseldorf entdeckt; der Fehler war bis dahin nicht erkannt worden und wurde als Schwäche von Spannbetonbauwerken interpretiert [10]. Am Heerdt Dreieck bilden zwei separate Spannbetonbrücken eine Überführung. Die Brückenfahrbahnen wurden vor Ort als durchlaufende Einfachhohlkastenträger gegossen. Für die Längsträger wurden einzelne glatte Spannglieder aus Stahl der Sorte St 85/105 von Dywidag mit einem Stabdurchmesser von 26 mm verwendet. An Abschnittsverbindungen wurden die Spannglieder mit genau den gleichen Gewindeverbindungen gekoppelt, die auch beim „Viadotto Colle Isarco“ verwendet wurden. Im Jahr 1976 waren in der Unterplatte an mehreren Koppelfugen im Kurvenbereich auf einer der Überführungen der Brücken vergrößerte Rissbreiten klar sichtbar. Die Koppelfugen an dieser Stelle wurden als Verzahnungsfugen ausgebildet, an denen 8 bis 12 Spannglieder lagen. Bei den Verzahnungen war der Beton genau in der Verlängerung der Hauptfuge aufgebrochen und fast alle Spannglieder waren durch Ermüdungskorrosion im Gewindebereich der Koppelfugen gebrochen.

Die Untersuchungen haben weiter aufgezeigt, dass die unvorhergesehene Rissbildung an den Koppelfugen oder in unmittelbarer Nähe zu ihnen, vor allem eine Folge der Belastungen aufgrund der ungleichmäßigen Erwärmung durch die Sonne. Die Rissbildung an den Koppelfugen hatte wiederum Auswirkungen auf den Spannstahl zur Folge. Die unvorhergesehene Rissbildung war verbunden mit einer unzureichenden Menge an Bewehrungsstahl,

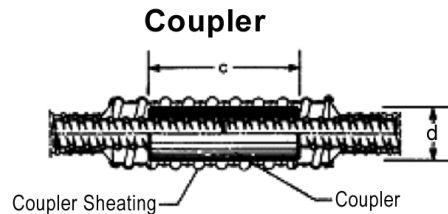


Bild 16 Typische Dywidag-Spanngliedkopplung
Typical Dywidag tendon coupler

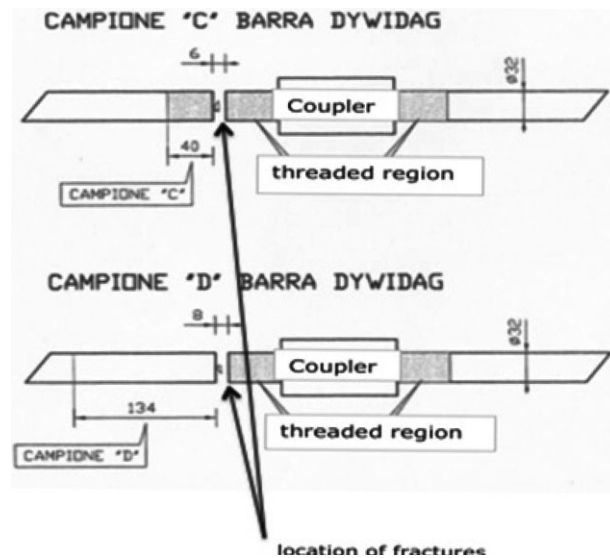


Bild 17 Die Bruchstellen lagen alle im Gewindebereich der Koppelfugen
Location of fractures were in the threaded region of the coupler

der über die Koppelfugen verlegt wurde und einer großen Ermüdungsbeanspruchung durch den Verkehr.

Wegen dieses nicht erfassten Mangels wurde die DIN 4227 ausgearbeitet, und insbesondere Teil 1 dieser Norm beschreibt das Risiko durch Ermüdungsbruch in Koppelfugen, der in großem Maße von der Bewehrung abhängt, die die Koppelfugen quert. Die akzeptable Mindestlängsbewehrung, die durch die Koppelfugen verläuft, ist erheblich vergrößert worden. Die Bewehrungsstahlstäbe begrenzen mit ihren Rippen die Verschiebung in den Fugen und reduzieren den Bereich der Wechselbelastungen. Auf diese Weise reduzieren sie die Ermüdungsbelastung auf den Koppelfugen.

5 Schlussfolgerung

Bei der Kartierung der gemessenen Potentiale von ungefähr 8 000 m² Betonfläche der Brückenfahrbahn des Viadukts „Colle Isarco“ wurden durch Laboranalyse von Betonproben stark korrodierte Spannglieder nachgewiesen. Die Korrosion wurde durch eingedrungene Chloride induziert. Die korrodierten Zonen wiesen bis zu 6 mm tiefe Lochfraßstellen auf. Die Gesamtzone mit möglicher Korrosion wird auf 9% der untersuchten Gesamtoberfläche geschätzt. Dieser Wert ergibt sich, wenn die Summe sämt-

licher Messpunkte, deren Potential niedriger lag als -450 mV, durch die Gesamtzahl der Messpunkte geteilt wird. An diesen „aktiven“ Zonen weit weg von den Verbindungsstellen wurden jedoch keine Brüche festgestellt.

Der für die Spannglieder verwendete Stahl St 85/105 weist ein perlitisches Gefüge auf und ist nicht anfällig für Wasserstoffversprödung, wie durch die metallurgische Analyse nachgewiesen wurde. Die Brüche, die in den Spanngliedern bei früheren Inspektionen festgestellt worden sind, wurden höchstwahrscheinlich durch Zyklen mit höherer Belastungsermüdung durch Verkehrslasten in Kombination mit Korrosion aufgrund belastungsempfindlicher Verbindungsgelenke verursacht.

Literatur

- [1] NUERNBERGER, SAWADE, ISECKE: *Durability of concrete and cement composites*, Kapitel 6, Seite 187–246, Degradation of prestressed concrete.
- [2] ANDRADE, C.; MERINO, P.; NOVOA, X. R.: *Passivation of reinforcing steel in concrete*. Materials Science, Volume 192–194 (1995), S. 891–898.
- [3] RAUPACH, M.: *Corrosion of steel in the area of cracks in concrete*, Kapitel 2, Seite 13, "Corrosion of reinforcement in concrete construction", published by SCI, 1996.
- [4] UHLIG, GREENE: *Corrosion and Corrosion Control*. Wiley, New York, 1985.
- [5] HAUSMANN, D. A.: *Steel Corrosion in Concrete. How Does it Occur?* Journal of materials protection, Vol. 11, 1967, S. 19–23.
- [6] DIAMOND, S.: *Chloride Concentrations in Concrete Pore Solutions Resulting from Calcium and Sodium Chloride Admixtures*. Cement, Concrete and Aggregates, Bd. 8, Nr. 2, Winter 1986, S. 97–102.
- [7] SCULLY, MARKS, HURLEY: *Testing of selected metallic reinforcing bars for extending the service life of concrete bridges: testing in solutions*. Virginia Transportation Research Council.
- [8] BENTOUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N.: *Steel Corrosion in Concrete*, E & FN Spon, London, 1997.
- [9] NÜRNBERGER: *Corrosion induced failures of prestressing steel*. Otto-Graf-Journal, Band 13, 2002.
- [10] Technical report 26 by the International Federation for Structural Concrete (fib) in Lausanne – Switzerland, "Influence of material and processing on Stress Corrosion Cracking of prestressing steel – case studies".

Autor



Ir. Roberto Giorgini
CorrPRE Engineering BV, Reeuwijk, Niederlande
info@corrpre.com