

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY

Institut für Stahlbeton- und Massivbau

Vorstand: o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

Karlsplatz 13 / E 212, A-1040 Wien

Diplomarbeit / Master's Thesis

Untersuchung der Spannkabel und der Baustoffeigenschaften an einer vorgespannten Segmentbrücke

ausgeführt am

Institut für Stahlbeton- und Massivbau,
Technische Universität Wien

unter der Anleitung von

o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

und

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Eva-Maria Eichinger

verfasst von

Thorsten Kirchweger
4300 St.Valentin, Brunhildstraße 6
E 615 / 9626143

und

Bernd Köberl
8953 Donnersbach, Furrach 5
E 611 / 9725165

Wien, im August 07

Unterschrift

Kurzfassung

Im Jahr 1975 erhielt die Allgemeine Baugesellschaft – A. PORR AG vom Bundesministerium für Bauten und Technik den Forschungsauftrag zur Errichtung eines Brückentragwerkes in Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Stößen über die Süd-Ost-Tangente in Wien. Das einfeldrige Tragwerk mit Kastenquerschnitt und einer Stützweite von 44,01 m wurde aus 18 Fertigteilstegmenten hergestellt.

Aufgrund des Neubaus des Absbergtunnels wurde ein Abbruch des Tragwerks notwendig. Das Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien führte in Zusammenarbeit mit der Firma A. PORR AG und der Firma Vorspanntechnik zerstörende Belastungsversuch vor dem Abbruch der Brücke durch, um Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von vorgespannten Segmentbrücken zu erhalten. Um Aussagen über die Dauerhaftigkeit zu erhalten, wurden die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe, Beton, Betonstahl, Spannstahl und Verpressmörtel, anhand entnommener Proben im Labor analysiert. Neben der visuellen Brückenbeurteilung ergänzte eine Reihe von zerstörungsfreien Voruntersuchungen, wie die Beurteilung der Ausführungsqualität mit einem Bewehrungssuchgerät, die Bestimmung des Korrosionsgrades der Bewehrung mittels Potentialfeldmessgerät und die Betongütebestimmung mit dem Schmidt-Hammer, das Versuchsprogramm.

Das Tragwerk wurde mit einer Einzellast, welche in Lastschritten bis zu einer Höchstlast von 2.000 kN gesteigert wurde, in Feldmitte auf Biegung beansprucht. Die Lasteinleitung erfolgte über einem quer zur Fahrbahn liegenden Profilträger mit an beiden Enden aufgesetzten Spannpressen. Durch Spannkabel, die in der Mittelwand des Absbergtunnels und an den Spannpressen verankert waren, war es möglich das Tragwerk kontrolliert zu belasten.

Insgesamt wurden zehn Belastungsversuche durchgeführt. Zwischen den einzelnen Belastungsphasen wurden die Spannkabel an verschiedenen Stellen durchtrennt, um den Einfluss geschädigter Kabel auf das Trag- und Verformungsverhalten der Struktur zu simulieren. Die Öffnungsbreite der Segmentfugen, die Verformungen an der Ober- und Unterseite des Tragwerks, die Dehnungen im Spannstahl sowie die Durchbiegung wurden kontinuierlich gemessen und in der vorliegenden Arbeit ausgewertet und analysiert.

Die entstandenen Rissbilder wurden durch eine Fotoreihe dokumentiert und die aufgetretenen Rissweiten gemessen. Zusätzlich wurden die gemessenen Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste mit den Ansätzen der derzeit gültigen ÖNorm B 4750 verglichen.

Vervollständigt wird die Arbeit mit einem allgemeinen Teil über Ursachen von Schäden an vorgespannten Segmentbrücken. Die Korrosionsproblematik im Spannbetonbau und der Einfluss der Segmentfugen stellen den Großteil dieses Kapitels dar.

Abstract

This thesis covers the results of a destructive load test on a 27 year old post-tensioned segmental box girder bridge with special emphasis on the durability and the behavior of the post-tensioned tendons as well as the other materials used (concrete, injection grout and mild steel).

The 44,01 m long structure was built in 1975 and bridges an inner-city highway in Vienna. It was used for internal traffic by an Austrian construction company and thus, was subjected to low traffic intensities but high traffic loads. The bridge consists of a total of 18 prefabricated segments which are glued with epoxy resin in the joints and post-tensioned by 10 cables in each of the two webs of the box girder.

First a visual inspection was performed using non destructive test methods such as profometry and potential field measurements. Afterwards the destructive load tests were carried out. The structure was loaded in bending with a maximum load of 2.000 kN. The load was applied by two hydraulic jacks in mid span. A total of 10 load tests was performed, the influence of damaged post-tensioning tendons on the ultimate capacity and the deformations of the structure was investigated by cutting through some of the tendons at specified patterns. During the tests the opening of the segmental joints, the deformations on the top and bottom side of the structure, the strains of the post-tensioning strands as well as the deflection of the bridge were recorded and analyzed. The crack development and widths were measured and documented. Furthermore, the loss of prestressing due to creep, shrinkage and relaxation was compared to the regulations in the current Austrian Standard ÖN B 4750.

This thesis is completed by giving a general overview on causes for damage to post-tensioned segmental girder bridge structures emphasizing corrosion processes and the influence of the joints on the durability of such structures.

Dank

Gegen Ende unseres Studiums und am Beginn dieser Diplomarbeit liegt es nun an uns, Danke zu sagen.

Dieser gilt vor allem Herrn o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. und seinem gesamten Team vom Institut für Stahlbeton- und Massivbau für die ausgezeichnete Betreuung und für die freundliche Aufnahme.

Unser besonderer Dank gilt Frau Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Eva Maria Eichinger die uns sowohl bei den Versuchen an der PORR Brücke tatkräftig unterstützte, als auch bei der Ausarbeitung der vorliegenden Arbeit betreute und immer Zeit für unsere Anliegen fand.

Ein herzliches Dankeschön auch an unseren Studienkollegen Reinhard Joksch für die ausgezeichnete kollegiale Zusammenarbeit bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche.

Unser Dank gilt auch Herrn Dipl.-Ing. Herbert Pardatscher und dem Projektierungsbüro für Industrie-, Hoch- und Tiefbau, insbesondere Herrn Dir. Dipl.-Ing. Josef Janda und Herrn Dipl.-Ing. Otto Raschauer, sowie der Bauleitung der Firma A. PORR AG und ihren Arbeitern für die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung. Weiters möchten wir Herrn Dipl.-Ing. Vierthaler und Herrn Baumhackl von der Firma Vorspanntechnik Salzburg für die Hilfe bei der Durchführung der Belastungstests danken.

Nicht zuletzt ein besonders Dankeschön an unsere Eltern, die uns dieses Studium ermöglicht und immer in allen Belangen unterstützt haben.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1 Einleitung	4
1.1 Problemstellung	4
1.2 Ziel der vorliegenden Arbeit	5
1.3 Beschreibung des abzubrechenden Tragwerks	6
1.3.1 Allgemeines	6
1.3.2 Anlageverhältnisse und Konstruktionsprinzip	6
1.3.3 Baustoffe	8
Kapitel 2 Ursachen von Schäden an vorgespannten Segmentbrücken	10
2.1 Allgemeines	10
2.1.1 Begriffserläuterungen	10
2.1.2 Schäden infolge von Materialfehlern bei der Produktion	10
2.1.3 Schäden infolge von Transport und Lagerung	11
2.1.4 Schäden infolge nicht ausreichender Erfahrung	11
2.1.5 Schäden infolge von Konstruktionsfehlern	12
2.1.6 Schäden während der Bauzeit	13
2.1.7 Ausführungsmängel	14
2.1.8 Schäden in der Nutzungsphase (Verschleißschäden)	17
2.2 Einfluss der Segmentfugen	18
2.2.1 Allgemeines	18
2.2.2 Schadensfall Afon River Bridge	19
2.3 Korrosion der Bewehrung	20
2.3.1 Allgemeines	20
2.3.2 Risse im Beton	21
2.3.2.1 Erscheinungsformen und Bedeutung der Risse	21
2.3.2.2 Ursachen der Rissbildung	23
2.3.3 Korrosion der Stahleinlagen	24
2.3.4 Mechanismen der Korrosion	25
2.3.4.1 Flächenkorrosion (Abtragende Korrosion)	27
2.3.4.2 Lochfraßkorrosion	27
2.3.4.3 Spannungsrisskorrosion	28
2.3.4.4 Reibkorrosion	29
2.3.5 Voraussetzung für Korrosion von Stahl	31
2.3.5.1 Chloridgehalt	31
2.3.5.2 Karbonatisierung	34

Kapitel 3 Planung und Durchführung der Versuche	36
3.1 Allgemeines	36
3.2 Vorbereitungsarbeiten.....	36
3.3 Ausgangssituation für die Untersuchungen – Voruntersuchungen	39
3.3.1 Visuelle Beurteilung.....	39
3.3.2 Profometer - Bewehrungssuchgerät.....	39
3.3.2.1 Versuchsdurchführung	39
3.3.2.2 Messprinzip	40
3.3.2.3 Versuchsergebnisse und Auswertung	40
3.3.2.4 Vergleich Profometermessung mit freigelegtem Bereich.....	53
3.3.3 Potentialfeldmessgerät – Korrosion der Bewehrung.....	55
3.3.3.1 Versuchsdurchführung	55
3.3.3.2 Messprinzip	57
3.3.3.3 Versuchsergebnisse und Auswertung	58
3.3.4 Schmidt-Hammer – Betondruckfestigkeit.....	60
3.3.4.1 Versuchsdurchführung	60
3.3.4.2 Messprinzip	60
3.3.4.3 Versuchsergebnisse und Auswertung.....	60
3.3.4.4 Vergleich mit der tatsächlichen Betondruckfestigkeit	62
3.4 Probenentnahme	62
3.4.1 Beton	62
3.4.2 Betonstahl.....	62
3.4.3 Spannstahl.....	62
3.4.4 Verpressmörtel	63
3.5 Belastungsversuche.....	63
3.5.1 Messverfahren und Messdatenerfassung.....	63
3.5.1.1 Digitale Wegaufnehmer.....	64
3.5.1.2 Induktive Wegaufnehmer	65
3.5.1.3 Bogenwegaufnehmer	65
3.5.1.4 Dehnmessstreifen (DMS)	66
3.5.2 Versuchseinrichtungen	67
3.5.2.1 Belastungseinrichtung	67
3.5.2.2 Elektrische Messeinrichtung.....	68
3.5.3 Zeitlicher Ablauf der Belastungsversuche.....	73
3.6 Abbruch des Tragwerks	74
Kapitel 4 Versuchsergebnisse Baustoffe.....	76
4.1 Allgemeines	76
4.2 Verpress- und Korrosionsgrad der Hüllrohre.....	76

4.3	Zustand der Verankerungen	77
4.4	Zustand des Spannstahls	79
4.4.1	<i>Versuchsumfang und Bezeichnung der Proben</i>	79
4.4.2	<i>Statische Zugversuche</i>	80
4.4.2.1	Versuchsergebnisse	82
4.4.3	<i>Dauerschwingversuche</i>	83
4.4.3.1	Versuchsergebnisse	85
4.4.4	<i>Korrosionsversuche</i>	89
4.4.5	<i>Relaxationsversuche</i>	91
4.5	Zustand des Betonstahls	94
4.5.1	<i>Statische Zugversuche</i>	94
4.5.1.1	Versuchsergebnisse	94
4.6	Zustand des Betons	96
4.6.1	<i>Karbonatisierung</i>	96
4.6.2	<i>Chloridgehalt</i>	98
4.6.3	<i>Druckfestigkeit, E-Modul</i>	100
4.7	Zustand des Verpressmörtels	103
Kapitel 5 Versuchsergebnisse aus den Belastungsversuchen		104
5.1	Fugenöffnungen	104
5.1.1	<i>Zusammenhang Fugenöffnung - Dauerhaftigkeit des Klebersystem</i>	104
5.1.2	<i>Auswirkung von Spannstahlbrüchen auf die Segmentfugen</i>	109
5.2	Kraftmessungen im Spannstahl	113
5.3	Rissbilder der Segmente 8 und 9	116
Kapitel 6 Folgerungen aus den Versuchsergebnissen		121
6.1	Bestimmung der Kriechverluste und Vergleich mit heutigen Ansätzen	121
6.2	Zusammenfassung Betondehnungen - Fugenöffnung - Rissbilder	131
Kapitel 7 Zusammenfassung		133
Kapitel 8 Schlussbemerkung und Ausblick		136
Abbildungsverzeichnis		137
Tabellenverzeichnis		139
Literaturverzeichnis		140

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Im Jahr 1975 erhielt die Allgemeine Baugesellschaft – A. PORR AG vom Bundesministerium für Bauten und Technik den Forschungsauftrag zur Errichtung eines Tragwerkes in Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Stößen. Dieser Forschungsauftrag umfasste Versuche an Epoxidharzen und Trennmitteln, Großversuche mit Probesegmenten sowie die Bemessung, Herstellung und Montage des Brückentragwerkes mit 44 m Spannweite (Bild 1.1).



Bild 1.1 Ansicht der PORR Brücke

Das Tragwerk diente als Verbindungsbauwerk für die beiden großen Lagerplätze der Firma A. PORR AG in Wien Favoriten. Die Errichtung der Segmentbrücke wurde notwendig, da im Zuge der Trassierung der jetzigen Süd-Ost-Tangente der Lagerplatz geteilt wurde. Aufgrund der Aussiedelung des Lagerplatzes und der Nutzungsänderung der beiden Grundstücke sowie der geplanten Überplattung der Süd-Ost-Tangente (Absbergtunnel), war ein Abbruch des Brückentragwerkes geplant. Im Zuge der Abbrucharbeiten bot sich die Möglichkeit an die Untersuchungen aus dem Jahr 1975 anzuknüpfen und den Zustand der Brücke nach ihrem mehr als 25-jährigen Bestehen nicht nur im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit, sondern auch auf die Dauerhaftigkeit zu beurteilen.

Da zur Beurteilung einer Bauweise im Brückenbau nicht nur die konstruktiven Eigenschaften, sondern auch die Merkmale im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von

entscheidender Bedeutung sind, können die Ergebnisse der Versuchsreihe für die zukünftige Beurteilung von Segmentbrücken herangezogen werden.

1.2 Ziel der vorliegenden Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit war durch Belastungsversuche am Tragwerk und einer Analyse der verwendeten Baustoffe Aussagen über die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von vorgespannten Segmentbrücken zu erhalten. Ergänzt wird die Arbeit durch einen allgemeinen Teil zum Thema „Ursachen von Schäden an vorgespannten Brücken“, im Speziellen wird hier das Problem der Korrosion im Spannbetonbau und der Einfluss der Fugen bei vorgespannten Segmentbrücken behandelt (Bild 1.2).

Einen wesentlichen Teil der Untersuchungen bildeten zerstörende Belastungsversuche am Tragwerk, wobei Durchbiegungen und Dehnungen sowie Fugenöffnungen des Tragwerks gemessen wurden. Weiters wurde im Zuge dieser Versuchsreihe die Auswirkung des Ausfalls einzelner Spannglieder auf die Tragfähigkeit der Konstruktion untersucht. Die Analyse der einzelnen Baustoffe Beton, Spannstahl, schlaffe Bewehrung und Verpressmörtel sollte Aufschluss über die zeitliche Veränderung der wesentlichen Baustoffkennwerte geben, um so auf die Dauerhaftigkeit des Tragwerks schließen zu können.

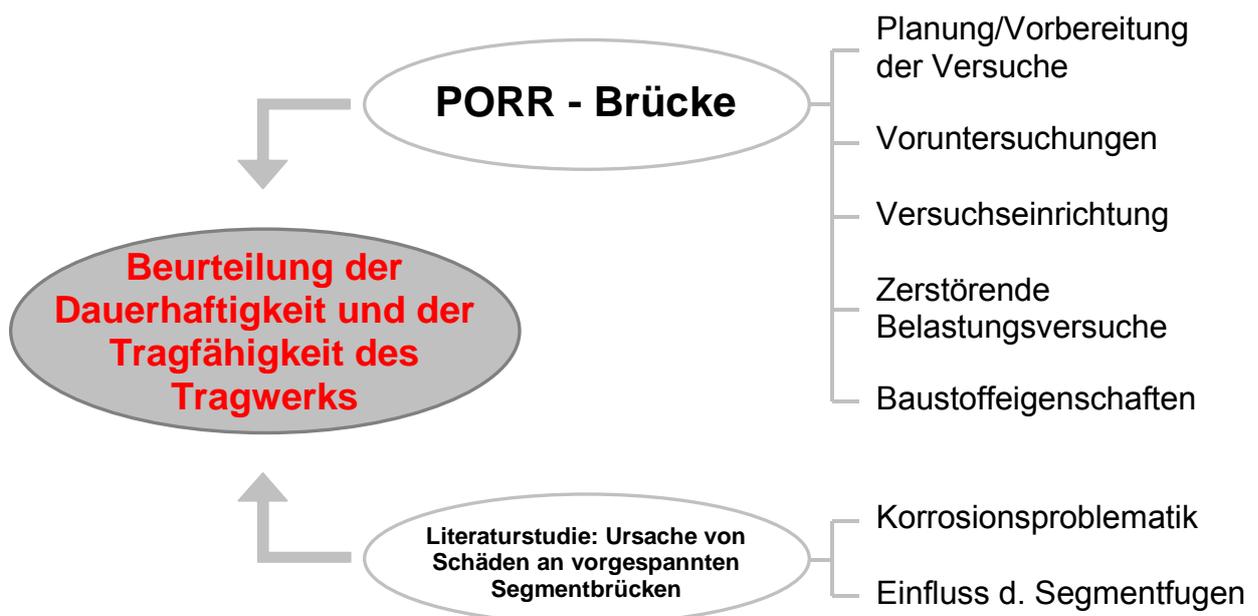


Bild 1.2 Ziel der Diplomarbeit

1.3 Beschreibung des abzubrechenden Tragwerks

1.3.1 Allgemeines

Die Brücke über die A23 (Süd-Ost-Tangente) in Wien bei km 9.258 diente dem internen Verkehr zwischen den Lagerplätzen der Baufirma A. PORR AG, die zu beiden Seiten liegen (Bild 1.3).



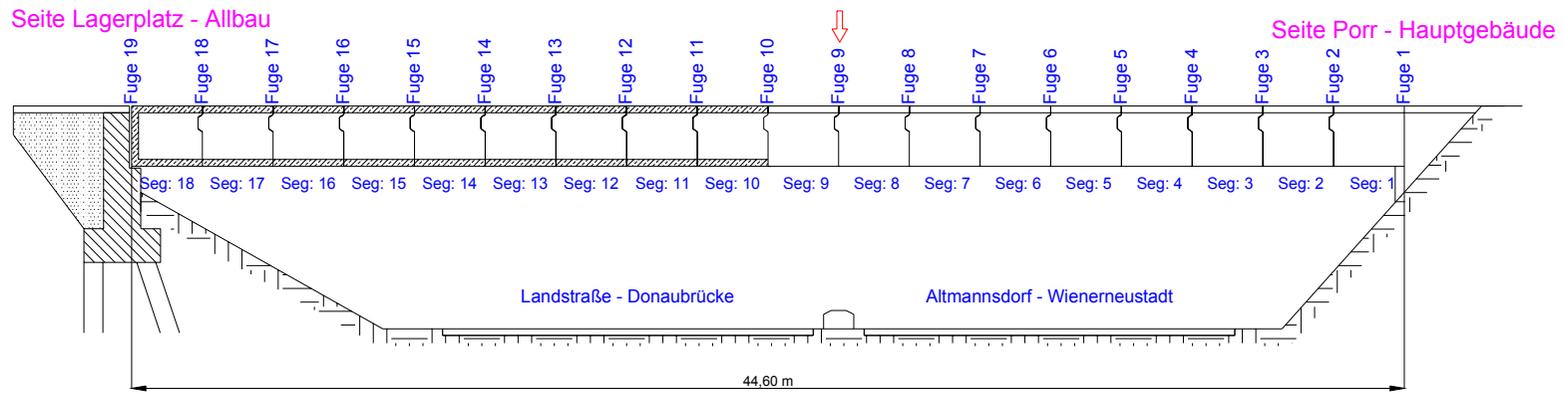
Bild 1.3 Lageplan der PORR Brücke

1.3.2 Anlageverhältnisse und Konstruktionsprinzip

Im Grundriss gesehen lag die Brücke auf einer Geraden, im Aufriss ist die Nivelette ein Kreisbogen mit einem Radius von 971,8 m. Bei dieser Brücke handelte es sich um eine 44,6 m lange Segmentbrücke mit geklebten Fugen. Das Einfeldtragwerk (ca. 350 to Gewicht) mit einer Stützweite von 44,0 m und einer lichten Weite von 43,5 m botete bei einer Gesamtbreite von 6,2 m eine Fahrbahnbreite von 4,8 m (Bild 1.4).

Der einzellige Hohlkasten wies eine konstante Stegstärke von 40 cm und eine Konstruktionshöhe von 2,10 m auf. Die Kastenbreite betrug 3,80 m, womit eine Auskragung der Fahrbahnplatte beiderseits mit 1,20 m verblieb. Das Tragwerk bestand aus 18 Segmenten zu je 2,48 m Länge. Die Brücke war auf den Widerlagern mit Elastomerlagern der Firma Vorspanntechnik gelagert.

Die Vorspannung bestand aus 6 Hilfsspanngliedern VT 10 L St 1570/1770 (Querschnitt des Spannbündels 1 cm²), die im Bauzustand als Hilfsvorspannung zum Verkleben der Segmente mit Epoxidharz verwendet wurden, und aus 20 Spanngliedern VT 120 L St 1570/1770 (Querschnitt des Spannbündels 12 cm²) zur Aufbringung der vollen Vorspannung. Die Verbindung der einzelnen Segmente wurde mit einer 2 mm starken Epoxidharzklebefuge hergestellt. Nach Aufbringen der Hilfsvorspannung stellte sich eine Fugenbreite von ca. 0,5 mm ein. Nach dem Abschluss der Spannarbeiten wurden die verzinkten Stahlwellblech-Hüllrohre (Stärke 0,25 mm) verpresst. Der Fahrbahnaufbau setzte sich aus einer 1 cm dicken Bitumenabdichtung und einer 6 cm starken Asphaltsschicht zusammen.



Grundriss

Seite Graz - Süd



Querschnitt

Seite Wien - Nord

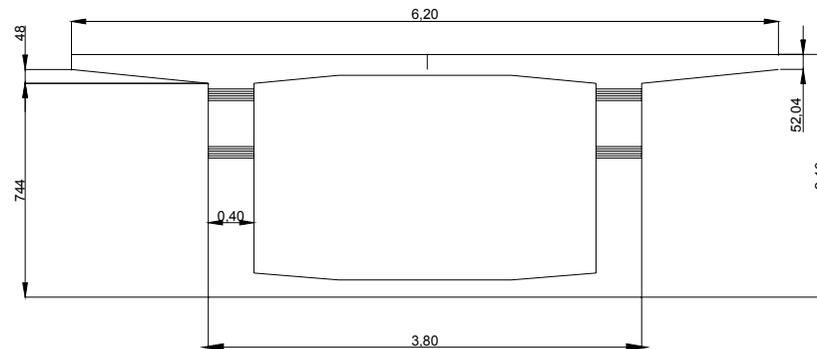


Bild 1.4 Tragwerksabmessungen und Anlageverhältnisse

1.3.3 Baustoffe

- **Beton**

Für die Herstellung der Fertigteil-Brückensegmente im Werk der Firma. PORR AG in Sollenau wurde Beton der Betongüte B500 (lt. ÖNorm B 4200–Teil 10, Ausgabe 1972 – $\beta_w = 5 \text{ kN/cm}^2$) verwendet. Die Bohrpfähle, die Ortbetonquerträger, die Schrammborde sowie die Randleisten wurden mit der Betongüte B300 ausgeführt. Beim Widerlager sah man B225 als ausreichend an.

- **Schlaffe Bewehrung**

Die schlaffe Bewehrung bestand aus Rippentorstahl 50 (lt. ÖNorm B4200-Teil 7 BSt 500). Zur Anwendung kamen vorwiegend Stäbe mit Durchmesser 8, 10 und 12 mm verlegt in einem Raster von 15 cm.

Als Schubbewehrung waren in den Stegen oben offene Bügel $\varnothing 10 \text{ mm}$ eingelegt. Die dazugehörige Längsbewehrung waren Stäbe $\varnothing 8 \text{ mm}$. Die oberen Bewehrungslagen der Fahrbahnplatte bestanden in beiden Richtungen aus 8 mm dicken Stäben, in der unteren Bewehrungslage überwiegend $\varnothing 12 \text{ mm}$. Die Quer- und Längsbewehrung der Bodenplatte bestand einheitlich aus Stäben $\varnothing 8 \text{ mm}$. Als Zulagen allgemein und im Bereich der Schubzähne verwendete man $\varnothing 12 \text{ mm}$. Im Kapitel 3.3.2 sind Auszüge aus den Bewehrungsplänen mit einer Übersicht der wichtigsten Positionen dargestellt.

- **Vorspannung**

Wie oben bereits erwähnt, wurde die Brücke mit 20 Spanngliedern VT 120 L (10 pro Steg) mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Als Spannstahlgüte wurde St 160/180 (lt. ÖNorm B 4258 St 1570/1770) verwendet. Die Anordnung der Spannstähle erfolgte in den Segmenten 6 bis 13 in vier Lagen, in erster und zweiter Lage je drei und in dritter und vierter Lage je zwei Spannkabel. Der genaue Verlauf der Spannkabeln ist in Bild 1.5 dargestellt.

- **Fugenkleber**

Als Fugenmaterial kam ein Zweikomponenten-Epoxidharzkleber der Fa. Ciba mit einer Topfzeit von 60 Minuten zum Einsatz. Dieses Klebersystem zeigte nach umfangreichen Untersuchungen an Probesegmenten im Maßstab 1:1 die besten Klebereigenschaften [1] [2].

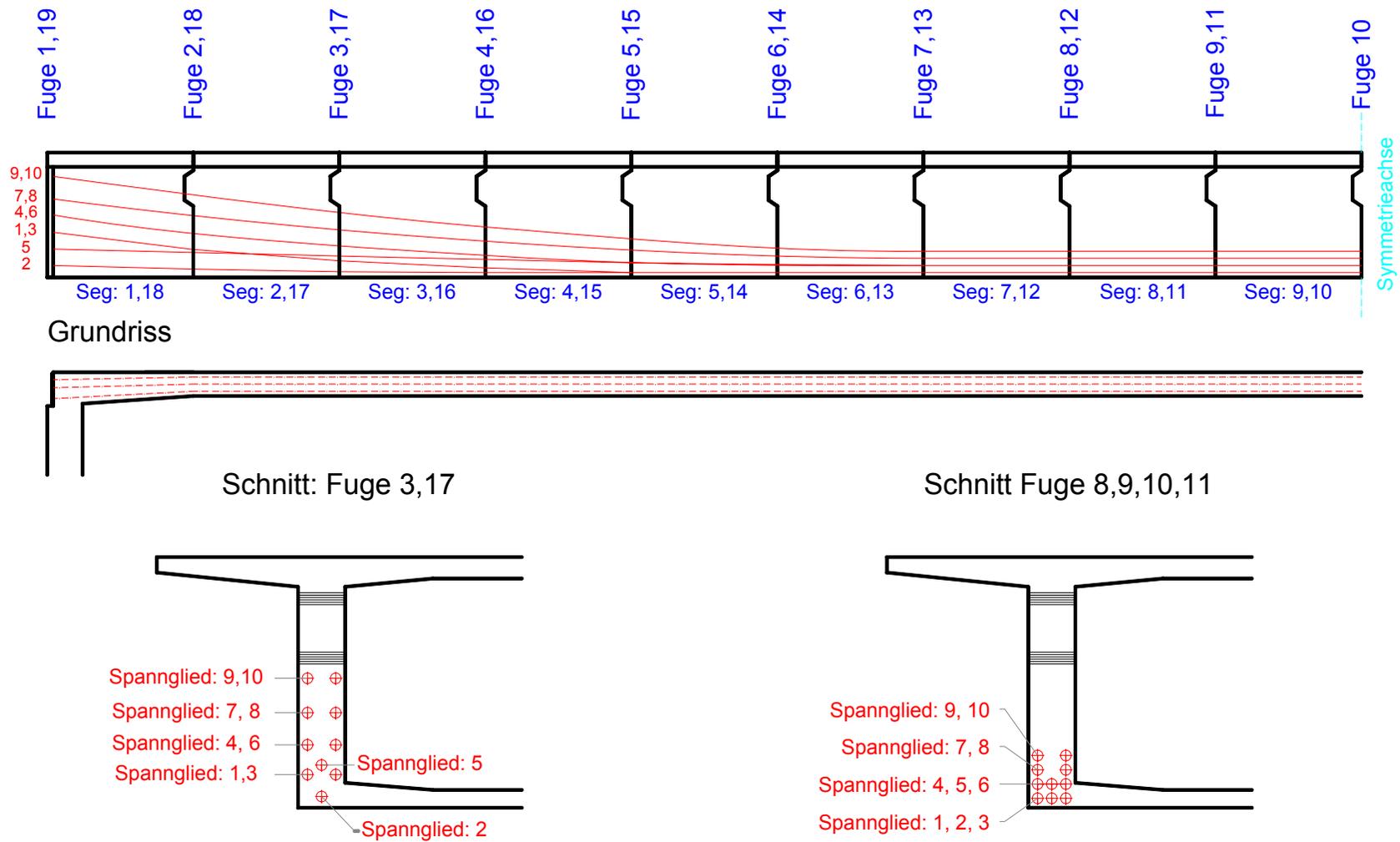


Bild 1.5 Verlauf der Spannkabel

Kapitel 2

Ursachen von Schäden an vorgespannten Segmentbrücken

2.1 Allgemeines

2.1.1 Begriffserläuterungen

Der Begriff **Fehler** ist im Zusammenhang mit einer menschlichen Handlung zu sehen. Ein Fehler ist die Abweichung zwischen den Ergebnissen von zielgerichteten menschlichen Handlungen und den Zielen der Handlung. Ein Fehler kann einen oder mehrere Mängel zur Folge haben.

Der Begriff **Mangel** ist im Zusammenhang mit dem Zustand eines Bauwerkes zu sehen. Ein Mangel ist die negative Abweichung zwischen einem angestrebten Wert und dem erreichten Wert, wenn diese Abweichung gewisse Toleranzgrenzen übersteigt. Ein Mangel kann wieder einen oder mehrere Schäden zur Folge haben.

Ein **Schaden** ist eine Veränderung an einem Bauwerk, durch welche dessen Aussehen, Gebrauchsfähigkeit, Dauerhaftigkeit sowie Tragfähigkeit beeinträchtigt werden. Als Ursache liegt dabei entweder ein Mangel auf der Widerstandsseite und/oder eine Überbeanspruchung auf der Einwirkungsseite zugrunde [3].

2.1.2 Schäden infolge von Materialfehlern bei der Produktion

Dieser Punkt spielt heute die geringste Rolle, wenn über Ursachen für Schäden am Spannstahl gesprochen werden soll. Stahl und damit auch Spannstahl ist ein industriell gefertigtes Produkt und unterliegt einer strengen Qualitätskontrolle. Diese beginnt schon bei den Ausgangsprodukten für das Erzeugnis Spannstahl und endet quasi mit dem Zeitpunkt, zu dem dieses das Werk verlässt. Dabei wird neben physikalischen Größen wie Dichte, Durchmesser usw. auch die chemische Zusammensetzung einer ständigen Kontrolle unterzogen.

Wichtig wird dieser Punkt erst, wenn ältere, schon bestehende Bauwerke einer Prüfung unterzogen werden und man auf Spannstähle älterer Generation trifft. Mangelhaftes Wissen über die Herstellung eines Produkts, das vor 40 bis 50 Jahren noch in seinen Kinderschuhen steckte, führte zum Beispiel zur Produktion des Spannstahls Sigma oval St 145/160. In diesem Fall waren es das durch den Herstellungsvorgang entstandene Stahlgefüge und die chemische

Zusammensetzung, welche nach [4] unter Umständen zur Bildung von Mikrorissen und somit zur sogenannten wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion neigt. Besonders gefährdet waren in diesem Fall Chargen, welche bei der Produktion Überfestigkeiten erzielten.

2.1.3 Schäden infolge von Transport und Lagerung

Drähte und Litzen werden üblicherweise auf Rollen aufgewickelt geliefert. Dabei ist darauf zu achten, dass der Radius genügend groß gewählt wird, damit die auftretenden rechnerischen Randspannungen die Elastizitätsgrenze des Spannstahls (0,01 % Dehngrenze) nicht überschreiten.

Spannstähle sind wesentlich empfindlicher gegenüber Korrosion als übliche Baustähle. Deshalb sind sie von Beginn an bis zu ihrem Einbau in das Bauwerk bodenfrei und trocken zu lagern und vor Berührung mit schädigenden Chemikalien zu schützen. Hohe Beanspruchung kann auch hier zu Spannungsrisskorrosion führen [5].

2.1.4 Schäden infolge nicht ausreichender Erfahrung

Im Jahre 1951 wurde in Deutschland erstmalig ein Entwurf über „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen“ veröffentlicht. Die überarbeitete Version dieser Richtlinie führte zur ersten Norm DIN 4227 „Spannbetonrichtlinien für die Bemessung und Ausführung“, die im Jahre 1953 herausgegeben wurde. Da sich die Bauweise noch in Entwicklung befand, wurde die Bezeichnung „Richtlinie“ bewusst beibehalten. Diese Vorschrift war richtungsweisend für den modernen Spannbetonbau in Europa. Da es zu dieser Zeit in Österreich keine Vorschriften gab, war diese Richtlinie auch Grundlage für die Planung und Bau einiger Spannbetonbrücken in Österreich aus dieser Zeit. Diese Richtlinie war auf Versuchsergebnissen an Einfeldträgern sowie auf Erfahrungen beim Bau von Einfeldbrücken, Zwei-Gelenk- oder Drei-Gelenk-Rahmenbrücken aufgebaut. Als Querschnitt wurden zu diesem Zeitpunkt überwiegend Plattenbalken angewendet und damit der Richtlinie zugrunde gelegt.

In den 50er Jahren herrschte in Deutschland und Österreich bedingt durch den Wiederaufbau und die rasante wirtschaftliche Entwicklung ein großer Bedarf an Brückenneubauten. Aus diesem Grund konnte sich die neue Bauweise durch ihre

Wirtschaftlichkeit bereits in der Entwicklungsphase rasch durchsetzen. Dabei wurde der mit der Norm festgeschriebene Erfahrungsbereich jedoch in mehrfacher Hinsicht überschritten. Die Brücken wurden zum einen als Durchlaufsystem geplant und als Querschnitte wurden Hohlkästen ausgeführt, deren Herstellung abschnittsweise erfolgte. Die Spannglieder wurden in Arbeitsfugen, den sogenannten Koppelfugen vollständig gekoppelt. Diese Koppelfugen, die im Bereich der Momentennullpunkte aus den ständigen Lasten angeordnet wurden, stellten aufgrund der damaligen konstruktiven Durchbildung besondere Schwachstellen dar.

Ein weiteres Problem stellten sehr lange Zeit die bei der Bemessung nicht berücksichtigten ungleichmäßigen Erwärmungen der Brückenüberbauten durch die Sonneneinstrahlung dar. Die in Folge auftretenden positiven Zwängungsmomente führten zu einem unplanmäßigen Aufreißen der Koppelfugen.

Weiters galt in den ersten Jahren der Spannbetonbauweise die These, dass beim Spannbeton gesichert Zustand I anzusetzen ist, wodurch dem Problem der Materialermüdung des Spannstahls keine große Bedeutung beigemessen wurde. Das Aufreißen der Koppelfugen und die häufig wechselnden Beanspruchungen aus Verkehrslasten führten jedoch zu großen Schwingbreiten der Stahlspannungen, welche häufig über den zulässigen Werten lagen. Nachweise zur Einhaltung der zulässigen Schwingbreite wurden erst viel später geführt. Hinzu kam noch weiters, dass bei den älteren Brücken zuwenig schlaaffe Bewehrung im Koppelfugenbereich zur Beschränkung der Rissbreiten vorgesehen wurde.

Die Annahme einer Rissfreiheit beim Spannbeton sowie die Tatsache, dass damals noch kein Tausalz eingesetzt wurde, hatte zur Folge, dass vorgespannte Fahrbahnplatten häufig keine Abdichtung zum Schutz der Bewehrung vor Korrosion erhielten. Es wurden lediglich dünne Verschleißschichten aus Asphalt vorgesehen. Heute weiß man, dass Abdichtungen unverzichtbare Bestandteile für die Erhaltung der Dauerhaftigkeit von Spannbetonbrücken darstellen.

2.1.5 Schäden infolge von Konstruktionsfehlern

Schäden können natürlich auch auf Fehlern beruhen, die bei der statisch konstruktiven Planung des Projektes begangen wurden. Feingliedrige Querschnitte, geringe Bauteilabmessungen sowie eine zu enge Bewehrungsführung sind für den

Betoniervorgang ungünstig, der Beton kann dabei unter Umständen nicht einwandfrei eingebracht werden. Als Folge können Kiesnester und Fehlstellen auftreten.

Da während der Bauausführung oft unvermeidbare Abweichungen von den geplanten Sollmaßen entstehen können, ist es möglich, dass die vorgesehene Betondeckung nicht überall eingehalten wird. Wenn dann bei der Planung keine ausreichenden Toleranzen berücksichtigt wurden, sind Stellen korrodierter Bewehrung aufgrund zu geringer Betondeckung die Folge. Für einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung ist neben einer Rissbreitenbeschränkung ein dichtes Betongefüge sowie eine ausreichende Betondeckung von großer Bedeutung.

Unterschiedliche Betonstärken im gleichen Bauteil führen zu unterschiedlichem Kriech- und Schwindverhalten der Elemente. Ein Entwurf von Querschnittsformen mit großen Dickenunterschieden führt zu einer Begünstigung der Rissbildung in den schwächeren Querschnitten.

Eine unzureichende Interpretation des tatsächlichen Tragverhaltens kann ebenfalls eine Ursache für allfällige Schäden darstellen. So wurde beispielsweise bei älteren Bauwerken die erforderliche Aufhängebewehrung nicht vorgesehen, welche heute den Stand der Technik darstellt. Des Weiteren sind aufgrund ungeeigneter Anordnung von Entwässerungseinrichtungen sowie unzureichender Übergangskonstruktionen Bauwerksschäden bereits in der Entwurfsphase vorprogrammiert.

2.1.6 Schäden während der Bauzeit

Die schwersten Personen- und/oder Sachschäden treten zumeist während der Bauzeit auf. Umfangreiche Berechnungen und entsprechende Sicherheitsvorkehrungen sind zwar keine Garantie für die Verhinderung von Unfällen während der Bauzeit. Jedoch sind unzureichende oder falsch gewählte Berechnungsmodelle für die Bauzustände sowie versteckte Fehler maßgebende Schadensursache. Daher ist im Bauwesen bei der Planung sowie bei der Realisierung des Bauvorhabens mit größter Sorgfalt vorzugehen, um gegen Gefahren oder unplanmäßige Ereignisse bestehen zu können.

Die Bauzustände stellen auch hinsichtlich der tatsächlich auftretenden Lasten meist einen Extremfall dar, da die den Berechnungen zugrunde gelegten Lasten oft in voller Größe auftreten. Die Sicherheitsreserven sind daher in diesem Zustand

weitaus geringer als während der Nutzung in der die angesetzten Verkehrslasten nur selten oder nie voll erreicht werden. Eine weitere Besonderheit der Bauzustände besteht darin, dass sie den Charakter eines Provisoriums haben. Für den Bau erforderliche Gerüste sind z.B. nicht Bestandteil des eigentlichen Bauwerkes und werden nach Fertigstellung einer Brücke aus wirtschaftlichen und ästhetischen Gründen entfernt. Aus Untersuchungen geht jedoch hervor, dass die Kosten für solche Hilfsmaßnahmen bis zu 50 % der Gesamtkosten ausmachen können. Dies führt zu einer maximalen Ausnutzung der Tragfähigkeit der eingesetzten Materialien, um möglichst wirtschaftlich arbeiten zu können. Nach einigen schweren Schadensfällen setzte sich jedoch rasch die Erkenntnis durch, dass den Bauzuständen und insbesondere dem Gerüstbau die gleiche Aufmerksamkeit wie dem Endzustand zu widmen ist.

In der Regel führt erst das Zusammentreffen mehrerer Unzulänglichkeiten zu einem tatsächlichen Schadensfall. Um die Risiken bei der Bauausführung möglichst klein zu halten, sind hier systematische Kontrollmaßnahmen erforderlich. Anzumerken ist, dass Bauzustände im besonderen Maße Gefahren und Risiken in sich bergen können, wenn der gesicherte und festgeschriebene Erfahrungsbereich (Norm) verlassen wird. Diesen Gefahren ist mit größter Wachsamkeit während der Planung sowie der Realisierung zu begegnen, um einen technischen Fortschritt zu ermöglichen.

2.1.7 Ausführungsmängel

Zu den in der Vergangenheit beobachteten Schäden gehören auch solche, die auf unsachgemäße Ausführung zurückzuführen sind. Derartige Ausführungsmängel waren teilweise entwicklungsbedingt, weil eingesetzte Geräte, Betontechnologie sowie alle mit den Spanngliedern in Verbindung stehenden Arbeiten in den frühen 50er Jahren noch nicht den hohen Anforderungen des Spannbetonbrückenbaus genügten. Als typische Ausführungsmängel sind zu nennen:

- **Betonfehlstellen und Kiesnester**

Schäden, die auf ungünstige Betonzusammensetzung und Betonierfehler zurückzuführen sind, machen einen verhältnismäßig hohen Anteil der Gesamtschäden aus. Als Folge mangelhafter Verdichtung in Bereichen mit hohem Bewehrungsgrad können Kiesnester und Betonfehlstellen auftreten.

Unzureichende Verdichtung führt vor allem zu einer Gefährdung der Dauerhaftigkeit und zu Verlusten in der Tragfähigkeit.

- **Nachträgliche Wasserzugaben**

Geraten die Betonierarbeiten in Verzug, beginnt der Beton entsprechend anzusteifen. Wird dann als Abhilfe Wasser zugegeben, um den Beton einbauen bzw. verdichten zu können, wird der W/B-Wert erhöht. Die Festigkeit des Betons sowie die für die Erhaltung der Dauerhaftigkeit bedeutsame Dichtheit sinken entsprechend ab. Falls daher die Notwendigkeit einer Zugabe von Betonzusatzmitteln (Verflüssiger) auf der Baustelle besteht, ist die Dosierung dieser Mittel nur durch Fachpersonal durchzuführen, um den sensiblen Baustoff Beton in seinen Eigenschaften möglichst wenig zu verändern.

- **Zu geringe Betondeckung**

Wird die für den Korrosionsschutz erforderliche Betondeckung nicht eingehalten, kann es bereits nach kurzer Zeit zur Korrosion der Bewehrung kommen. Eine ausreichende Betondeckung mit dichtem Betongefüge ist für den Korrosionsschutz von entscheidender Bedeutung. Um ein dichtes Gefüge zu gewährleisten, ist neben einer ordnungsgemäßen Verdichtung sowie einem möglichst niedrigen W/B-Wert eine richtige Nachbehandlung erforderlich. Dadurch soll vermieden werden, dass der Beton in den Randzonen vorzeitig austrocknet und dadurch Risse ausbildet. Weiters soll eine Nachbehandlung zu schnelles Abfließen der Hydratationswärme verhindern, wodurch ebenfalls große Risse infolge Temperaturspannungen auftreten können.

- **Alkalireaktionsfähige Zuschlagstoffe**

Bei der Betonherstellung ist darauf zu achten, dass ausschließlich geeignete Ausgangsstoffe Verwendung finden. So kann beispielsweise alkali-reaktionsfähiger Zuschlag mit alkalischen Bestandteilen des Zements reagieren, wodurch eine starke Volumsvergrößerung eintreten kann, die zu Gefügestörungen des Betons infolge Sprengwirkungen führen kann. Als Folge können Abplatzungen von Betonflächen sowie starke Risse auftreten.

- **Falsche oder falsch eingebaute Spannglieder**

Zu geringe Spannsteelquerschnitte oder falsche Steelgüte können zu einem starken Verlust der projektierten Tragfähigkeit führen. Zusätzlich können Abweichungen aus der richtigen Höhenlage zu großen Tragfähigkeitseinbußen führen.

- **Einbau angerosteter Spannsteel**

Einige Schäden wurden durch den Einbau bereits angerosteter Spannsteel verursacht, bei denen sich die Korrosion im eingebauten Zustand fortgesetzt hat.

- **„Verstopfer“**

Werden beim Verdichten des Betons die Hüllrohre der Spannglieder beschädigt, kann es durch das Eindringen von Zementmörtel in die Hüllrohre zu sogenannten „Verstopfern“ kommen. Wird dann beim Vorspannen nur auf „Kraft“ und nicht wie erforderlich auf „Kraft und Weg“ vorgespannt, können Spannsteelbrüche bereits beim Vorspannen auftreten. Im Bereich nach einem Verstopfer fehlt dann die planmäßige Vorspannwirkung auf das Tragwerk.

- **Nicht vorgespannte Spannglieder**

In einigen wenigen Fällen sind einzelne Spannglieder gar nicht vorgespannt worden.

- **Mangelnde Verpressung**

Spannglieder die unvollständig oder überhaupt nicht mit Einpressmörtel ausgeführt wurden, wirken sich aufgrund der fehlenden bzw. mangelhaften Verbundwirkung negativ auf die Tragfähigkeit aus. Weiters stellen diese Mängel eine wesentliche Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes der Spannsteel dar. Näheres über die Wirkungsweise und Ursachen der Korrosion im Kapitel 2.3.

Hinsichtlich einer vollständigen Verpressung spielen zahlreiche Faktoren eine mehr oder minder große Rolle, wobei jedoch den Eigenschaften des Zementmörtels, dem Fließquerschnitt (Verhältnis Spannsteel- zu Hüllrohrfläche) und der Lage der zu verpressenden Stelle im Spannkabelverlauf der größte Einfluss zukommt. In Tabelle 2.1 sind die wichtigsten Fehler, aus denen Verpressmängel resultieren können, zusammengefasst [6].

Fehler in der Planung	- Fehlerhafte Anordnung von Einpressstellen sowie Entlüftungen
Fehler in der Ausführung	- Nicht durchgängige Hüllrohre infolge Beschädigung u. Verstopfen - Restwasser im Hüllrohr - Zu große oder zu geringe Einpressgeschwindigkeit - Unzureichende Kenntnis der Ausführenden - Mangelnde Sorgfalt der Ausführenden
Fehler bei der Mörtelzusammensetzung	- Ungeeignete Mörtel­eigenschaften (zu geringe Fließfähigkeit, Wasserabsonderungen, zu schnelles Ansteifen) - Ungünstige chemisch-physikalische Eigenschaften des Zements
Mangelnde Kontrolle während der Ausführung	- Fehlende Kontrolle des Verpressvolumens - Fehlende Kontrolle der Konsistenz des austretenden Mörtels
Ungünstige Ausführungsbedingungen	- Frostperioden
Unausgereifte Technologien	- Unzureichende Anpassung der Verpresstechnik an neue Entwicklungen im Spannbetonbau

Tabelle 2.1 Ursachen von Verpressmängeln

2.1.8 Schäden in der Nutzungsphase (Verschleißschäden)

Brücken sind durch den Verkehr sowie durch die Umwelt- bzw. Witterungseinwirkungen hohen physikalischen und chemischen Beanspruchungen ausgesetzt. Durch die ständige Zunahme der Verkehrsdichte und der Verkehrslasten ergeben sich heute ungleich höhere Beanspruchungen als dies in der Vergangenheit der Fall war. Bedingt durch die hohen und häufig wechselnden Verkehrslasten weisen alle Bauwerkskomponenten wie z.B. Lager, Fahrbahnübergänge, Fahrbahnbelag und Abdichtung gemessen an der Gesamtnutzungsdauer eines Bauwerkes eine begrenzte Lebensdauer auf. Diese sind damit den sogenannten „Verschleißteilen“ zuzurechnen, die nach einer gewissen Nutzungsdauer in Stand gesetzt oder vollständig erneuert werden müssen.

Bauwerkskomponenten des Brückenbaus wie Schutzplanken, Geländer und Entwässerung unterliegen ebenfalls natürlichem Verschleiß und müssen nach einer gewissen Nutzungsdauer ebenfalls saniert oder erneuert werden. Die ständige

Zunahme von Schadstoffen in der Atmosphäre führte vor allem in industriellen Ballungsgebieten zu einer höheren chemischen Beanspruchung der Baustoffe. Insbesondere stellen Kohlendioxid und Schwefeldioxid aggressive Medien für den Beton der Tragwerke und damit für die Dauerhaftigkeit dar.

Eine weitere aus dem Verkehr resultierende Beanspruchung der Brückenbauwerke ergibt sich aus dem seit Mitte der 60er Jahre in den Wintermonaten eingesetzten Tausalz (NaCl). Dringen solche Tausalzlösungen bis zu den Stahleinlagen der Brücken vor, kann die „Passivierung“ unwirksam werden. Diese Passivierung schützt den Stahl im Beton vor Korrosion durch ein alkalisches Umgebungsmilieu. Diese Gefahr ist besonders bei schadhafte Abdichtungen, Entwässerungen der Fahrbahnplatte sowie im Bereich von undichten Fahrbahnübergängen zu berücksichtigen.

Abdichtungen und Entwässerungen sollen das Tragwerk aber nicht nur vor Schäden infolge chemischer Einwirkungen schützen, sondern auch vor einer Zerstörung des durchfeuchteten Betons durch die Sprengwirkung gefrierenden Wassers. Weiters können Schäden durch außergewöhnliche Ereignisse wie z.B. Anprallstöße oder Brände infolge von Unfällen verursacht werden.

2.2 Einfluss der Segmentfugen

2.2.1 Allgemeines

Die Fugen zwischen den einzelnen Segmenten werden von keiner durchgehenden schlaffen horizontalen Bewehrung durchdrungen. Die Kräfteüberleitung wird somit durch Überdrücken der Querschnittsflächen hergestellt. Damit erhält der Kleber nur eine fugendichtende Funktion, um unter Umständen eine Spannkabelkorrosion zu verhindern, obwohl er wesentlich höhere Zug- und Druckfestigkeiten als der Tragwerksbeton erreicht. Weiters ist der Kleber für die vollflächige Ausbildung der Kontaktfugenflächen der aneinanderstoßenden rauen Betonoberflächen der Segmente zuständig. Die Epoxidharzmasse gleicht die Unebenheiten, wie sie der Beton in der Regel aufweist, aus und verklebt die Segmente nach Aufbringen des Anpressdruckes bei der Montage dauerhaft.

Für die Anwendung der Klebetechnik im Rahmen dieses Projektes wurden zu Zeiten der Planung und des Baus umfangreiche Untersuchungen im Labor der Firma

A. PORR AG durchgeführt. Hierbei handelte es sich um Versuche, welche die erfolgreiche Durchführung der Klebearbeiten im Hinblick auf Topfzeiten, Aushärtungszeiten und Festigkeitseigenschaften der unterschiedlichen damals auf dem Markt erhältlichen Systeme, aber auch das Applizieren des Klebers, dass für eine erfolgreiche Anwendung von besonderer Bedeutung ist, zum Ziel hatten.

Bei ausreichender Dichtheit des Klebers gegen Feuchtigkeit kann bei Zustand I (ungerissener Beton) im Tragwerk davon ausgegangen werden, dass die Spannglieder dauerhaft vor Korrosion geschützt sind. Somit beschränken sich mögliche Schadensfälle auf jene von vorgespannten Brücken mit nachträglichem Verbund (siehe Punkt 2.1). Folgendes sollte aber nicht außer Acht gelassen werden:

- Es ist nicht sichergestellt, dass die Eigenschaften des Klebers über die Nutzungsdauer unverändert bleiben. Einflussfaktoren wie UV-Strahlung, Witterung oder Tausalz können sich im Laufe der Zeit negativ auf Dichtheit und mechanische Eigenschaften (Dauerhaftigkeit) des Klebers auswirken.
- Kommt das Tragwerk in den Zustand II (gerissener Beton), so werden die unteren Querschnittsfasern auf Zug beansprucht. Zustand II kann gewollt oder auch ungewollt, z.B. durch unterschätzte Spannkraftverluste oder zu hohe Nutzlast, erreicht werden. Durch Überschreiten der Zugfestigkeit des Klebers oder Versagen der Kontaktfläche Beton–Kleber kann es zu einem Öffnen der Fugen der Spannkabel kommen.

Jeder der oben angeführten Punkte kann alleine für sich oder in Kombination mit dem anderen zur unerwünschten Korrosion der Spannkabel führen im besonderen dann, wenn auch die Hüllrohre nicht fachgerecht verpresst bzw. wenn Chloride an den Spannstahl gelangen können. Aufwendige Sanierungsmaßnahmen wären die Folge.

2.2.2 Schadensfall Afon River Bridge

Die Afon River Bridge im südlichen Wales gilt laut Aufzeichnungen als die einzige vorgespannte Segmentbrücke, die eingestürzt ist [7].

Die Brücke wurde 1953 als Einfeldträger errichtet, der Kastenquerschnitt besteht aus neun Stegen und hat eine Spannweite von 18,4 m.

Acht Segmente mit 2,4 m Länge wurden durch 25 mm dicke Mörtelfugen verbunden. Die Vorspannung mit nachträglichem Verbund erfolgte mit Spanngliedern bestehend aus 12 Drähten mit einem Durchmesser von 5 mm. In jedem der neun Stege verlaufen jeweils fünf Spannglieder.

Als Ursache des Tragwerksversagens im Jahre 1985 gilt die Korrosion des Spannstahls, welche durch die Porosität der Mörtelfugen hervorgerufen wurde. Chloride, hauptverantwortlich für die Korrosion, wurden sowohl in den Mörtelfugen, im Beton als auch im Verpressmörtel nachgewiesen. Durch die höhere Durchlässigkeit der Mörtelfugen im Vergleich zum Beton war es leicht für Chloride, Wasser und Sauerstoff bis zu den Spannkabeln vorzudringen und diese im Bereich der Fugen zu schädigen. Nachteilig wirkte sich die als Schutz um die Spannkabel vorgesehene Asbestabdichtung im Fugenbereich aus. Anstatt Korrosion zu verhindern, wirkte die Abdichtung wie ein Schwamm und zog so zusätzlich Feuchtigkeit an. Die Kombination aus durchlässigem Mörtel und der unwirksamen Asbestabdichtung führte so zum Einsturz des Tragwerks.

2.3 Korrosion der Bewehrung

2.3.1 Allgemeines

Unter Korrosion versteht man die Zerstörung eines metallischen oder auch nichtmetallischen Werkstoffes ausgelöst durch Medien und Stoffe, die aus seiner unmittelbaren Umgebung stammen oder in seiner Struktur eingelagert sind. Wird Korrosion durch Stoffe in der Umgebung eines Werkstoffes ausgelöst, unterscheidet man zwischen folgenden Korrosionsmitteln [8]:

- Korrosionsmittel **physikalischer** Art: Wärme, Frost, Temperaturwechsel, Feuchte, Wasserdampf, Schlagregen, Kondenswasser, Wind, Staub, UV-Strahlung
- Korrosionsmittel **chemischer** Art: Säuren, Laugen, Salzlösungen, Lösemittel, Öle, Fette, organische Verbindungen, Abgase, Rauchgase, Smog
- Korrosionsmittel **biologischer** Art: Mikroorganismen, Algen, Pilze, Makroorganismen

Bezogen auf die Korrosion der Bewehrung in Stahl- und Spannbetonbrücken stellen wohl neben den Korrosionsmitteln physikalischer Art jene chemischer Art in Form von Tausalzen die größten Probleme für die Dauerhaftigkeit von Brückenbauwerken dar. Um die Stahleinlagen vor diesen Umwelteinflüssen zu schützen, ist ein gut verdichteter Beton, eine ausreichende Betonüberdeckung der Bewehrung und eine Beschränkung der Rissbreiten von enormer Wichtigkeit. Vor allem einer ausreichenden Betonüberdeckung sowie der Rissbreitenbeschränkung wurden jedoch in den Anfängen des Spannbetonbaus relativ wenig Bedeutung beigemessen. In vorgespannten Bauwerken ist der Beton Druckkräften ausgesetzt, welche die aus Eigengewicht, Nutzlasten und Zwängungen hervorgerufenen Zugspannungen weitestgehend überdrücken. In der Frühzeit der Spannbetontechnologie war man daher der Ansicht, dass keine Risse im Beton auftreten. Die Erfahrung zeigte jedoch bald, dass es nur bedingt möglich war, Risse im Beton zu verhindern.

2.3.2 Risse im Beton

2.3.2.1 Erscheinungsformen und Bedeutung der Risse

In einer Konstruktion aus Stahl- oder Spannbeton entstehen Risse, wenn im Beton die Zugfestigkeit überschritten wird. Risse haben zunächst keine unmittelbaren negativen Auswirkungen auf die Standsicherheit eines Bauwerks, da die Tragsicherheit mit der Annahme nachgewiesen wird, dass der Beton keine oder nur beschränkt Zugkräfte übernehmen kann. Alle Zugkräfte werden demnach der Bewehrung zugeordnet. Folgende Arten von Rissen und deren Ursachen können, wie auch in Bild 2.1 dargestellt, unterschieden werden:

- **Spannungsrisse:** Überschreiten der Betonzugfestigkeit resultierend aus den Lasten (auch aus der Vorspannung) und behinderter Verformung (Schwinden, Temperaturänderung, Auflagerverschiebung)
- **Schrumpfrisse:** Oberflächenaustrocknung des verarbeiteten Frischbetons
- **Hydratationsrisse:** Oberflächenabkühlung des infolge der Hydratation erwärmten Betons
- **Korrosionssprengrisse:** Volumenvergrößerung der Bewehrung bei Korrosion
- **Frostsprengrisse:** Volumenvergrößerung des Wassers bei der Änderung des Aggregatzustandes infolge Eisbildung

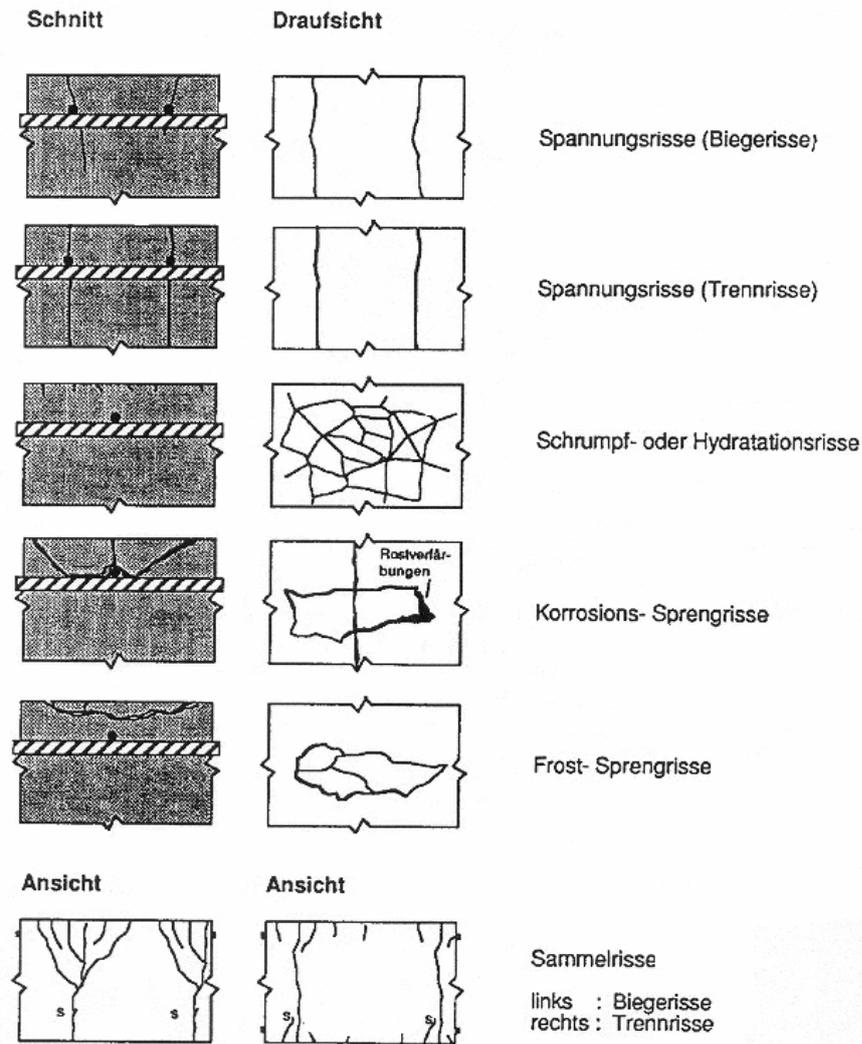


Bild 2.1 Erscheinungsformen der Risse

Bei Rissbreiten über 0,4 mm ist jedoch kein ausreichender Korrosionsschutz der Bewehrung mehr gewährleistet, womit Korrosionsabtrag und damit eine Schwächung der Bewehrung möglich wird. Aus diesem Umstand könnte eine unmittelbare Gefährdung für die Standsicherheit des Bauwerkes entstehen.

Problematischer wirken sich Risse im Bereich der Koppelfugen aus, hier tritt das Problem der Dauerschwingfestigkeit der Spannkabel in den Vordergrund. Durch die Änderung der Biegemomente infolge Verkehrslast treten große Spannungsschwankungen im Spann Stahl auf. Während von Spanngliedern auf der freien Strecke zwischen den Koppelankern auch hohe Dauerschwingbeanspruchungen ohne Schaden ertragen werden können, ist im unmittelbaren Bereich des Koppelankers eine deutliche Minderung der

Dauerschwingfestigkeit gegeben. Wird diese überschritten, besteht für die Spannstähle die Gefahr eines Ermüdungsbruches.

2.3.2.2 Ursachen der Rissbildung

Bereits kurz nach dem Betonieren kann es infolge des Aushärtvorganges und des Schwindens zur ersten Rissbildung im Frischbeton kommen. Dem kann durch eine geeignete Betonzusammensetzung sowie eine Nachbehandlung entsprechend dem Stand der Technik begegnet werden. Der Beton ist durch die Vorspannung Druckkräften ausgesetzt, welche die aus Eigengewicht, Nutzlasten und Zwängungen hervorgerufenen Spannungen weitestgehend überdrücken. Trotzdem ist es jedoch nur bedingt möglich, Risse im Beton zu verhindern. Neben den Zugspannungen aus Eigengewicht, Nutzlasten sowie Zwangszuständen (Stützensenkung, ungleichmäßige Erwärmung) treten nämlich in den Überbauten nennenswerte Zugspannungen auf, die in den Anfängen des Spannbetonbaus in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Zusätzlich sind für die Rissbildung Zwangs- und Eigenspannungen infolge Hydratationswärme oder verschiedener Schwindmaße von Bauteilen unterschiedlicher Dicke bzw. Alters von Bedeutung.

Überdies stellt die Betonzugfestigkeit eine stark streuende Größe dar, deren zulässige Werte auf Laborergebnissen beruhen. Die tatsächliche Betonzugfestigkeit im Bauwerk hängt vor allem von der Betonzusammensetzung, der Ausführungsqualität sowie möglichen Vorschädigungen ab und nimmt zudem mit der Zeit ab. Eine unzureichende Nachbehandlung oder ungünstige Witterungsverhältnisse können daher Betonzugfestigkeiten ergeben, die deutlich unter den zulässigen Werten liegen können. Zur Vermeidung von Rissen infolge Hydratationswärme müssen in erster Linie alle betontechnologischen Maßnahmen ergriffen werden, da Oberflächenrisse aufgrund ihrer Kerbwirkung Ausgangspunkte für Risse darstellen können.

Ein maßgebender Einfluss, der lange Zeit bei der Bemessung nicht berücksichtigt wurde, sind Zwangsschnittgrößen durch Temperaturdifferenzen infolge Sonneneinstrahlung. In den teils sehr großen Temperaturunterschieden zwischen Ober- und Unterseite des Überbaus ist eine wesentliche Ursache für die Rissbildung bei Spannbetonbrücken zu sehen.

2.3.3 Korrosion der Stahleinlagen

Eines der am häufigsten vorkommenden Probleme an Massivbrücken umfasst Schäden an den Bewehrungs- und Spannstählen, die durch Korrosion hervorgerufen werden. Darunter versteht man den zersetzenden Abbau eines Werkstoffes, in diesem Fall eines Metalls, unter äußeren Einflüssen an der Oberfläche beginnend.

Metalle werden aus natürlichen Metallverbindungen (Erzen) die thermodynamisch energiearm und damit chemisch stabil sind, durch Energiezufuhr (Verhüttung) gewonnen. Sie befinden sich in einem energiereichen, instabilen Zustand und haben das Bestreben, durch Bildung von Oxiden, Hydroxiden, Sulfaten oder Carbonaten wieder in einen energieärmeren Zustand zurückzukehren.

Aus diesem Grund neigt ungeschützter Stahl zur Korrosion und bildet Eisenoxid und -hydroxid (Rost). Um eine Rostbildung zu ermöglichen, sind Feuchtigkeit und Sauerstoff notwendig, wobei mit steigender Temperatur der Korrosionsprozess beschleunigt wird. Im einbetonierten Zustand wird Stahl vom Beton wirksam gegen Korrosion geschützt. Der Korrosionsschutz beruht dabei auf der hohen Alkalität des Porenwassers im Beton, das durch das beim Abbinden und Erhärten von Zement entstandene gelöste Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pH-Werte zwischen 12,5 und 13,5 aufweist. Hier bildet sich auf der Stahloberfläche eine stabile Passivschicht aus Eisenhydroxid aus, welche die anodische Eisenauflösung und somit die Korrosion verhindert. Der Passivfilm besteht zwar aus Korrosionsprodukten, jedoch sind die damit einhergehenden Abtragungsraten unter baupraktischen Gesichtspunkten ohne Bedeutung. Der Korrosionsschutz kann durch mechanische Verletzung (Verlust der Betondeckung), Karbonatisierung (Verlust der Alkalität der Porenflüssigkeit) oder zu hohen Chloridanteil im Beton (Angriff korrosionsfördernder Substanzen) verloren gehen. Karbonatisierung oder Chloride alleine haben jedoch noch nicht zwangsläufig Korrosion zur Folge, da Stahl nur rosten kann, wenn die folgenden vier Bedingungen erfüllt sind:

- Am Stahl muss genügend Wasser als Elektrolyt vorhanden sein. Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 bis 60 % ist diese Bedingung erfüllt.
- Zwischen den metallischen verbundenen Elektroden muss eine Potentialdifferenz existieren. An der Stahloberfläche ist diese stets vorhanden, z.B. durch Walzhaut und Grundmaterial, zwischen verschiedenen Legierungsbestandteilen, zwischen Gebieten unterschiedlicher Verformungs-

zustände, zufolge der Inhomogenitäten im Beton und durch unterschiedliche Verdichtung.

- An der Anode muss eine ungehinderte Eisenauflösung möglich sein. Dafür ist die Karbonatisierung des Betons die Voraussetzung .
- An die Kathode muss ausreichend Sauerstoff gelangen. Dies ist bei einer unzureichenden Betondeckung oder bei zu großen Rissen im Beton möglich.

2.3.4 Mechanismen der Korrosion

Bei der Beschreibung des Korrosionsmechanismus kann zwischen dem Einleitungszeitraum und dem Schädigungszeitraum unterschieden werden.

- **Einleitungszeitraum:** Umfasst den Zeitabschnitt, in dem die Karbonatisierung bzw. ein kritischer Chloridgehalt noch nicht bis zur Stahloberfläche vorgedrungen ist. Die Stahloberfläche bleibt während dieses Zeitraums passiviert, d.h., es findet kein Korrosionsabtrag statt.
- **Schädigungszeitraum:** Beginnt erst dann, wenn Korrosion tatsächlich möglich ist, d.h., nach Vordringen der Karbonatisierung bis zur Bewehrung bzw. nach Erreichen eines kritischen Chloridgehalts im Beton.

Ein Korrosionsprozess setzt ein, sobald die schützende alkalische Umgebung durch den Zementmörtel nicht mehr gegeben und somit Feuchtigkeit Zutritt möglich ist. Korrosion ist ein elektrochemischer Prozess der in zwei Teilreaktionen abläuft, welche an der Oberfläche unmittelbar nebeneinander oder örtlich getrennt stattfinden können. Dabei sind Vorgänge an der Anode und der Kathode zu unterscheiden. (Bild 2.2).

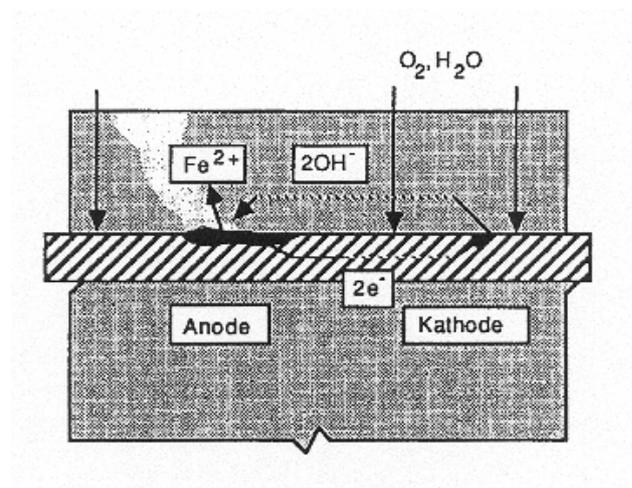


Bild 2.2 Galvanisches Element

Grundsätzlich sind zwei Korrosionsmechanismen möglich. Sind die Korrosionsbereiche klein und liegen dicht nebeneinander, spricht man von einer Lokal- oder Mikroelementkorrosion (Eigenkorrosion, Korrosionsmechanismus I), der Fortschritt des Korrosionsmechanismus ist dann in der Regel eher gering. Im Rissbereich korrodiert die depassivierte Oberfläche der Stahleinlage wie ein ungeschützter Stahl, die anodischen und kathodischen Teilbereiche liegen im Bereich des Risses unmittelbar nebeneinander und der benötigte Sauerstoff dringt überwiegend über den Riss ein (Bild 2.3 links).

Behindert jedoch eine örtliche Durchfeuchtung den Sauerstoffzutritt oder haben Chloride die Passivierung nur örtlich zerstört, so kommt es zur sogenannten Makroelementkorrosion (Korrosionsmechanismus II). Bei diesem Vorgang wirkt die depassivierende Schicht im Rissbereich anodisch. Die daneben zwischen den Rissen liegende Stahloberfläche wirkt kathodisch, wobei der Sauerstoff im ungerissenen Bereich zur Kathode diffundiert (Bild 2.3 rechts).

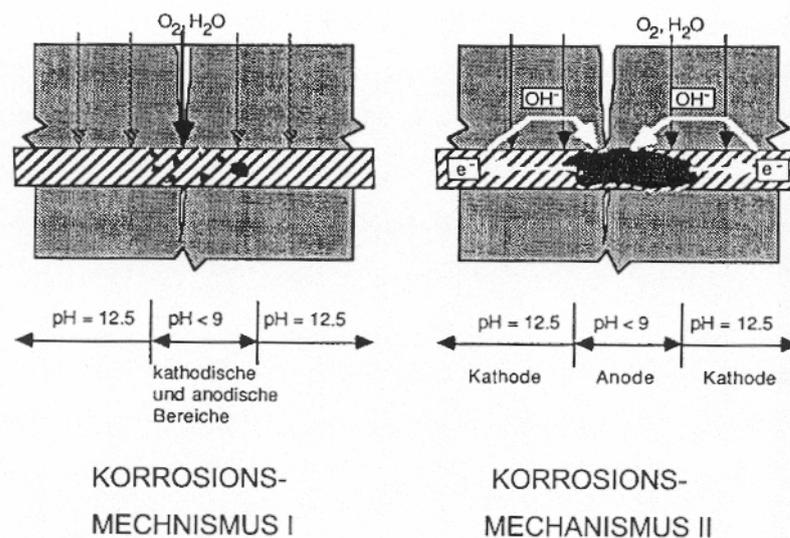


Bild 2.3 Korrosionsmechanismen im Riss

Durch den Vorgang der Korrosion tritt eine Querschnittsminderung der Bewehrung ein, die entstehenden Rostprodukte zeigen ein Farbspektrum von rot über grün bis hin zu schwarz. Gibt es jedoch lokale Störstellen in der Passivschicht können tiefe Rostnarben entstehen, die aufgrund der Kerbwirkung zusätzlich negative Folgen auf die Stähle haben können. Im folgenden sollen die wichtigsten Arten der Korrosion genauer beschrieben werden.

2.3.4.1 Flächenkorrosion (Abtragende Korrosion)

Die wichtigste Voraussetzung für die Einleitung von Korrosion des Stahles in den Beton ist durch die Auflösung der alkalischen Passivschicht (Depassivierung) gegeben. Dies ist nach Absenkung des pH-Wertes unter die sogenannte Passivierungsschwelle der Fall. Der Angriff von Chloriden in bereits karbonatisiertem Beton führt zu einem deutlich verstärkten Korrosionsangriff der Bewehrung.

Weiters muss eine ausreichende elektrische Leitfähigkeit des Betons gegeben sein. Diese wird durch das Vorhandensein von ungebundenem Wasser in den Kapillaren des Betons verursacht, wobei die Anwesenheit von Chloridionen die Leitfähigkeit des Betons wesentlich erhöht. Sauerstoff ist eine weitere wichtige Komponente. Dieser wird während des Korrosionsprozesses durch die Reaktion verbraucht. Der Beton muss daher so trocken sein, dass ein Nachtransport von Sauerstoff über Diffusionsprozesse oder über Risse möglich ist.

Der Korrosionsprozess ist daher eine Funktion der Parameter Leitfähigkeit (Wasser in den Kapillaren) und Sauerstoffnachlieferung, wobei diese beiden Faktoren stark voneinander abhängig sind. Der Extremfall des vollständig wassergesättigten Betons zeigt die beste elektrische Leitfähigkeit, setzt aber der Sauerstoffdiffusion einen erheblichen Widerstand entgegen. Der Extremfall des trockenen Betons zeigt eine sehr schlechte elektrische Leitfähigkeit, die Sauerstoffdiffusion findet hier optimale Randbedingungen vor. Die Korrosionsgefahr erreicht damit ein Maximum, wenn bei mäßig durchfeuchtetem Beton oder häufigem Nass-Trocken Wechsel die kombinierte Wirkung von Sauerstoffangebot und elektrischer Leitfähigkeit gegeben ist.

2.3.4.2 Lochfraßkorrosion

Die Lochfraßkorrosion beruht grundsätzlich auf der Bildung von Mikro- und Makroelementen, jedoch fördern Chloride den Korrosionsprozess, ohne dabei verbraucht zu werden. Das Eindringen von Chloriden in den Beton im ungerissenen Zustand beruht auf der kapillaren Saugwirkung des Zementsteines einerseits und auf Diffusionsvorgängen andererseits. Sind Risse vorhanden, wandern Chloride bevorzugt zur Anode und bewirken an dieser Stelle eine Anreicherung im Elektrolyt.

Frost-Tau Wechsel (Wechselbeanspruchung) führen zu einer verstärkten Chlorideindringung, bei gleichmäßig und stark durchfeuchtetem Beton findet kaum Korrosion statt, da der Zutritt von Sauerstoff unterbunden wird.

2.3.4.3 Spannungsrisskorrosion

Als Spannungsrisskorrosion bezeichnet man die Rissbildung und Rissausbreitung in Spannstählen unter Einwirkung bestimmter Medien sowie einer statischen Zugbelastung und/oder Eigenspannungen aus dem Produktionsprozess. Eine mechanische oder korrosionsbedingte Vorschädigung ist nicht erforderlich. In diesem Sinne können auch normgemäß eingebaute und geprüfte Stähle allein aufgrund ihres Chemismus gefährdet sein.

Die Spannungsrisskorrosion ist an die Bildung von atomarem, absorptionsfähigem Wasserstoff gebunden, der für die Versprödung des Spannstahles verantwortlich ist. In einem alkalischen Medium entsteht Wasserstoff bei der Wasserzersetzung an der Kathode im Zuge einer anodischen Eisenauflösung.

Zu den wichtigsten Einflussgrößen der wasserstoffinduzierten Rissbildung zählen Wasserstoffkonzentration und Zugspannungen. Unter hohen Zugspannungen genügt bei wasserstoffempfindlichen Stählen bereits eine sehr niedrige Wasserstoffaktivität, um den Prozess der Spannungsrisskorrosion einzuleiten.

Die sogenannte Dekohäsionstheorie sieht als Ursache der Spannungsrisskorrosion die Diffusion von absorbiertem Wasserstoff in Bereiche hoher Spannung (Kerben, Spitzen von Rissen etc.). Die Diffusion wird dadurch begünstigt, dass Wasserstoff aufgrund seines geringen Atomdurchmessers sehr beweglich ist. In den betroffenen Bereichen werden die Kohäsionskräfte im Metallgitter so weit herabgesetzt, dass Anrisse möglich werden, was ein weiteres Risswachstum begünstigt.

Im Gegensatz zur Lochfraßkorrosion tritt eine Versprödung im Inneren des Stahles auf und nicht an einer Grenzfläche, Unstetigkeiten im Metallgitter (Korngrenzen) ziehen den atomaren Wasserstoff an. Das Risswachstum erfolgt stufenweise, wobei immer eine ausreichende Menge an Wasserstoff ins Innere nachgeliefert wird und an der plastischen Verformungsgrenze eindiffundieren muss. Dadurch wird jener Versprödungsgrad erreicht, der zu einem weiteren Fortschreiten des Risswachstums führt. Dieser stufenweise Ablauf der Versprödung ist der Grund für das verzögerte Bruchverhalten der spannungsrisskorrosionsempfindlichen Spannstähle.

Vergütete Spannstähle zeigen im Vergleich zu anderen Spannstählen im Hinblick auf die festigkeitsmindernde Spannungsrisskorrosion ein wesentlich höheres Gefährdungspotential. Vor allem die chemische Zusammensetzung der Spanndrähte des sogenannten „alten Typs“ (vor 1965) gilt als kritisch. Ab 1965 konnten durch die

Herabsetzung des Kohlenstoffgehaltes sowie die Zulegierung von Chrom und eine Veränderung des Mn/Si Verhältnisses die Eigenspannungen deutlich verringert und somit das Risiko einer Spannungsrissskorrosion reduziert werden.

2.3.4.4 Reibkorrosion

Reibkorrosion tritt auf, wenn im gerissenen Beton (Zustand II) zwei Stahlflächen über längere Zeit unter Druck aneinander reiben (Reibdauerbeanspruchung). Spannstahl und Betonstahl zeigen aufgrund ihrer unterschiedlichen Oberflächengestaltung unterschiedliches Verbundverhalten, wodurch auch die Lasteinleitungs- bzw. Verankerungslängen von Spann- und Betonstählen variieren. In unmittelbarer Nähe von Rissen können daher Relativverschiebungen zwischen Spannglied und Hüllrohr bzw. zwischen den einzelnen Drähten eines Spanndrahtbündels auftreten.

Rissbreitenschwankungen verbunden mit einem ständigen Öffnen und Schließen der Risse als Folge dynamischer Belastung (Verkehrslasten) sind als besonders kritisch anzusehen, da sie den Verbund zwischen Beton und Bewehrung sukzessive schwächen. Diese Schwächung des Verbundes führt zu Reibvorgängen auf der Länge des verbundlosen Spannstahles. Dies hat zur Folge, dass Metallpartikel aus der Spannstahloberfläche herausgelöst werden, die sofort oxidieren. Die Oxidationsprodukte sind härter als der Stahl, was zu einer starken Erhöhung der Reibwerte führt.

Brücken unterliegen durch die Verkehrsbelastung häufig wechselnden Beanspruchungen. Bei häufigen Belastungszyklen ist aber die Festigkeit der Werkstoffe geringer als bei einmaliger statischer Belastung. Im ungerissenen Beton (Zustand I) haben die Schwankungen der Biegemomente infolge der Verkehrslasten nur geringe Schwingbreiten bei den Spannstahlspannungen zur Folge. Reißt ein Querschnitt hingegen auf (Zustand II), steigen die Schwingbreiten der Spannstahlspannung wesentlich an. Bei der Beurteilung des Ermüdungsrisikos muss demnach zwischen der freien Spanngliedlänge und Spanngliedverankerung (z.B. in den Koppelfugen) unterschieden werden.

Auf der freien Strecke sind Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die ertragbaren Schwingbreiten eines Spannstahles zu beachten. Die Sonneneinstrahlung auf Tragwerke führt zu einer Änderung der vorhandenen Rissbreiten (Temperaturdehnung); die Verkehrslasten können zu einer

weiteren Verstärkung dieses Effektes führen. Infolge des bereichsweise gelösten Verbunds treten dabei an den Spannstahloberflächen Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge auf, die einen Abfall der Dauerschwingfestigkeit der Spannstähle zur Folge haben.

Da in Spannbetonbauwerken im Zustand I die festigkeitsmindernde Reibdauerbeanspruchung an der Spannstahloberfläche nicht vorhanden ist, kann von relativ hohen Dauerschwingfestigkeitswerten des frei schwingenden Spannstahls ausgegangen werden. Diese liegen für die meisten der heute bauaufsichtlich zugelassenen Spannstähle bei mehr als 200 N/mm². Im gerissenen Bereich treten einerseits größere Schwingbreiten auf, denen andererseits kleinere ertragbare Schwingbreiten aufgrund der größeren Reibwege gegenüberstehen. Gekrümmt geführte Spannglieder zeigen eine geringere Dauerschwingfestigkeit unter dieser Reibdauerbeanspruchung als freischwingende Spannstähle. Folgende Faktoren sind zu berücksichtigen:

- Scheuerbewegungen der Spannglieder beim Öffnen und Schließen der Risse
- Umlenkpressung zwischen Spannstählen und Hüllrohren, auch innerhalb eines Bündels

Brüche von Spannstählen infolge Reibdauerbeanspruchung und Reibkorrosion führen in der Regel nicht zum plötzlichen Versagen eines Bauteils, da sich die durch den Bruch freigesetzte Zugkraft auf die übrigen Spannglieder des Querschnitts umlagern kann. Die damit verbundenen Spannungserhöhungen bewirken eine Zunahme der Rissbreiten bzw. führen bei Tragwerken im Zustand I zur Ausbildung von erkennbaren Rissen. Ein Versagen ist somit nur mit Vorankündigung zu erwarten.

Bei Rissbildung in Brücken werden Spannstahl und Betonstahl gemeinsam die Zugkräfte im Riss übertragen. Dies bedeutet, dass aufgrund der besseren Verbundeigenschaften des Betonstahls eine stärkere Zugkraftabtragung auftritt, als rechnerisch angesetzt wurde. Der Spannstahl hat damit noch Reserven, die bei der Planung und Wahl der Spannstähle nicht in Rechnung gestellt wurden.

2.3.5 Voraussetzung für Korrosion von Stahl

Für die Korrosion von Stahl sind vor allem der Chloridgehalt sowie die Karbonatisierung von entscheidender Bedeutung. Erst die Karbonatisierung des Betons bis zur Bewehrung ermöglicht, dass es an der Stahloberfläche zu einer Auflösung des Eisens und damit zur Bildung von Rost kommt. Wird im Querschnitt der Stahleinlagen eine kritische Chloridionenkonzentration überschritten, besteht jedoch auch in nicht karbonatisertem Beton Korrosionsgefahr.

Im folgenden Abschnitt sollen daher der Einfluss von Chloridionen sowie die Mechanismen der Karbonatisierung erläutert werden.

2.3.5.1 Chloridgehalt

Die Anwesenheit von Chloriden verbessert die Leitfähigkeit des Elektrolyten, sodass eine bereits laufende Korrosion im karbonatisierten Bereich des Betons erheblich beschleunigt werden kann. Durch Karbonatisierung des Betons wird daher die Korrosionsgefahr erhöht, da gebundenes (unschädliches) Chlorid wieder in Lösung geht. Bei der Chloridkorrosion von Stahl im Beton, bei der der Korrosionsmechanismus II (siehe Kapitel 2.3.4) maßgebend ist, müssen folgende Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Der Chloridgehalt im Bereich der Bewehrung muss oberhalb eines kritischen Grenzwerts liegen.
- Für den kathodischen Teilprozess muss in ausreichendem Maße Sauerstoff durch die Betondeckung zur Stahloberfläche diffundieren.
- Für den Ionenstrom zwischen Kathode und Anode ist ein ausreichender Feuchtigkeitsgehalt des Betons erforderlich.

Chloride können bereits in den Ausgangsstoffen für die Betonherstellung vorhanden sein, sind aber durch die technischen Vorschriften (Normen) auf unschädliche Mengen begrenzt. Schädlich sind die Chloride, die infolge des Tausalzeinsatzes während der kalten Jahreszeit von außen in den Beton eindringen.

Das Eindringen des Chlorids in den Beton läuft anders ab als das im Zuge der Karbonatisierung stattfindende Eindringen des gasförmigen Kohlendioxids. Während bei der Karbonatisierung des Betons gut messbare Fronten bzw. Bereiche auftreten, stellen sich bei der Chlorideindringung kontinuierlich abnehmbare

Konzentrationsverteilungen ein. Eine hohe Dichtigkeit des Betons (W/B-Wert, Verdichtung, Nachbehandlung) wirkt sich jedoch positiv auf den Eindringwiderstand der Chloride aus.

Im Bereich von Dauertauchzonen können die an der Betonoberfläche in der Lösung vorhandenen Chloride durch Diffusion über die Mikroporen in den Beton eindringen. Die Diffusionsgeschwindigkeit ist umso höher, je größer das Konzentrationsgefälle und je niedriger der Diffusionswiderstand des Betons ist. Dies wird durch die Betondichtigkeit (Kapillarporosität) bestimmt, die Chloridkonzentration im Beton kann dabei nicht größer werden als in der Lösung. Hierbei strebt die Chloridkonzentration bei ausreichend dichtem Betongefüge mit der Zeit einem Endwert zu.

Für Brücken gelten jedoch die Verhältnisse einer Wechselbefeuchtung, hier liegen deutlich ungünstigere Bedingungen vor. Der Transport von Chloridionen im Beton wird dabei maßgebend vom gleichzeitig eindiffundierenden Wasser beeinflusst, wobei den zeitlichen Abständen zwischen den Befeuchtungszyklen große Bedeutung zukommt. Aufgrund der Kapillarwirkung ist die Eindringgeschwindigkeit der Chloride in den Beton hoch, wenn die Lösung auf einen nicht wassergesättigten oder vollständig trockenen Beton einwirkt. Die Eindringgeschwindigkeit ist niedrig, wenn die Lösung auf einen wassergesättigten Beton trifft, da Chloride nicht über den Wassertransport in den Beton gelangen können. Wird der Beton wiederholt mit chloridhaltigen Lösungen befeuchtet und trocknet zwischenzeitlich aus, können nach dem Verdunsten des Wassers Chloridkonzentrationen auftreten, die weit über der Chloridkonzentration der Ausgangslösung liegen.

In Rissen können Chloride wesentlich schneller zur Stahloberfläche vordringen als im ungerissenen Beton. Da Chloridbeaufschlagung immer mit einer Befeuchtung des Bauteils einhergeht, spielen kapillare Saugvorgänge eine wesentliche Rolle, Diffusionsvorgänge in Rissen kommt daher keine Bedeutung zu.

Selbst bei hohen Chloridgehalten müssen jedoch zur Entstehung von Korrosion weitere Voraussetzungen erfüllt sein: der Beton muss ausreichend leitfähig (feucht) und genügend durchlässig für Sauerstoff sein. Die ungünstigsten Korrosionsbedingungen liegen vor, wenn bei undichter und geringer Betondeckung höhere Feuchtigkeitsgehalte eingetragen werden. In dieser Situation kann es im Falle einer Karbonatisierung des Betons auch ohne Chlorideinwirkung zu Korrosionsschäden kommen. In dichtem Beton und bei normgerechten

Betondeckungen ist die Chloridkorrosion selbst im Fall hoher Chloridgehalte an der Bewehrung begrenzt, da der Sauerstoffzutritt behindert wird.

Die Korrosionsgefahr für Stahl- oder Spannbetonbauteile unter Chlorideinwirkung kann demnach zusammenfassend folgendermaßen beurteilt werden. Starke Korrosionserscheinungen treten insbesondere bei Chloridangriff immer dann auf, wenn durch Schwachstellen in der Konstruktion starke Chloridanreicherungen und/oder häufige Durchfeuchtungen einzelner Bauteile auftreten, Betonierfehler vorliegen oder die Qualität der Betondeckung den Mindestanforderungen nicht genügt. Risse im Beton können in allen diesen Fällen Korrosionserscheinungen begünstigen. Bei älteren Bauwerken ist großflächige Korrosion aber auch im ungerissenen Bereich zu erwarten, Risse sind dann ohne Bedeutung.

Da bei Spannstählen nach einer Depassivierung der Stahloberfläche ein Totalversagen durch Wasserstoffversprödung oder Spannungsrisskorrosion nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann, muss für Spannbetonbauteile ein Vordringen der Chloride bis zur Spannstahloberfläche verhindert werden. Dies kann beispielsweise mit Hilfe von dauerhaft dichten Hüllrohren (z.B. aus Kunststoff) oder korrosionsgeschützten Spannstählen erreicht werden.

Da Tausalzeinwirkung für die Dauerhaftigkeit eine hohe Gefahr bedeuten, sind zusätzliche konstruktive Maßnahmen, d.h. direkte Schutzvorkehrungen erforderlich, um den Zutritt von Tauwasser an den Konstruktionsbeton und vor allem an die Spannstähle zu verhindern (einwandfreie Abdichtung und Entwässerung sowie dauerhaft wasserdichte Fahrbahnübergänge). Risse in der Fahrbahnplatte sind daher wegen möglicher Fehlstellen in der Fahrbahnabdichtung und der dort vorliegenden größeren Chloridbeaufschlagung grundsätzlich kritischer zu bewerten als Risse in den Stegen und in der Bodenplatte, wo normalerweise mit Ausnahme von Sprühnebelbereichen über tausalzbehandelten Straßen nicht mit Angriffen durch Tausalzwasser zu rechnen ist. Bei defekter Abdichtung stellen Risse im Beton von Fahrbahnplatten, sofern sie Spannglieder kreuzen, eine ernsthafte Unterbrechung des Korrosionsschutzes dar.

2.3.5.2 Karbonatisierung

Das in der Luft enthaltene gasförmige Kohlendioxid CO_2 , kann durch die luftgefüllten Poren des Zementsteins, sowie an lokalen Fehlstellen, Nestern und Rissen in den Beton eindiffundieren. Das CO_2 reagiert mit dem im Porenwasser des Betons gelösten Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ zu Calciumcarbonat CaCO_3 . Eine Reaktion des Kohlendioxids ist nun mit den im Wasser gelösten Bestandteilen des Zementsteins möglich, wobei das CO_2 bei der Karbonatisierungsreaktion verbraucht wird. Erst wenn der Umsetzungsvorgang soweit fortgeschritten ist, dass am Reaktionsort kein Calciumhydroxid mehr nachgelöst werden kann, dringt die Karbonatisierung tiefer in den Beton vor. Dadurch ergeben sich eindeutige, gut messbare Karbonatisierungsfronten. Bedingt durch Poren und andere Fehlstellen im Betongefüge treten jedoch Karbonatisierungsspitzen auf, die oft ein Vielfaches der mittleren Karbonatisierungstiefe betragen können.

Durch die fortschreitende Karbonatisierung sinkt der ursprünglich hohe pH-Wert des Zementsteins, bis schließlich bei pH-Werten unter 9 im karbonatisierten Bereich die Korrosionsschutzwirkung des Betons durch Depassivierung der Stahloberfläche verloren geht. Vollständig karbonatisierter Beton weist schließlich einen im Vergleich zum pH-Wert des unkarbonatisierten Zementsteins von ca. 12,5 sehr niedrigen pH-Wert von 8,3 auf. Der Beton selbst wird durch die Karbonatisierung nicht geschädigt. Durch die Bildung des kristallinen Kalziumkarbonats werden die Dichtigkeit des Zementsteins sowie die Druckfestigkeit des Betons sogar erhöht.

Die Karbonatisierungsfront wandert auf Grund des oben beschriebenen Prozesses langsam in das Betoninnere vor. Da der Diffusionswiderstand des Betons zum Betoninneren zunimmt und gleichzeitig aus dem Inneren Calciumhydroxid zur Karbonatisierungsfront wandert, stellt sich ein Grenzwert der Karbonatisierungstiefe in jenem Querschnitt ein, in dem sich zwischen eindiffundierendem Kohlendioxid und dem aus dem Inneren zugeführten Calciumhydroxid ein Gleichgewicht einstellt.

Für die Karbonatisierung sind die Zusammensetzung, die Verarbeitung sowie die Nachbehandlung des Betons von entscheidender Bedeutung. Bei der Zusammensetzung ist auf einen möglichst niedrigen W/B-Wert zu achten, da die Porosität des Zementsteins mit wachsendem W/B-Wert stark zunimmt. Weiters ist eine optimale Sieblinie der Zuschlagstoffe anzustreben. Bei der Verarbeitung des Betons kommt der Herstellung eines geschlossenen Gefüges durch vollständige

Verdichtung große Wichtigkeit zu, was wiederum eine geeignete Frischbetonkonsistenz voraussetzt. Die Nachbehandlung soll die für den Korrosionsschutz der Stahleinlagen entscheidende Dichtigkeit des Betons an den Bauteiloberflächen durch Gewährleistung des notwendigen Hydratationsgrades garantieren. Eine ausreichende Nachbehandlung umfasst ein angemessenes Feuchtigkeitsangebot bzw. den Schutz vor frühzeitiger Austrocknung durch Abdeckung der frisch betonierten Bauteile.

Neben den Betoneigenschaften selbst haben weiters die Umgebungsbedingungen einen großen Einfluss auf die Karbonatisierung des Betons. Diese ist dabei stark vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons abhängig. Da das Kohlendioxid nur durch Poren diffundieren kann, die nicht wassergefüllt sind, ist wassergesättigter Beton weitgehend vor Karbonatisierung geschützt. Auch vollständig trockener Beton karbonatisiert nicht, da für die Karbonatisierung Wasser benötigt wird. Luftfeuchtigkeiten, die den Ablauf der Karbonatisierung verhindern ($< 30\%$ relative Luftfeuchtigkeit) treten in Mitteleuropa allerdings kaum auf. Für die Karbonatisierung günstige Werte sind relative Luftfeuchtigkeiten zwischen 50 und 70% , bei höheren Luftfeuchtigkeiten verlangsamt sich der Karbonatisierungsfortschritt. Aus diesen Zusammenhängen wird verständlich, dass regengeschützte Flächen (Brückenuntersichten) größere Karbonatisierungstiefen aufweisen können als Flächen, die dem Regen stärker ausgesetzt sind.

Kapitel 3

Planung und Durchführung der Versuche

3.1 Allgemeines

Das Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien und die Firma A. PORR AG wurden vom Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT) betraut, an der PORR Brücke zerstörende Belastungsversuche durchzuführen. Die Firma Vorspanntechnik (VT) aus Salzburg wurde mit der Montage der Belastungseinrichtung sowie für die Hebe- und Senkarbeiten am Tragwerk betraut.

In den folgenden Unterkapiteln erfolgt eine detaillierte Beschreibung über alle durchgeführten Arbeiten vor, während und nach den eigentlichen Belastungsversuchen. Unterschieden wird in *Vorbereitungsarbeiten*, *Voruntersuchungen*, *Belastungsversuchen* und *Abbruch des Tragwerks*.

3.2 Vorbereitungsarbeiten

- **Aufnahme des Zustandes der Brücke:** Im Mai 2002 lagerte die Brücke noch auf ihren ursprünglichen Widerlagern. Mittels Setzbolzen legte man ein Punknetz für die geodätische Vermessung auf der Fahrbahn fest. Jedes Messprofil bestand aus 3 Punkten, welche in den beiden Stegachsen und in Brückenlängsrichtung verliefen. Die Anordnung der Querschnitte erfolgte im Abstand von 2 Metern. Diese 21 Messprofile ermöglichten somit eine genaue Aufnahme der Verformungen des Tragwerks zwischen den einzelnen Belastungsstufen.
- **Heben des Tragwerks:**



Bild 3.1 Brücke nach dem Anheben

Um den zeitlichen Bauablauf der Betonierarbeiten der Tunneldecke der Süd-Ost-Tangente nicht zu stören, war es notwendig das Tragwerk zu heben (Bild 3.1). Dies wurde mit Hilfe eines Stahlrahmens und vier Spannpressen (zwei je Auflager) durchgeführt. Dadurch konnte eine lichte Durchgangshöhe (Abstand Brückenunterkante zur Deckenoberkante) von 2 m realisiert werden. Die Hebearbeit wurde am 31.07.2002 durchgeführt.

- **Montage der Belastungseinrichtung:** Zur Belastung des Brückentragwerks wurde im Bereich der Tunnelmittelwand ein Stahlträger über die Fahrbahnplatte gelegt und auf diesem beidseitig Spannpressen aufgesetzt (Bild 3.2). Die Krafteinleitung erfolgte mit Hilfe von Zuggliedern (Litzenspannglieder), welche man in der Tunnelmittelwand verankerte.

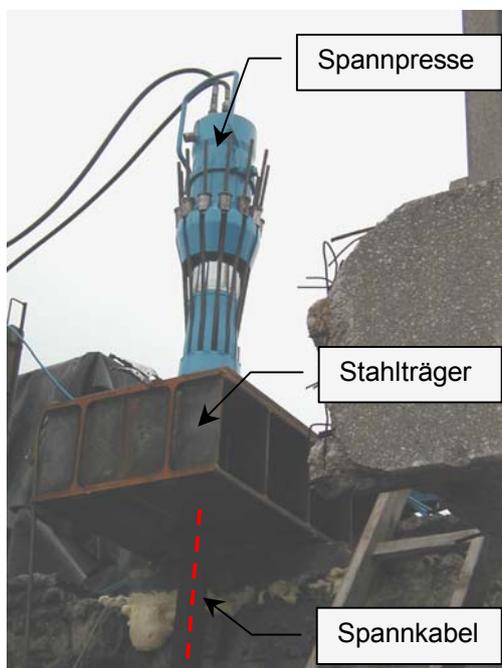


Bild 3.2 Hydraulische Presse für die Lastaufbringung

Um die Lasteinleitung in die beiden Stege sicherzustellen, waren folgende Maßnahmen nötig:

- Abtrag der Abdichtungs- und Asphaltsschicht
- Ausgleichsschicht mit Mörtel
- Zusätzliches Anschweißen von Stahlplatten im Lasteinleitungsbereich

- **Freilegen der Spannkabel:** Zur Durchtrennung der Spannkabel zwischen den einzelnen Versuchen, zur Probenentnahme von Spannstahl und Verpressmörtel sowie zum Aufkleben von Dehnmessstreifen zur Bestimmung der Dehnung im Spannstahl war es erforderlich, fünf Spannkabel im Bereich der Segmentfugen 7 bis 11 in beiden Stegen freizulegen. Um für die nachfolgenden Untersuchungen genügend lange Spannstahlproben sicherzustellen, betrug die Abmessungen bei Fuge 9 $2,40 \times 0,45 \times 0,25$ m. In den restlichen Fugenbereichen wurden $0,40 \times 0,45 \times 0,30$ m freigelegt.

- **Absenken des Brückentragwerks:** Ursprüngliche nichtlineare Berechnungen ergaben eine mögliche Durchbiegung des ungeschädigten Tragwerks bei maximal aufnehmbarer Belastung von 55 cm. Aus diesem Grund und aus sicherheitstechnischen Überlegungen wurde die Brückenunterkante daher auf eine Niveau von 80 cm über Tunneldecke mittels Spannpressen abgesenkt. Dies erfolgte am 19.09.2002.

- **Sicherungsmaßnahmen**

Absbergtunnel: Eine 25 cm starke Schutzkonstruktion bestehend aus I-Profilen und Holzbohlen sollte die Tunneldecke bei frühzeitigem bzw. sprödem Tragwerksversagen der PORR Brücke ausreichend schützen (Bild 3.3). Im Bereich der freigelegten Spannkabel reduzierte sich die mögliche

Fallhöhe der Brücke beim Versagen durch zusätzliches Einlegen von Kanthölzern auf wenige Zentimeter .



Bild 3.3 Abgesenktes Tragwerk und Sicherungsmaßnahmen

- **Montage der Messeinrichtungen:** Um die Durchbiegung, Fugenöffnungsweiten, Stegstauchung, Betondehnung bzw. -stauchung elektronisch zu erfassen, kamen Wegaufnehmer unterschiedlicher Bauart zum Einsatz. Für die Bestimmung der Dehnungen im Spann Stahl war es nötig Dehnmessstreifen (DMS) auf die freigelegten Drähte der Spannglieder zu kleben. Zusätzlich zu den Setzbolzen (siehe Aufnahme des ursprünglichen Zustandes der Brücke) wurden Höhenmarken an der südlichen Stegseite der Segmente 1, 9 und 15 montiert, um mit einem weiteren Nivelliergerät die Durchbiegung der Brücke zu ermitteln.

3.3 Ausgangssituation für die Untersuchungen – Voruntersuchungen

3.3.1 Visuelle Beurteilung

Im Zuge der Vermessungsarbeiten am Tragwerk wurde eine visuelle Inspektion der von außen sichtbaren bzw. zugänglichen Elemente (Hohlkasten) durchgeführt. Dabei waren von beiden Widerlagern ausgehend keine Hinweise auf Durchfeuchtung, keine Anzeichen beginnender oder fortschreitender Korrosion, keine Rissbildungen sowie keine sonstigen Abweichungen vom Sollzustand erkennbar.

Die mit Epoxidharz verklebten Segmentfugen wiesen keine optisch erkennbaren Schäden auf. Man konnte weder Risse in der Fuge noch Mängel in der Dauerhaftigkeit des verwendeten Klebers feststellen. An freigelegten Bereichen der Kragplatte war eine ausreichende Betondeckung zu erkennen.

3.3.2 Profometer - Bewehrungssuchgerät

3.3.2.1 Versuchsdurchführung

Das Brückentragwerk wurde stichprobenartig mit einem Bewehrungssuchgerät untersucht. Dabei wurde einerseits die Ausführungsqualität der schlaffen Bewehrung überprüft und andererseits die Entnahmestellen der Bohrkerne so gewählt, dass diese möglichst frei von Bewehrungsstäben waren. Zur Anwendung kam das Messgerät Profometer 5 Modell S der Firma Proceq [9], bestehend aus einem Anzeigegerät und einer Universalsonde. Somit konnte man Bewehrungsstäbe orten und deren Betondeckung und Durchmesser bestimmen. Die Ortung konnte sowohl akustisch durch einen höher und tiefer werdenden Signalton als auch optisch durch einen Balken und Signalwert bestimmt werden. Am Brückentragwerk wurde das Segment Nummer 2 mit Ausnahme der Fahrbahnplatte untersucht (Bild 3.4 und 3.5). Die Fahrbahnplatte konnte aufgrund der zu dicken Asphaltsschicht nicht vermessen werden. Zusätzlich wurde an den Segmenten Nummer 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 und 18 jeweils die Innenseite des Steges auf beiden Seiten untersucht.

3.3.2.2 Messprinzip

Der Bewehrungssucher Profometer 5 ist ein Gerät zur zerstörungsfreien Ortung und Messung der Betondeckung sowie des Durchmessers von Bewehrungsstäben. Die Messmethode basiert auf dem Puls-Induktions-Verfahren. Dabei wird die Messspule periodisch mit einem Stromimpuls beaufschlagt und diese generiert dadurch ein Magnetfeld. Befindet sich im Ausbreitungsbereich dieses Feldes ein elektrisch leitendes Material, so entstehen auf dessen Oberfläche Wirbelströme, die ein in der Richtung entgegengesetztes magnetisches Feld in der Spule induzieren. Die daraus resultierende Erhöhung der Induktionsspannung kann nun messtechnisch ausgewertet werden [9].

Grundsätzlich können sowohl ferromagnetische als auch nichtferromagnetische Metalle gemessen werden. Durch die höhere magnetische Permeabilität wird bei ferromagnetischen Materialien (z.B. Bewehrungsstäbe) die Induktionsspannung wesentlich stärker erhöht als bei nichtferromagnetischen Materialien (z.B. Kupfer, Messing).

3.3.2.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der Messungen mit dem Bewehrungssuchgerät sind für die Bügelbewehrung in der Tabelle 3.1 bis 3.3 sowie für die Längsbewehrung in Tabelle 3.4 bis 3.5 enthalten. Zusätzlich dazu wurde das Segment 2 im Detail untersucht, wobei die Messergebnisse für die oberflächennahe Bewehrung in Tabelle 3.6 bis 3.10 zusammengefasst sind. Grafisch wurden die Ergebnisse von Segment 2 in den Bildern 3.4 und 3.5 dargestellt.

Betondeckung und Abstände der Bügelbewehrung im Steg einzelner Segmente im Inneren des Brückenquerschnittes

lt. Plan Position 13, ϕ 10 / 15 cm

Nr.	Segment 2				Segment 4				Segment 6			
	Nord		Süd		Nord		Süd		Nord		Süd	
	Beton- deckung	Abstand e										
	[mm]	[cm]										
VL	Segment 1		Segment 1		S 3		S 3		S 5		S 5	
1	36	4,5	24	5,0	31	3,0	28	4,0	47	1,5	27	4,5
2	29	17,0	25	16,5	32	16,0	28	13,5	45	20,0	25	14,5
3	32	17,0	25	13,5	31	15,0	27	16,0	43	14,0	25	14,0
4	25	13,0	26	15,5	32	14,0	24	15,0	45	14,5	22	15,0
5	31	14,0	28	17,0	32	15,0	22	14,0	43	14,0	23	14,5
6	30	15,0	27	13,5	31	15,0	21	14,5	45	18,0	23	15,0
7	32	15,5	28	15,0	31	15,5	19	14,0	44	15,5	24	14,5
8	30	14,5	28	14,5	31	14,5	19	17,0	45	15,0	24	15,5
9	28	14,0	28	15,5	32	15,5	19	14,0	40	14,0	24	15,0
10	26	16,5	27	15,0	33	16,0	18	14,0	37	16,5	25	15,5
11	31	15,0	27	13,5	33	16,5	20	14,5	36	13,0	22	15,5
12	28	13,5	28	17,0	40	16,0	25	15,5	37	15,5	22	15,0
13	26	17,0	28	14,5	41	14,0	22	16,0	37	14,5	23	14,0
14	24	14,5	29	14,5	39	15,0	22	15,5	33	14,5	22	15,0
15	21	14,0	28	14,0	36	13,0	22	17,0	30	13,0	22	15,0
16	19	15,0	26	13,0	33	14,0	24	15,5	26	14,5	21	16,5
NL	Segment 3		Segment 3		S 5	5,0	S 5	3,0	S 7	5,0	S 7	4,0
ϕ	28		27		34		23		38		23	

Tabelle 3.1 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 1

Betondeckung und Abstände der Bügelbewehrung im Steg einzelner Segmente im Inneren des Brückenquerschnittes
lt. Plan Position 13, ϕ 10 / 15 cm

Nr.	Segment 8				Segment 10				Segment 12			
	Nord		Süd		Nord		Süd		Nord		Süd	
	Beton- deckung	Abstand e										
	[mm]	[cm]										
VL	S 7		S 7		S 9		S 9		S 11		S 11	
1		5,0		4,0		3,5		4,0		5,0		6,0
2	36		21		28		20		20		28	
3		13,0		15,5		16,0		14,0		15,5		14,5
4	34		24		29		21		22		24	
5		14,0		16,0		15,0		14,0		15,0		15,0
6	32		26		29		27		22		24	
7		15,0		15,5		16,5		15,0		14,5		15,0
8	30		27		28		29		22		27	
9		14,0		13,5		14,5		15,5		16,0		17,0
10	30		28		28		29		23		24	
11		15,0		15,0		13,0		16,5		14,5		15,5
12	29		28		27		29		24		24	
13		16,0		14,5		15,0		13,5		15,0		14,0
14	28		28		27		30		24		23	
15		15,5		15,5		16,5		14,0		14,5		14,5
16	27		27		27		30		23		22	
NL	S 9		S 9		S 11		S 11		S 13		S 13	
ϕ	27		27		27		27		22		23	

Tabelle 3.2 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 2

Betondeckung und Abstände der Bügelbewehrung im Steg einzelner Segmente im Inneren des Brückenquerschnittes

lt. Plan Position 13, ϕ 10 / 15 cm

		Segment 14				Segment 16			
		Nord		Süd		Nord		Süd	
		Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e
Nr.		[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]
VL	S 13			S 13		S 15		S 15	
1	29	5,0		29	2,5	27	5,0	20	1,0
2	24	14,0		27	17,5	28	14,0	30	16,5
3	21	14,5		29	14,0	29	14,0	25	13,5
4	22	11,5		29	14,0	27	14,0	25	16,0
5	22	18,0		30	17,0	26	14,5	27	15,0
6	22	15,0		29	14,0	27	13,5	28	15,0
7	23	16,0		29	17,0	25	16,5	25	16,0
8	23	12,0		29	13,0	25	16,5	25	16,5
9	24	14,5		29	15,0	24	15,5	26	15,5
10	24	17,0		29	16,0	24	15,0	28	14,5
11	24	16,0		31	15,0	25	15,0	28	17,0
12	24	18,5		31	16,5	23	16,0	28	15,0
13	23	14,5		30	16,0	25	12,5	26	14,0
14	24	13,5		30	13,5	18	17,5	19	13,5
15	21	14,0		30	14,0	24	15,5	23	14,5
16	19	16,5		30	15,0	22	13,5	25	14,0
NL	16	2,5		27	3,0	22	4,5	22	5,5
	S 15			S 15		S 17		S 17	
ϕ		23		29		25		25	

Die Verlegung der Bügel (Anzahl und Abstände) erfolgte ordnungsgemäß laut Planvorgabe.

durchschnittliche Betondeckung der Position 13 im Inneren des Hohlkastens

26,7 mm

Tabelle 3.3 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 3

Betondeckung und Abstände der Längsbewehrung im Steg einzelner Segmente im Inneren des Brückenquerschnittes

lt. Plan Position 22, ϕ 8 / 15 cm

		Segment 2				Segment 4				Segment 6			
		Nord		Süd		Nord		Süd		Nord		Süd	
		Beton- deckung	Abstand e										
Nr.		[mm]	[cm]										
Decke	Fahrbahnplatte	Fahrbahnplatte		Fahrbahnplatte									
			4,0		5,0								
	17	31		24									
			17,0		13,0								
	18	36		33									
			13,5		18,0								
	19	40		32		42		33		40		23	
			14,5		14,0		15,0		15,0		15,0		17,5
	20	44		33		41		32		42		27	
			18,5		11,0		15,0		14,0		16,5		15,0
	21	30		34		43		33		44		27	
			13,0		17,5		15,0		16,0		14,5		14,0
	22	34		36		38		33		45		28	
			18,0		14,0								
	23	29		30									
		15,5		16,5									
24	30		34										
		12,0		14,5									
25	23		27										
		16,5		24,5									
26	23		28										
		16,5		7,5									
27	25		29										
		6,0		9,5									
Platte	Bodenplatte	Bodenplatte		Bodenplatte									
ϕ	31		31		41		33		43		26		

Tabelle 3.4 Messergebnisse Profometer Längsbewehrung – Teil 1

Betondeckung und Abstände der Längsbewehrung im Steg einzelner Segmente im Inneren des Brückenquerschnittes

lt. Plan Position 22, ϕ 8 / 15 cm

Nr.	Segment 8				Segment 12				Segment 14			
	Nord		Süd		Nord		Süd		Nord		Süd	
	Beton- deckung	Abstand e										
	[mm]	[cm]										
17 bis 18												
19	35		40		28		33		35		34	
20		12,5		15,0		15,0		14,5		17,5		16,0
21	39		40		34		34		39		38	
22		15,0		15,0		17,5		16,5		14,0		16,5
23	38		38		34		33		34		39	
24		16,5		17,5		16,0		14,5		15,5		14,0
25	37		37		33		32		35		41	
26												
27												
ϕ	37		39		32		33		36		38	

Segment 16			
Nord		Süd	
17 bis 18			
19	35	40	
20		12,5	15,0
21	39	40	15,0
22		15,0	15,0
23	38	38	
24		16,5	17,5
25	37	37	
26			
27			
ϕ	37	39	35 mm

durchschnittliche Betondeckung der Segmente (in mm):

2 :	31
4 :	37
6 :	35
8 :	38
12 :	33
14 :	37
16 :	38

durchschnittliche Betondeckung der Position 22 im Inneren des Hohlkastens

Die Verlegung der Längsbewehrung (Anzahl und Abstände) wurde ordnungsgemäß laut Planvorgabe durchgeführt.

Die Überprüfung erfolgte stichprobenartig an den einzelnen Segmenten.

Tabelle 3.5 Messergebnisse Profometer Längsbewehrung – Teil 2

Betondeckung und Abstände der oberflächennahen Bewehrung des Segmentes 2

Steg Innen								
Pos. 13, Bügel ϕ 10				Pos. 22, Längsbew. ϕ 8				
Nord		Süd		Nord		Süd		
Betondeckung	Abstand e	Betondeckung	Abstand e	Betondeckung	Abstand e	Betondeckung	Abstand e	
[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	
Nr.	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]	[mm]	[cm]
VL	Segment 1	Segment 1						
1	36	24	4,5	5,0				
2	29	25	17,0	16,5				
3	32	25	17,0	13,5				
4	25	26	13,0	15,5				
5	31	28	14,0	17,0				
6	30	27	15,0	13,5				
7	32	28	15,5	15,0				
8	30	28	14,5	14,5				
9	28	28	14,0	15,5				
10	26	27	16,5	15,0				
11	31	27	15,0	13,5				
12	28	28	13,5	17,0				
13	26	28	17,0	14,5				
14	24	29	14,5	14,5				
15	21	28	14,0	14,0				
16	19	26	15,0	13,0				
NL	Segment 3	Segment 3	3,0	5,5				

Decke	Fahrbahnplatte	Fahrbahnplatte
17	31	24
18	36	33
19	40	32
20	44	33
21	30	34
22	34	36
23	29	30
24	30	34
25	23	27
26	23	28
27	25	29
Platte	Bodenplatte	Bodenplatte

1. Lage: Bügel Pos. 13

2. Lage: Längsbewehrung Pos. 22

Die Verlegung der Bügel und der Längsbewehrung (Anzahl und Abstände) wurde ordnungsgemäß laut Planvorgabe durchgeführt.

ϕ	28	27	ϕ	31	31
	28 mm		ϕ Betondeck. pro Segment :	31 mm	

Tabelle 3.6 Messergebnisse Profometer Segment 2 - Steg Innen

Betondeckung und Abstände der oberflächennahen Bewehrung des Segmentes 2

Steg Außen									
Pos. 13, Bügel				Pos. 22 u. 27, Längsbew.					
Nord		Süd		Nord		Süd			
Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e		
Nr.	[mm]	[cm]	[mm]	[mm]	[cm]	[mm]	[mm]		
VL	Segment 1		Segment 1		Decke	Fahrbahnplatte		Fahrbahnplatte	
		6,5		7,0			2,5		2,0
	1	23		35		17	45		38
		16,0		14,5		18	15,0		16,5
	2	23		32		19	45		36
		15,5		15,0		20	15,0		14,5
	3	22		31		21	50		36
		14,5		15,0		22	15,5		17,0
	4	21		32		23	45		39
		16,0		16,0		24	17,5		14,5
	5	22		31		25	51		28
		15,0		16,0		26	14,5		14,0
	6	20		29		27	54		32
		15,5		14,0		28	15,0		15,5
	7	24		29		29	51		30
		15,0		13,0		30	17,5		15,0
8	20		32	31	44		33		
	13,5		16,0	32	18,0		15,0		
9	21		27	33	41		28		
	13,5		15,0	34	12,5		15,0		
10	22		29	35	52		34		
	16,5		15,5	36	12,0		15,0		
11	25		26	37	39		33		
	14,5		13,0	38	13,5		13,0		
12	32		26	39	50		35		
	16,0		14,5	40	14,0		12,0		
13	32		27	41	43		32		
	13,0		15,5	42	3,5		7,0		
14	35		25	43	Bodenplatte		Bodenplatte		
	14,5		14,0	44					
15	37		26	45					
	14,0		14,5	46					
16	47		26	47					
	3,5		4,5	48					
NL	Segment 3		Segment 3						

Die Verlegung der Bügel und der Längsbewehrung (Anzahl und Abstände) wurde ordnungsgemäß laut Planvorgabe durchgeführt.

1. Lage: Bügel Pos. 13
 2. Lage: Längsbew. Pos. 22 und 27

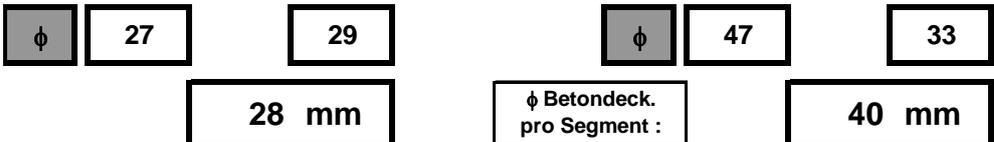


Tabelle 3.7 Messergebnisse Profometer Segment 2 - Steg Außen

**Betondeckung und Abstände der oberflächennahen
Bewehrung des Segmentes 2**

Bodenplatte Innen					
Pos. 9, ϕ 8			Pos. 24, ϕ 8		
Beton- deckung		Abstand e	Beton- deckung		Abstand e
Nr.	[mm]	[cm]	Nr.	[mm]	[cm]
VL	Segment 3		Nord	Richtung Wien	
		3,5			12,0
1	37	15,0	18	48	16,5
2	41	16,0	19	43	19,5
3	42	15,0	20	54	11,0
4	43	15,5	21	53	16,5
5	45	15,0	22	57	14,0
6	46	14,0	23	53	17,5
7	49	17,5	24	51	13,5
8	51	15,5	25	51	14,5
9	47	13,0	26	58	15,5
10	49	16,5	27	54	16,5
11	47	15,0	28	56	16,0
12	49	13,5	29	46	12,5
13	51	12,5	30	44	16,5
14	49	11,5	31	57	14,0
15	49	14,5	32	56	13,5
16	48	15,5	33	57	16,5
17	46	9,0	34	54	15,5
NL	Segment 1		Süd	Richtung Graz	
					2,5
					13,0
					40
					39

46 mm Beton- deckung 1. Lage	51 mm Beton- deckung 2. Lage
--	--

**Die Verlegung der Längs- und
Querbewehrung (Anzahl und
Abstände) wurde
ordnungsgemäß laut
Planvorgabe durchgeführt.**

Tabelle 3.8 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Bodenplatte Innen

**Betondeckung und Abstände der oberflächennahen
Bewehrung des Segmentes 2**

Fahrbahnplatteplatte Innen										
	Pos. 19, ϕ 10 Pos. 20, ϕ 8		Pos. 4, ϕ 8 Pos. 5, ϕ 8		Pos. 19, ϕ 10 Pos. 20, ϕ 8		Pos. 4, ϕ 8 Pos. 5, ϕ 8			
	Beton- deckung	Abstand e	Beton- deckung	Abstand e	26 mm Beton- deckung		19 mm Beton- deckung			
Nr.	[mm]	[cm]	Nr.	[mm]	[cm]	2. Lage		1. Lage		
Süd	Richtung Graz		VL	Segment 1		Die Verlegung der Längs- und Querbewehrung (Anzahl und Abstände) wurde ordnungsgemäß laut Planvorgabe durchgeführt.				
		3,0			7,5					
	1	17		21	19					16,0
	2	28		22	15					11,5
	3	23		23	16					12,5
	4	14		24	17					13,0
	5	14		25	17					17,0
	6	19		26	18					12,5
	7	30		27	18					16,5
	8	30		28	18					18,0
	9	34		29	19					15,5
	10	30		30	20					17,0
	11	26		31	21					17,0
	12	26		32	23					16,0
	13	29		33	26					11,0
	14	38		34	20					11,5
	15	22		35	21					15,5
	16	23		36	22					5,0
	17	25		NL	Segment 3					
	18	24								
19	28									
20	33									
Nord	Richtung Wien									
		8,0								

Tabelle 3.9 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Fahrbahnpl. Innen

Betondeckung und Abstände der oberflächennahen Bewehrung des Segmentes 2

Bodenplatte Außen													
Pos. 27, ϕ 8			Pos. 27, ϕ 8			Pos. 10, ϕ 8							
Beton- deckung		Abstand e	Beton- deckung		Abstand e	Beton- deckung		Abstand e					
Nr.	[mm]	[cm]	Nr.	[mm]	[cm]	Nr.	[mm]	[cm]					
Nord	Richtung Wien		13	49		VL	S 1						
	1 - 3	keine Messung		14			14,5		3,0				
		4			40			15	24		27	27	16,0
							16,5		16			13,5	28
	5	51			17		25	15,5		29	24	13,0	
				17,0			18		13,0		30	34	16,0
	6	23			19			34	15,5	31		18	13,0
				20,0			20		16,5		32	31	15,0
	7	30			21			44	14,5	33		30	15,0
				17,0			22		15,5		34	28	13,5
	8	34			23 - 26			32	16,5	35		27	15,0
				15,0			Süd	42	14,5		36	22	16,0
	9	40			keine Messung			37	15,5	37		18	15,0
		15,0	Richtung Graz	53			38		15,0				
10	33							39	15	15,5			
		16,5				40	14		17,0				
11	30						41		14,0				
		15,5				42		14	15,5				
12	29						43	17	14,0				
		13,5				NL			6,5				
13	49							S 3					
		14,5											

Die Bewehrungsstäbe mit den Nummern 1, 2, 3, 23, 24, 25 und 26 konnten aufgrund der dicht verlegten Bewehrung im Bereich des Steges nicht eindeutig lokalisiert werden.

Die restliche Bewehrung wurde ordnungsgemäß verlegt.

2. Lage Pos. 27: 36 mm Beton-
deckung

23 mm Beton-
deckung **1. Lage** Pos. 10

Tabelle 3.10 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Bodenplatte Außen

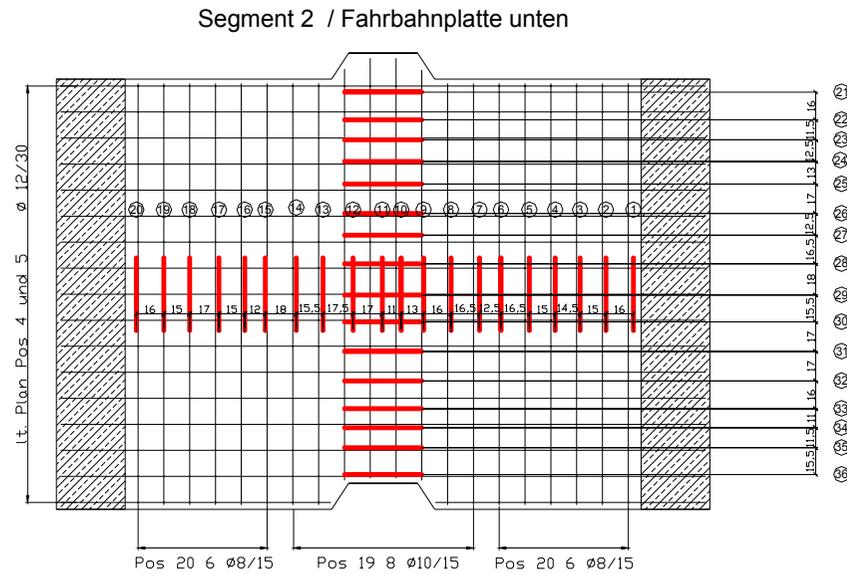
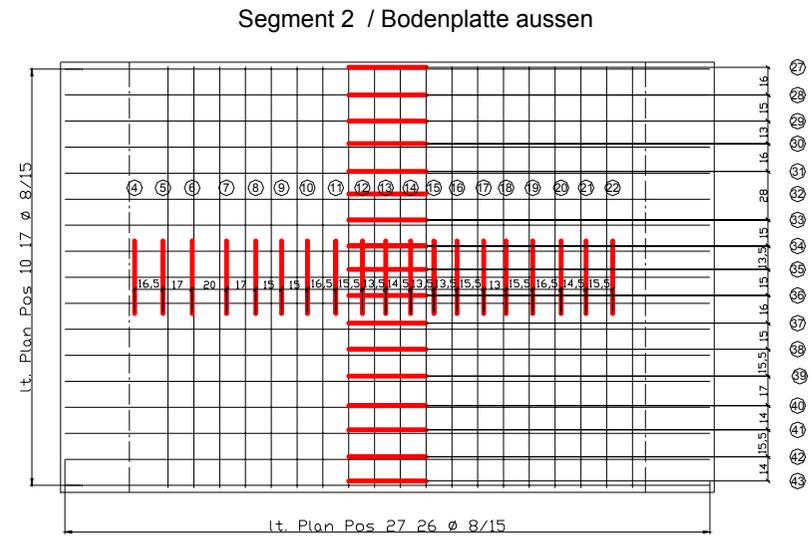
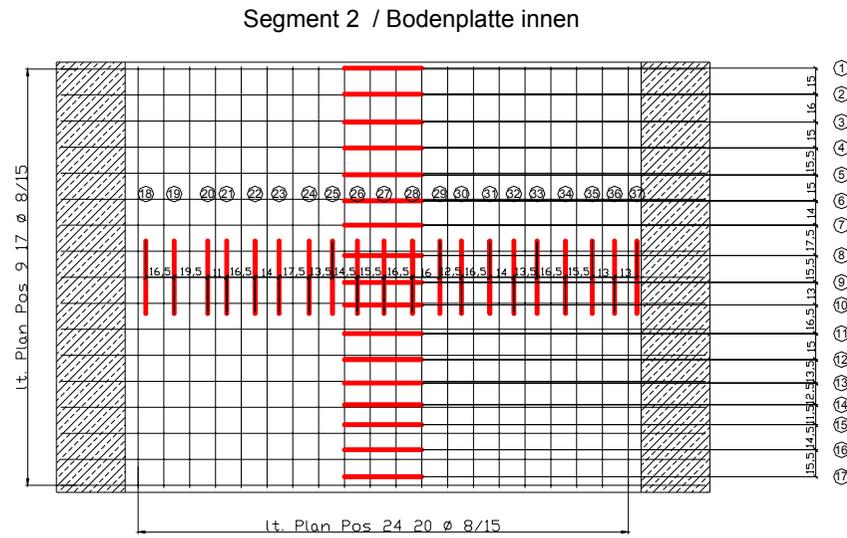


Bild 3.4 Profometermessung Segment 2 – Teil 1

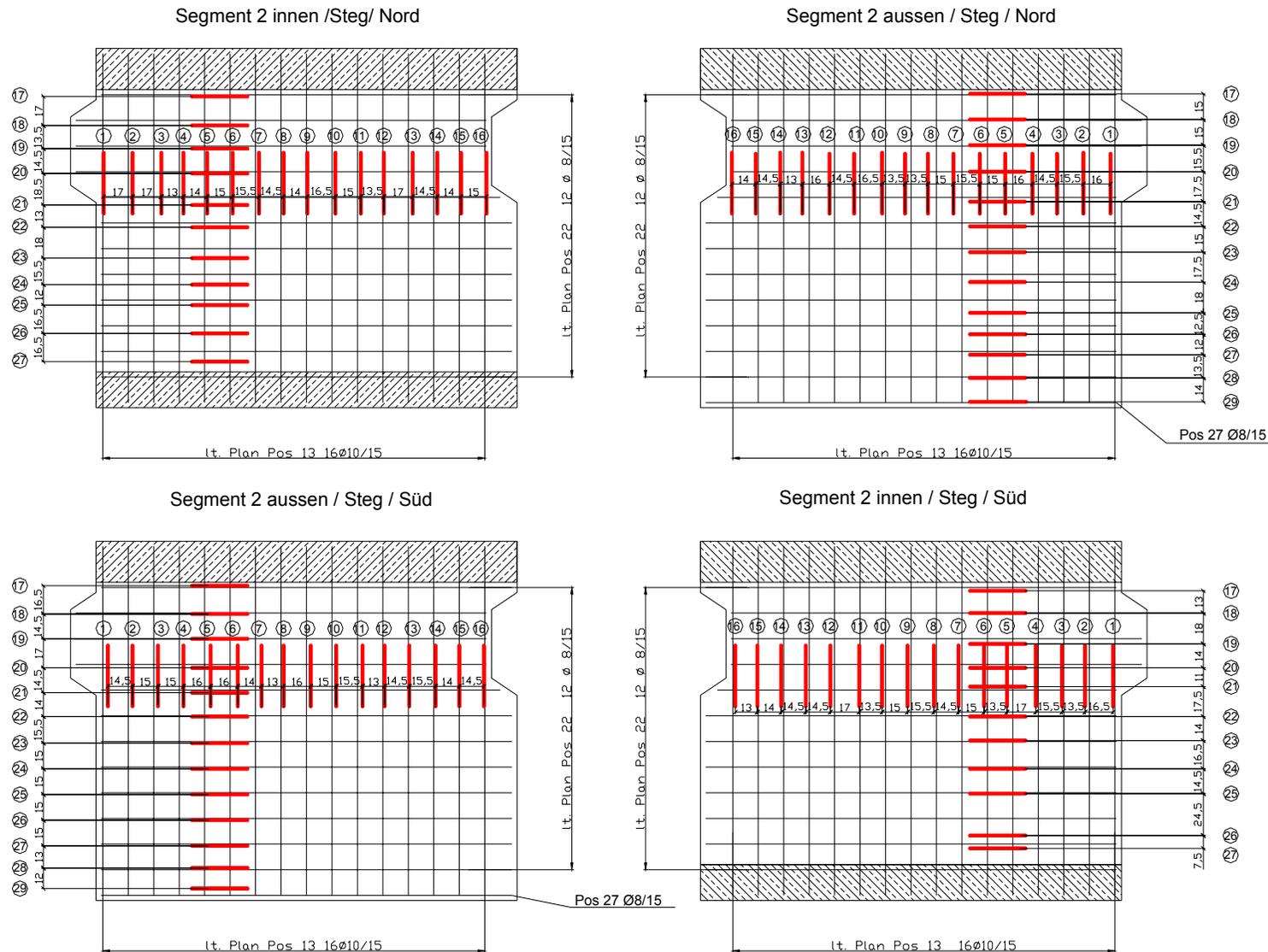


Bild 3.5 Profometermessung Segment 2 – Teil 2

3.3.2.4 Vergleich Profometermessung mit freigelegtem Bereich

Um Aufschluss über die Genauigkeit des Messgerätes zu bekommen, wurde im Bereich der Fuge zwischen den Segmenten Nummer 8 und 9 der Abstand der Bügel- und Längsbewehrung und deren Betondeckung gemessen. Im Zuge des Freilegens der Spannstähle konnten später die Messergebnisse überprüft werden. In den Tabellen 3.11 und 3.12 und den Bildern 3.6 und 3.7 sind vergleichend die Ergebnisse für Betondeckung und Lage der Bewehrung gegenübergestellt.

	Abstand von Fuge 9		Betondeckung	
	Profometer 5 [cm]	n.d. Freilegen [cm]	Profometer 5 [mm]	n.d. Freilegen [mm]
Segment 9 - Bügelbewehrung				
Es wurden die Bügel links der Fuge 8 kontrolliert.	2,0	2,0	19,0	29,0
	17,5	15,0	18,0	31,0
	32,5	31,0	25,0	31,0
	47,8	47,0	29,0	33,0
	63,3	63,4	27,0	30,0
	78,1	76,3	30,0	38,0
	94,0	92,5	32,0	39,0
	109,2	107,7	31,0	39,0

Tabelle 3.11 Überprüfung Profometerergebnisse Bügelbewehrung

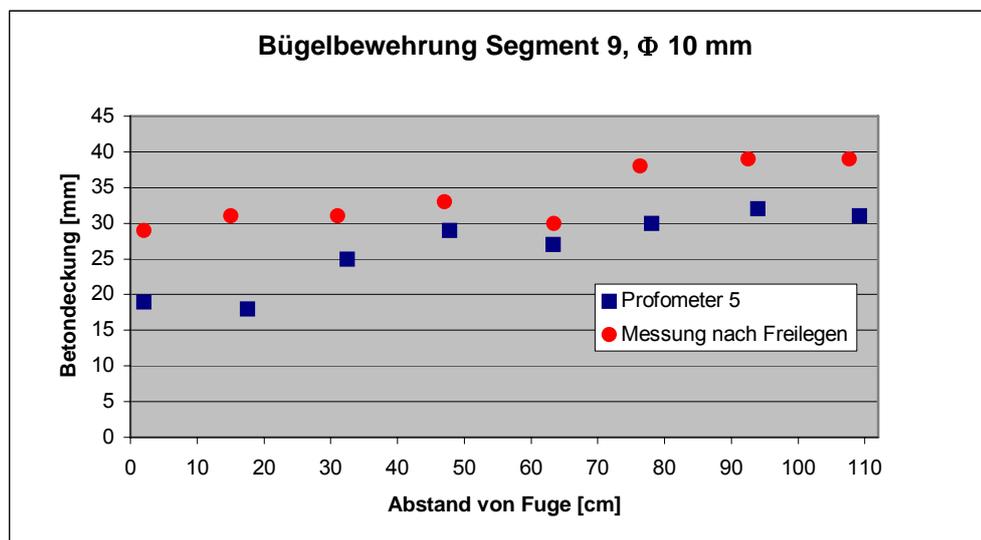


Bild 3.6 Überprüfung Profometerergebnisse Bügelbewehrung

Abstand von UK der Bodenplatte		Betondeckung	
Profometer 5 [cm]	n.d. Freilegen [cm]	Profometer 5 [mm]	n.d. Freilegen [mm]
Segment 9 - Längsbewehrung			
5,5	6,5	33,0	43,0
15,5	18,0	34,0	41,0
30,2	33,5	30,0	43,0
44,2	48,0	30,0	45,0
Segment 8 - Längsbewehrung			
6,5	6,5	30,0	49,0
18,5	19,0	29,0	44,0
30,0	33,5	30,0	41,0
42,5	48,5	30,0	46,0

Tabelle 3.12 Überprüfung Profometerergebnisse Längsbewehrung

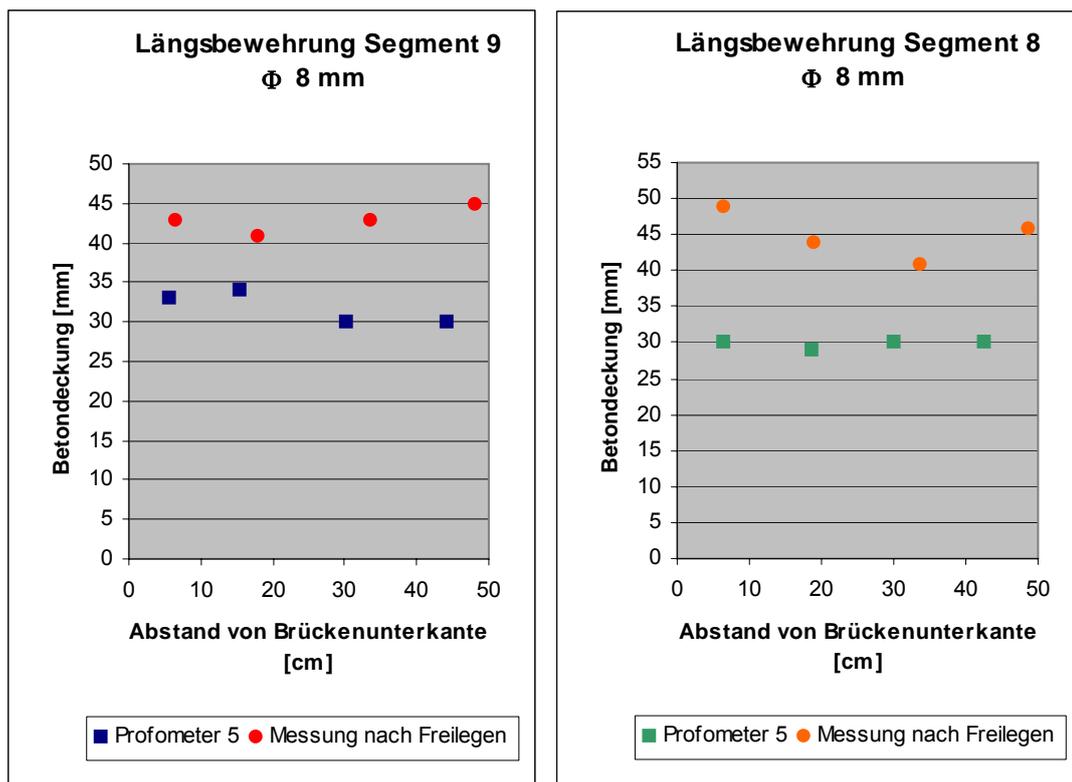


Bild 3.7 Überprüfung Profometerergebnisse Längsbewehrung

Der Vergleich der Profometermessung mit den tatsächlichen Betondeckungen und Stababständen zeigt deutlich, dass die Position der Bewehrungsstäbe relativ genau bestimmt werden konnte (Bild 3.8). Die Werte der Betondeckungen schwanken hingegen sehr stark. Außerdem fällt auf, dass die Position der Bügelbewehrung

genauer mit der tatsächlichen Position übereinstimmt als die der Längsbewehrung. Der Grund dafür sind die in diesem Bereich verlaufenden Spannkabel. Bei der Messung war die Unterscheidung zwischen Spann- und Längsbewehrung schwierig, was demnach eine genaue Positionierung der Längsbewehrung erschwerte. In Bereichen ohne Spannkabel konnten wesentlich größere Erhöhungen der Induktionsspannung wahrgenommen werden und so die Bewehrungslage besser bestimmt werden.

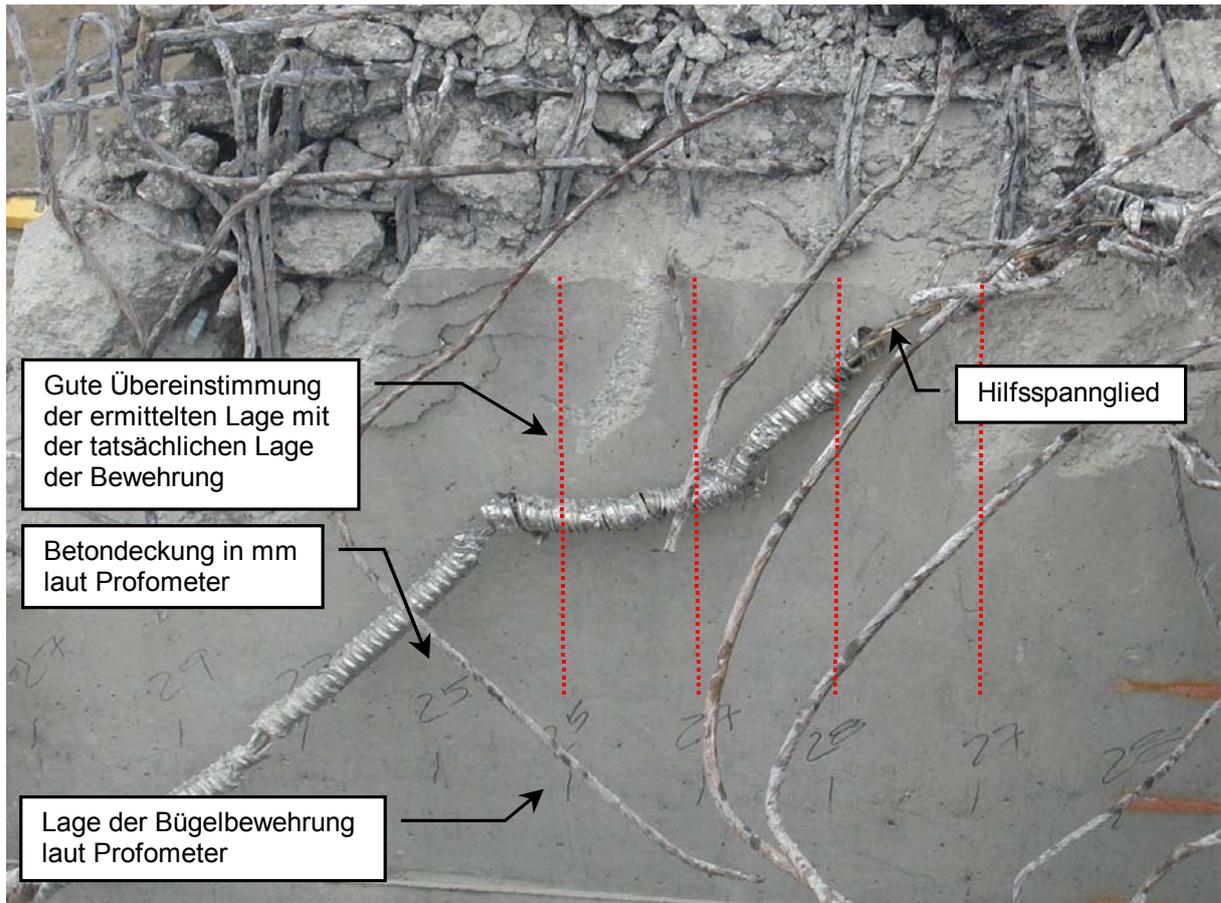


Bild 3.8 Freigelegte Bügelbewehrung im Segment 9, Seite Graz

3.3.3 Potentialfeldmessgerät – Korrosion der Bewehrung

3.3.3.1 Versuchsdurchführung

Am Tragwerk wurden Potentialfeldmessungen zur Bestimmung des Korrosionsgrades des Betonstahls sowie der Hüllrohre der Spannbewehrung durchgeführt. Vorweg sei erwähnt, dass laut Herstellerangaben [9] die Potentialfeldmethode zwar in den letzten Jahren erheblich verbessert wurde, jedoch nicht immer eindeutige Resultate über den Korrosionszustand liefert. So ist die

Aussage, dass die Bewehrung nicht korrodiert, meist wesentlich sicherer als die Aussage, dass die Bewehrung korrodiert. Mögliche Gründe hierfür sind zum Beispiel ungleiche Betondeckungen, inhomogene Betonfeuchtigkeit oder nicht mit Beton umhüllte Bewehrungsstäbe. Potentialfeldmessungen bedürfen daher immer einer sorgfältigen Auswertung und Interpretation.

Verwendet wurde das Potentialfeldmessgerät CANIN der Firma Proceq [9]. Bei der Untersuchung wurde dafür die Bewehrung an einer Stelle im Beton freigelegt. An die Bewehrungsstäbe wurden mit einem elektrischen Kabel ein Spannungsmesser (Voltmeter) und eine Bezugselektrode angeschlossen. Die Betonoberfläche wurde vor der Messung angefeuchtet, um einen elektrischen bzw. elektrolytischen Kontakt zur Bezugselektrode zu schaffen. Durch Abfahren mit einer Radelektrode mit dazugehöriger Wegaufzeichnung war es möglich, die

Messergebnisse in automatisierter Form aufzunehmen (Bild 3.9). Als Ergebnis erhält man ein zweidimensionales Potentialfeld der gemessenen Bauteiloberfläche (siehe Pkt. 3.3.3.3).

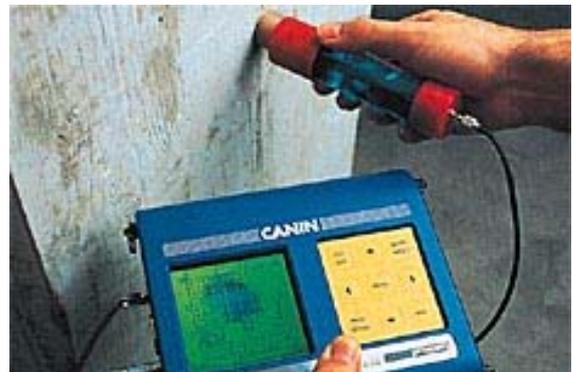


Bild 3.9 Potentialfeldmessgerät mit Stabelektrode

Untersucht wurden die Segmente Nummer 8, 9 und 2, da bei diesen der Bewehrungsstahl durch frühere Abbruchsarbeiten an den Kragbereichen der Fahrbahnplatte bereits freigelegt war. Da die Brücke durch Sprühnebeln der darunter liegenden Süd-Ost-Tangente belastet wurde, erschien es sinnvoll die Bewehrung der Außenseite der Bodenplatte und der Stege auf Korrosion zu untersuchen. Zunächst wurde mit einer Schlagschnur ein Raster von 15 x 15 cm auf die Betonfläche aufgetragen und anschließend der markierte Bereich mit der Radelektrode abgefahren.

3.3.3.2 Messprinzip

Das elektrochemische Potentialverfahren zählt zu den quasi-zerstörungsfreien Messverfahren. Bei der Untersuchung macht man sich den elektrochemischen Prozess, der bei der Korrosion stattfindet, zu Nutze. Beim Vorgang der Korrosion bilden sich auf der Stahloberfläche anodische und kathodische Bereiche aus. Diese Potentialdifferenz wird für die Beurteilung des Korrosionszustandes als Kriterium herangezogen (Bild 3.10).

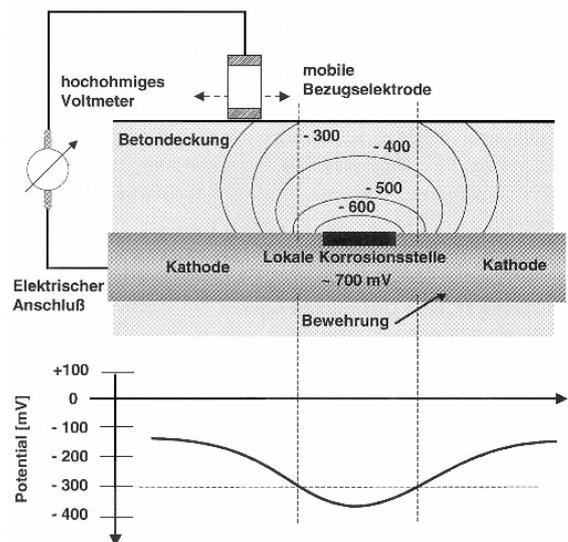


Bild 3.10 Prinzip der elektrochemischen Potentialmessung

Ist der Beton ausreichend feucht, kann zwischen der Referenzelektrode und der Bewehrung eine Potentialdifferenz gemessen werden, wobei sich korrodierter Stahl von unkorrodiertem Stahl um mehrere 100 mV unterscheiden kann. Um Messfehler zu vermeiden, ist es erforderlich, die Betonoberfläche feucht zu halten. Dafür wird die Referenzelektrode über einen feuchten Schwamm leitend mit der Betonoberfläche in Kontakt gebracht und durch eine Kupferklammer die Verbindung zur freigelegten und gesäuberten Bewehrung hergestellt. Für die Lokalisierung aktiver Korrosionsvorgänge und für im Hüllrohr geführte Spannglieder ist die Messung der elektrischen Potentialdifferenz weniger geeignet, da nur die Korrosion der Hüllrohre bzw. der schlaffen Bewehrung aufgezeichnet werden kann.

In Abhängigkeit der Belüftung können passive (nicht korrodierende) Oberflächen einen weiten Potentialbereich aufweisen, d.h., das absolute Potential ist kein zuverlässiges Kriterium, eine mögliche Korrosionsaktivität zu beurteilen. Daher ist die Potentialfeldmessung **nur bei chloridinduzierter Korrosion** sinnvoll einsetzbar, da bei der Makrokorrosionselementbildung, welche bei der chloridinduzierten Korrosion entsteht, immer Potentialunterschiede zwischen aktiven Bereichen (Anoden) und passiven Bereichen (Kathoden) auftreten.

Nachteilig bei diesem Verfahren ist, dass nur der aktuell ablaufende Korrosionsprozess erfasst werden kann. Die Messungen geben keine Rückschlüsse auf den Grad der Schädigung der Bewehrung oder auf früher stattgefundenene

Korrosion. Die Wahrscheinlichkeit, dass aktive Korrosionsprozesse in einem Bauteil ablaufen, steigt mit Einschränkungen bei gemessenen niedrigen Potentialen insbesondere aber bei großen Potentialgradienten, d.h., wenn sich Potentiale räumlich begrenzt stark ändern [10].

3.3.3.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt im Beton ist keine feste Größe, sondern hängt von einer großen Zahl von Einflussparametern ab (Betonzusammensetzung, Permeabilität, Diffusivität, Umgebungsbedingungen, Betondeckung usw.). Ein Schwellenwert von etwa 0,5 % bezogen auf die Zementmasse stellt für die meisten Fälle aber einen guten Anhaltswert für beginnende Korrosionsgefahr dar [10]. Dieser Wert wird bei den von der PORR Brücke entnommenen Bohrkernen in zwei Fällen erreicht. Da aber die Belastung mit Chloriden nur an den Randschichten der Außenseite der Bodenplatte auftritt, kann die Chloridkorrosion der tieferliegenden Bewehrung als gering eingeschätzt werden (siehe auch Kapitel 4.6.2).

Exemplarisch soll hier das gemessene Potentialfeld der oberen Bewehrungslage des Steges des Segments 8, Seite Wien, und das Potentialfeld eines Teils des Hüllrohrs des Spannglieds 1, Seite Graz, gezeigt werden. Die beim Freilegen der Hüllrohre bzw. beim Abbruch durchgeführte optische Beurteilung der Bereiche mit erhöhten Potentialgradienten ergab lediglich Anzeichen von leichter Korrosion. Diese stellte sich in kleinen Abschnitten des Hüllrohrs sowie in einem durch zu geringe Betondeckung gekennzeichneten Bereich ein (Bild 3.11). Die übrigen mit dem Potentialfeldmessgerät untersuchten Bauteile zeigten keine Anzeichen von beginnender Korrosion.

Leicht korrodiertes Hüllrohr Spannglied 1



Nicht korrodierte Hüllrohre

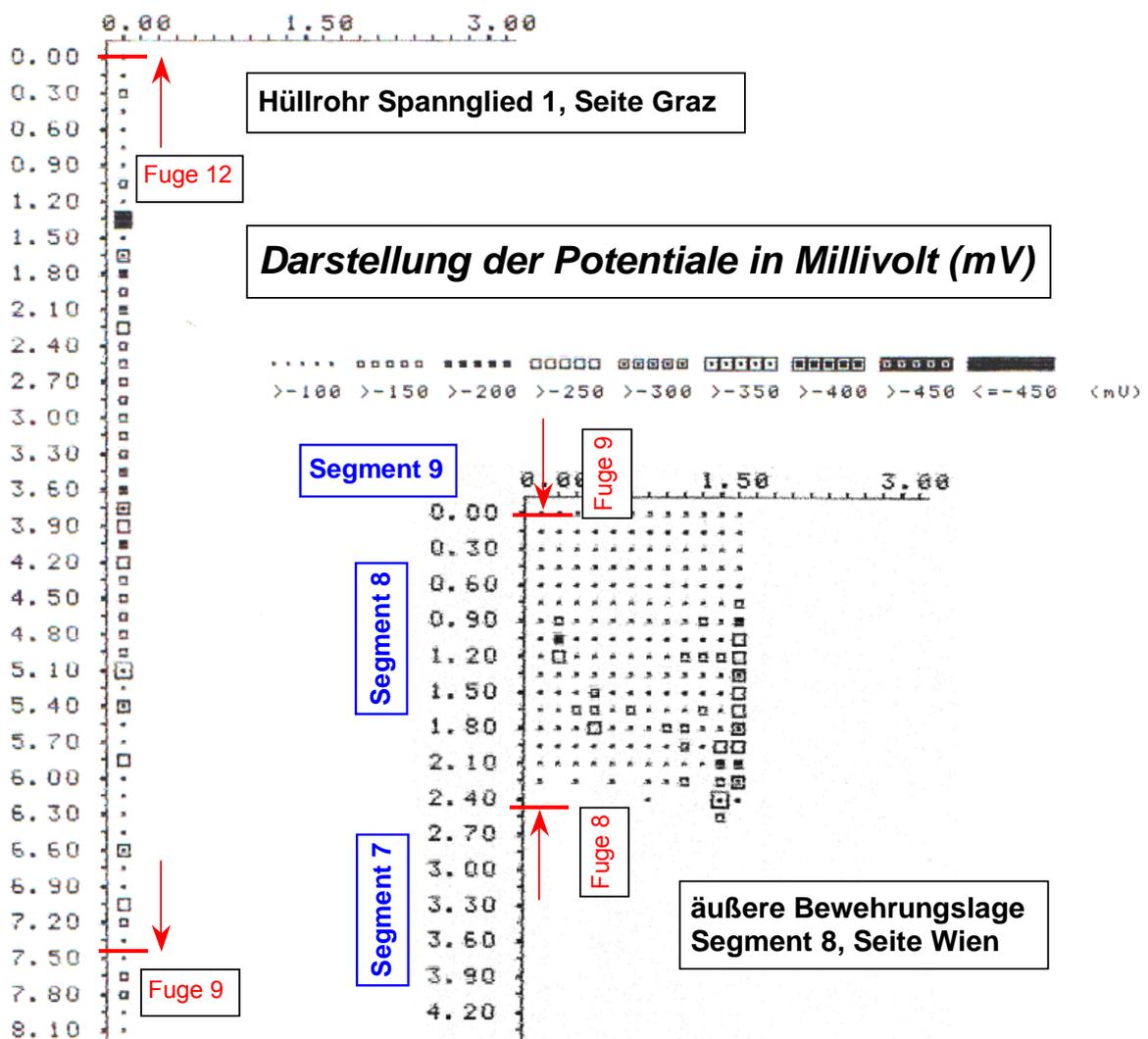


Bild 3.11 Potentialfelder ausgewählter Bauwerksbereiche

3.3.4 Schmidt-Hammer – Betondruckfestigkeit

3.3.4.1 Versuchsdurchführung

Mit dem Schmidt-Hammer lässt sich auf einfache Art und Weise die mittlere Betondruckfestigkeit (f_{cm}) direkt am betreffenden Bauteil zerstörungsfrei bestimmen. Die Bestimmung der Betonfestigkeiten erfolgte im Inneren des Hohlkastens, unterteilt in Bodenplatte, Fahrbahnplatte und die beiden Stege.



Bild 3.12 Schmidt-Hammer

3.3.4.2 Messprinzip

Zur Anwendung kam das Modell N der Firma Proceq [9]. Der Messbereich dieses Geräts beträgt 10 bis 70 N/mm².

Mit einer definierten Energie (2,207 Nm) schlägt der Prüfhammer auf die mit einem Schleifstein abgeriebene Betonoberfläche. Entsprechend der Betonhärte prallt ein Körper zurück und der Rückprallwert wird vom Gerät gemessen. Anschließend wird aus einem Umwertungsdiagramm die Druckfestigkeit abgelesen, wobei je nach Schlagrichtung unterschiedliche Auswertungskurven zu verwenden sind.

3.3.4.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

Die Prüfung mit dem Rückprallhammer wurde laut ÖNorm B 3303 durchgeführt. Ein Messwert stellt das arithmetische Mittel von zwanzig Einzelmessungen je Messstelle dar. Der verwendete Beton des Brückentragwerks würde somit einer Betongüte von B70 ($f_{cm} = 60 \text{ N/mm}^2$) bis B80 ($f_{cm} = 67,5 \text{ N/mm}^2$) entsprechen (Tabelle 3.13).

**Bestimmung der
mittleren Betondruckfestigkeit
mit dem Schmidt-Hammer**

**Messbereich im Inneren des Hohlkastens
Verwendete Betongüte B500
(mittl. Betondruckfestigkeit 45 N/mm²)**

Segment Nr.	Fahrbahn- platte	Boden- platte	Steg Süd - Richtung Graz	Steg Nord - Richtung Wien
1	58	> 70	> 70	> 70
2	64	65	65	> 70
3	66	70	62	> 70
4	68	> 70	> 70	> 70
5	66	68	> 70	> 70
6	> 70	> 70	69	> 70
7	> 70	> 70	> 70	> 70
8	68	62	> 70	> 70
9	> 70	65	> 70	> 70
10	68	> 70	> 70	> 70
11	> 70	> 70	> 70	> 70
12	68	> 70	> 70	> 70
13	> 70	> 70	> 70	> 70
14	62	63	> 70	> 70
15	66	> 70	64	> 70
16	58	> 70	> 70	> 70
17	60	> 70	> 70	> 70
18	68	> 70	62	64

Werte in N/mm²
Streuung des Messgerätes: ± 8 N/mm²

Die Messergebnisse wurden als arithmetisches Mittel von zwanzig Einzelmessungen je Bauteil und Segment bestimmt.

Tabelle 3.13 Messergebnisse Schmidt-Hammer

3.3.4.4 Vergleich mit der tatsächlichen Betondruckfestigkeit

Die tatsächliche Betondruckfestigkeit wurde durch das Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie, Abteilung Betontechnik, an den entnommenen Bohrkernen aus der Fahrbahnplatte bestimmt. Die Ergebnisse sind unter Punkt 4.6.3 ersichtlich.

3.4 Probenentnahme

In den folgenden Abschnitten wird ausschließlich auf die Probenentnahme der einzelnen Baustoffe Beton, Betonstahl, Spannstahl und Verpressmörtel eingegangen. Die Versuchsauswertung und deren Interpretation ist im Kapitel 4 dargestellt.

3.4.1 Beton

Vor den Belastungsversuchen wurden aus der Fahrbahnplatte 10 Bohrkern \varnothing 70 mm und aus der Bodenplatte 4 Bohrkern \varnothing 70 mm entnommen. Vier Bohrkern wurden zur Ermittlung der **Druckfestigkeit** und des **E-Moduls** an das Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie, Abteilung Betontechnik, fünf weitere zur Bestimmung des **Chloridgehaltes** an die Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) in Braunschweig übergeben. An den fünf verbleibenden Bohrkernen aus der Bodenplatte wurde die **Karbonatisierungstiefe** mittels Phenolphthaleintest an einer frischen Bruchfläche ermittelt.

3.4.2 Betonstahl

Zur Analyse wurden je drei Bewehrungsstäbe aus den Stegen mit 10 mm bzw. 12 mm Durchmesser an das Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur übermittelt. Weiters wurden 3 Bewehrungsstäbe mit 10 mm Durchmesser durch die Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der TU Wien (TVFA) untersucht.

3.4.3 Spannstahl

Das Versuchsprogramm, bestehend aus **Dauerschwing-, Korrosions-, Relaxations-, und Zugversuchen**, wurde ebenfalls im Prüflabor der Austria Draht

AG durchgeführt. Hierfür war die Entnahme von 14 Einzelproben notwendig. Die Korrosionsversuche unterteilten sich in Kurz- und Langzeitkorrosionstests.

3.4.4 Verpressmörtel

In den Segmenten 8 und 9 wurden fünf Spannglieder pro Steg auf einer Länge von ca. 2,4 m freigelegt, die Hüllrohre mit einem Winkelschleifer vorsichtig geöffnet und 10 Verpressmörtelproben entnommen. Die Bestimmung des **Chloridgehaltes** erfolgte durch die MPA Braunschweig.

3.5 Belastungsversuche

Am Tragwerk führte man insgesamt 10 Belastungsversuche an drei Tagen durch. Dabei sollte unter anderem untersucht werden, wie sich Spann Stahlbrüche auf das Tragverhalten der Brücke auswirken. Das Durchtrennen einzelner Spannkabel sollte dieses Verhalten simulieren.

3.5.1 Messverfahren und Messdatenerfassung

Bei den Messergebnissen handelt es sich in erster Linie um Verschiebungen und Verzerrungen. Verschiebungen wurden einerseits durch elektrische Messmethoden erfasst, andererseits durch Nivellement.

- **Nivellement**

Von einer horizontalen Zielebene aus – Realisierung durch entsprechende Instrumente (Nivellierinstrument, Theodolit mit Nivellierlibelle, Lasernivellier) – werden die vertikalen Abstände zu den Punkten mit einem Maßstab (z.B. Messlatte) gemessen [11].

Die Dokumentation, Auswertung und Interpretation der Ergebnisse des Nivellements ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Dazu siehe [12].

- **Elektrische Messmethoden**

Elektrische Messmethoden werden auch als sogenannte Punktmessverfahren bezeichnet. Für eine Messung mechanischer Größen sind in der Regel ein Messwertaufnehmer, ein Messwertverstärker und eine Einheit zur Messdatenverarbeitung erforderlich. Der Messwertaufnehmer hat eine mechanische Messgröße, z.B. eine Relativverschiebung, in ein elektrisches

Signal umzuwandeln. Das Messsignal wird mit Hilfe des Messwertverstärkers gefiltert, verstärkt und in eine digitale Information umgeformt. Daran anschließend erfolgt die Speicherung und Auswertung der Messergebnisse (Bild 3.13). Bei elektrischen Messverfahren erfolgt die Messung durch Änderung einer elektrischen Größe infolge der Einwirkung einer mechanischen Größe. Dabei kann es sich um die Änderung des Ohmschen Widerstandes, der Induktivität oder der Kapazität handeln. Ein wesentlicher Vorteil dieser Messmethode ist die hohe Genauigkeit im Zusammenhang mit einer einfachen Messwernerfassung [13].

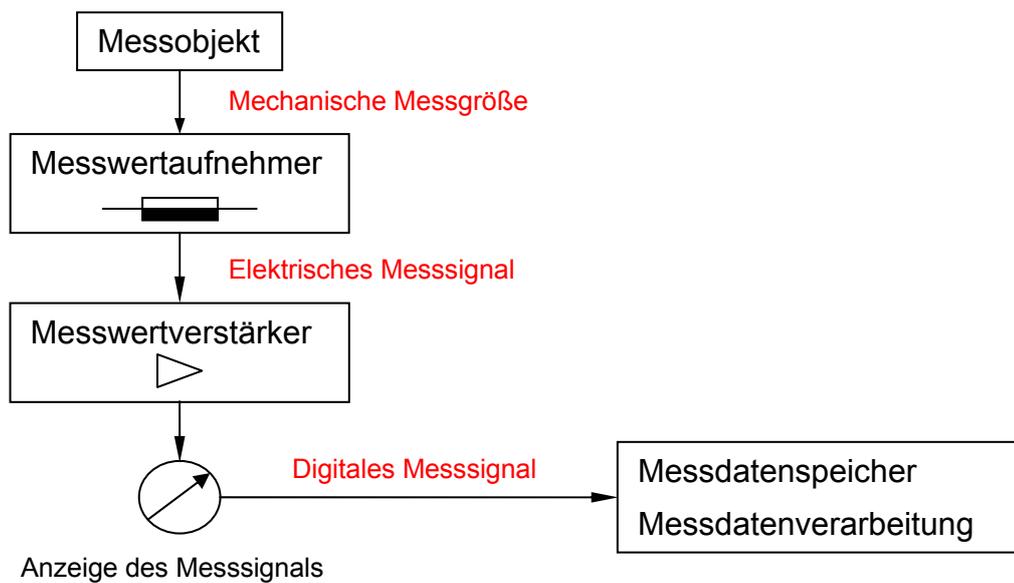


Bild 3.13 Schematischer Aufbau einer Messeinrichtung

Folgende Bauweisen von Messwertaufnehmern kamen bei den Belastungsversuchen zum Einsatz.

3.5.1.1 Digitale Wegaufnehmer

Beim digitalen Wegaufnehmer handelt es sich um ein inkrementales Längenmesssystem. Die Wegänderung wird mittels optoelektrischer Abtastung eines Glasmaßstabes erfasst und in elektrische Impulse umgewandelt. Dabei bewegt der Messbolzen, welcher sehr exakt in einem Kugellager bzw. Gleitlager geführt wird den Glasmaßstab in einem optoelektrischen Abtastsystem. Der Glasmaßstab selbst besteht aus einem Floatglas mit Strichgitter und besitzt eine Teilungsperiode von 40 μm . Der Messbereich beträgt bei einer Genauigkeit von $\pm 1 \mu\text{m}$ 20 mm (Bild 3.14).

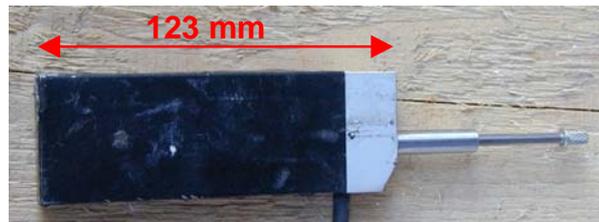


Bild 3.14 Digitaler Wegaufnehmer

3.5.1.2 Induktive Wegaufnehmer

Die **Induktivität** ist dadurch gekennzeichnet, dass ein zeitlich veränderliches Magnetfeld, das von Strom durchflossenen Leitern aufgebaut ist, gemäß dem Induktionsgesetz eine Spannung induziert, die nach der Lenzschen Regel der Bewegung der Ladungsträger entgegen wirkt und daher einen Spannungsabfall verursacht.

Unter einer **Spule** versteht man auf Spulenkern aufgewickelte Kupferdrähte. Werden diese mit Strom durchflossen so baut sich ein Magnetfeld auf. Tauchankeraufnehmer zeichnen sich dadurch aus, dass durch das Eintauchen eines Weicheisenkerns (Messbolzen) in die Spule dem Magnetfluss ein geringerer magnetischer Widerstand entgegengesetzt wird. Dadurch erhöht sich die Induktivität. Die Veränderung der Induktivität wird meist über die Veränderung des induktiven Widerstandes erfasst [14]. Das Funktionsprinzip eines induktiven Tauchankeraufnehmers ist in Bild 3.15 dargestellt.

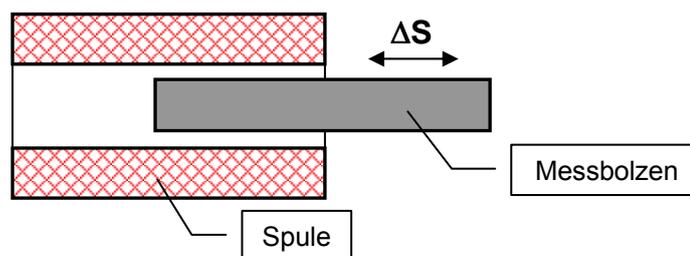


Bild 3.15 Funktionsprinzip eines induktiven Tauchankeraufnehmers

Je nach Bauart variiert der Messbereich zwischen 40 mm und 200 mm, wobei die Messgenauigkeit $\pm 0,01$ mm beträgt.

3.5.1.3 Bogenwegaufnehmer

Die Bogenwegaufnehmer (Bild 3.16) mit einem Messbereich von 2 mm (Messgenauigkeit $\pm 0,01$ mm) wurden im Labor der Institute für Stahlbau und Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien hergestellt. Diese Wegaufnehmer

funktionieren nach folgendem Prinzip: Auf eine dünne Kupferblattfeder wird ein DMS geklebt. Durch Drücken des Messbolzens in Längsrichtung, verformt sich die Blattfeder, was eine Widerstandsänderung des DMS zur Folge hat. Dadurch kann auf die Verschiebung des Messbolzens rückgerechnet werden.

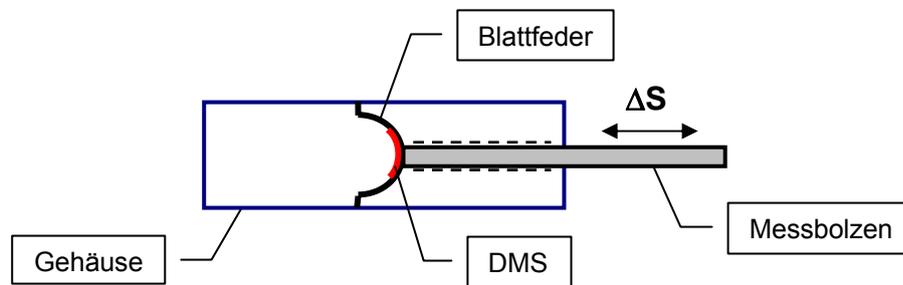


Bild 3.16 Funktionsprinzip eines Bogenwegaufnehmers

3.5.1.4 Dehnmessstreifen (DMS)

Dehnmessstreifen (DMS) sind Wegaufnehmer, die eine mechanische Verformung in einen Widerstandswert umwandeln. Der Widerstand eines elektrischen Leiters ist proportional zur Länge des Leiters und daraus ergibt sich auch, dass eine Längenänderung auch eine Widerstandsänderung zur Folge hat. Mit DMS können daher Dehnungen und alle anderen Größen gemessen werden, die sich auf Dehnungen zurückführen lassen. Dies sind z. B. Kraft, Masse, Beschleunigung und Drehmoment. DMS dürfen nur im elastischen Bereich verformt werden, was etwa einer relativen Längenänderungen bis maximal 1 % entspricht. Sie werden in der Regel fest auf einen Verformungskörper aufgeklebt bzw. aufgekittet [14].

Die bei der PORR-Brücke eingesetzten Folien-DMS bestanden aus einem Konstantan Messgitter und einem hochflexiblen Polyamidträger. Der Messbereich betrug 0,8 % bei einer Genauigkeit von $\pm 0,001$ % (Bild 3.17).



Bild 3.17 DMS am Spann Stahl

3.5.2 Versuchseinrichtungen

3.5.2.1 Belastungseinrichtung

Die Brücke sollte zunächst in der Brückenmitte belastet werden. Da die nötige Verankerung des Zuggliedes in diesem Querschnitt nicht möglich war, entschied man sich die Brücke rund 1,2 m Richtung PORR Hauptgebäude von der Brückenmitte entfernt zu belasten. Dieser Querschnitt entspricht ziemlich genau der Lage der Fuge 9.

Als Zugglieder kamen zwei Spannkabel mit 12 Litzen mit einer charakteristischen Fließgrenze von 1.570 N/mm² zum Einsatz. Diese Zugglieder wurden in Aussparungen in der Mittelwand des Absbergtunnels mit Mörtel verpresst.

Während der Versuche wurde die Last durch zwei hydraulische Pressen auf den Brückenüberbau aufgebracht. Diese belasteten über einen Querriegel die zwei Stege des Brückenquerschnittes. Die Querriegel bestanden aus 6 Meter langen HEB-Stahlprofilen, die zusammengeschweißt und mit Steifen versehen waren. Der Brückenbelag war im Bereich der Lasteinleitung entfernt worden. Um die Lasteinleitung in die beiden Stege zu gewährleisten, wurde der Querriegel mit Stahlplatten unterlegt und mittels Mörtelbett Unebenheiten ausgeglichen.

Es wurden zwei Pressen des gleichen Typs (VT 12-100, Gewicht 170 kg je Presse) mit einer maximalen Kraft von 2.119 kN je Presse verwendet. Der Öldruck wurde über ein Pumpenaggregat aufgebracht und mit einem Druckgeber gemessen. Der Pressenhub von 300 mm wurde beim 10. Versuch voll ausgeschöpft, daher war auch keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Die aufnehmbare Höchstlast des Tragwerks war zu diesem Zeitpunkt ohnehin erreicht.

Die Firma Vorspanntechnik steuerte über das Bedienungselement auf der Brücke die Höhe der Belastung (Bild 3.18). Bestimmt wurde diese durch Pumpenkennlinie und Druckanzeige am Manometer. Die Belastung erfolgte schrittweise und nach jedem Lastschritt wurden die elektrischen Messgrößen auf Datenträger im Messcontainer gespeichert.



Bild 3.18 Steuerungseinheit für Presse, Fa. VT

3.5.2.2 Elektrische Messeinrichtung

Die am Tragwerk auftretenden Verschiebungen und Verzerrungen konnten durch elektrische Messeinrichtungen kontinuierlich während des Versuches am Computerbildschirm dargestellt werden.

Folgende Messgrößen wurden ermittelt:

- **Kraft im Spannstahl:** An der Ober- und Unterseite der Spannglieder 1, 2, 4, 7 und 9 wurden auf beiden Brückenseiten im Bereich der Fuge 9 Dehnmessstreifen (DMS) zur Bestimmung der Dehnung bzw. Kraft geklebt. Zusätzlich brachte man am dritten Versuchstag am Spannglied 7 in den Fugen 8 und 10, Seite Wien, zwei weitere DMS an. Dehnungen bis max. 0,8 % konnten mit der verwendeten Bauart aufgenommen werden.
- **Stauchung und Dehnung des Betons:** An der Brückenoberseite des Segments 9 und an der Unterseite des Segments 10 bestimmten digitale Wegaufnehmer die Stauchung und Dehnung des Betons. Die Dehnung berechnet sich aus der gemessenen Längenänderung zufolge Belastung und der ursprünglichen Messstreckenlänge von 100 cm.

- **Stegstauchung:** Diese wurde durch induktive Wegaufnehmer (Bild 3.19) am ersten Versuchstag und Bogenwegaufnehmer ab dem zweiten Tag ermittelt. Die Längenänderung wurde mit Hilfe eines CFK-Stabes, welcher an einem Ende in der auskragenden Fahrbahnplatte fix verankert und am anderen Ende mit dem Wegaufnehmer verbunden war, bestimmt. Die Messergebnisse dienten während der Versuche dazu, auftretende Querkraftrisse frühzeitig zu erkennen, da ein Versagen auf Querkraft meist schlagartig auftritt.



Bild 3.19 Bogenwegaufnehmer - Stegstauchung

- **Fugenöffnungen:** Um die Öffnungsbreite der Fugen aufzunehmen, wurden in den Fugen 8, 9 und 10 jeweils zwei Bogenwegaufnehmer (Bild 3.20) am ersten Versuchstag bzw. zwei digitale Wegaufnehmer an den anderen Tagen an der Unterseite des Tragwerks montiert (Abstand von der Stegaußenseite jeweils 40 cm).



Bild 3.20 Induktiver Wegaufnehmer - Fugenöffnung

- **Durchbiegung:** Um diese zu messen wurden drei induktive Wegaufnehmer an der nördlichen Stegseite angebracht, zwei Wegaufnehmer mit einem Messbereich von ± 20 mm in den Segmenten 3 und 15 und ein Wegaufnehmer mit einem Messbereich von ± 100 mm in Lastachse.

Das Messsignal wurde mit Hilfe des Messwertverstärkers gefiltert, verstärkt und in eine digitale Information umgewandelt. Daran anschließend erfolgte die Speicherung der Daten am PC (Bild 3.21).



Bild 3.21 Messcontainer

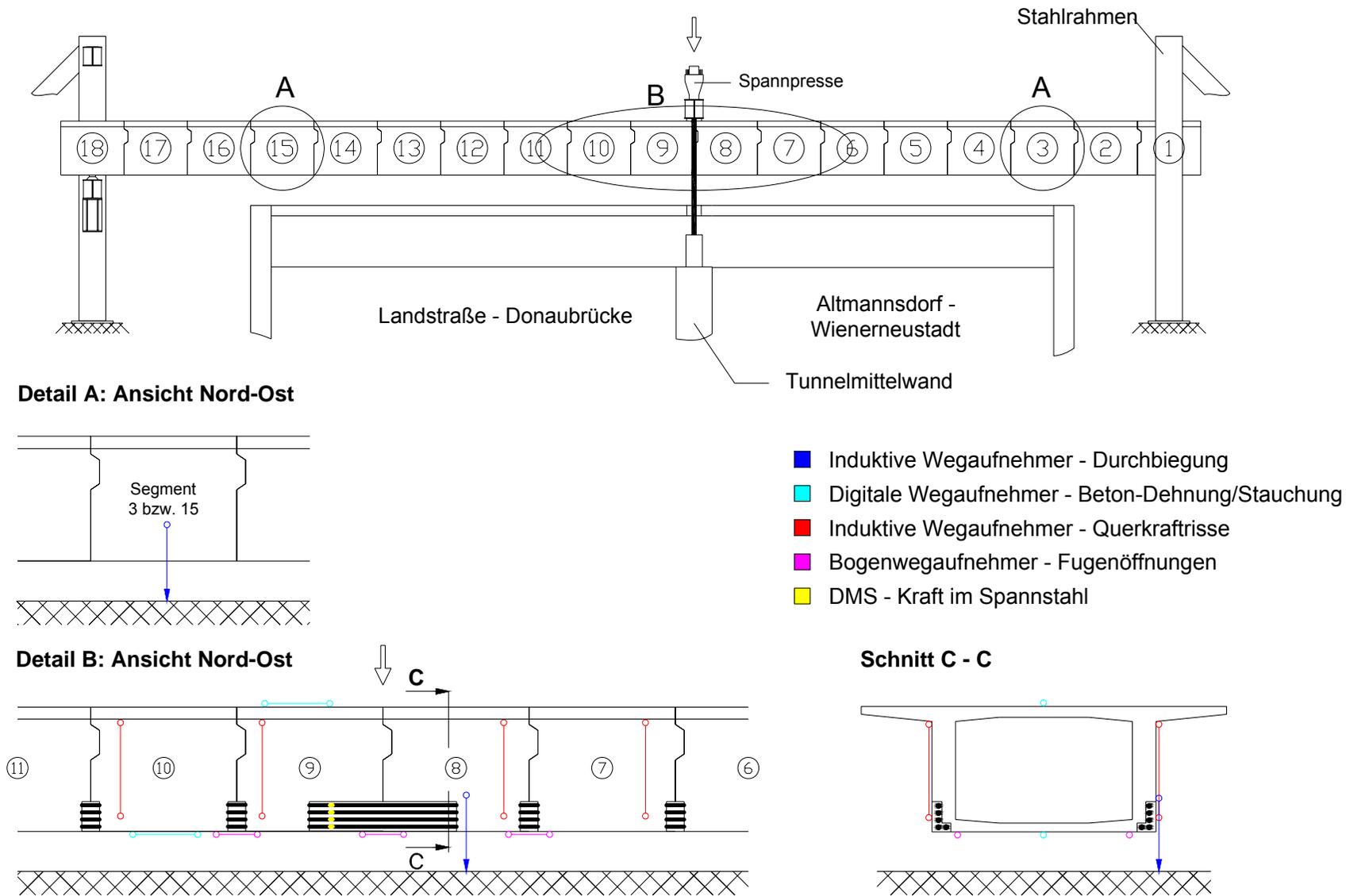
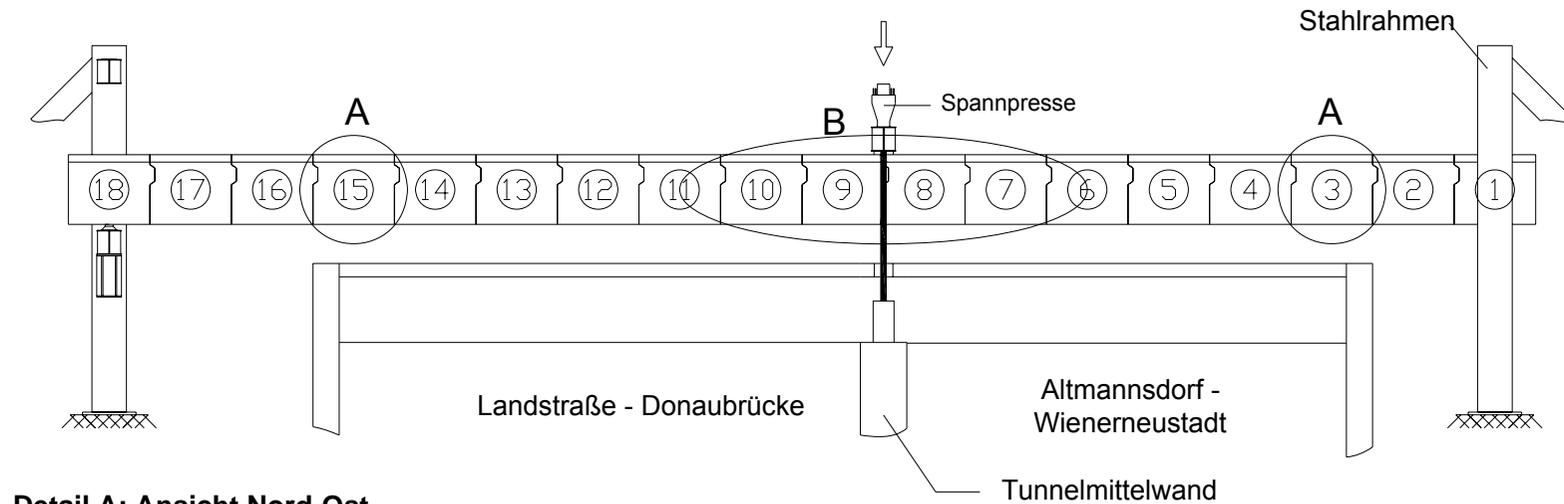
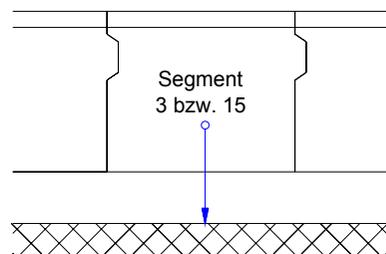


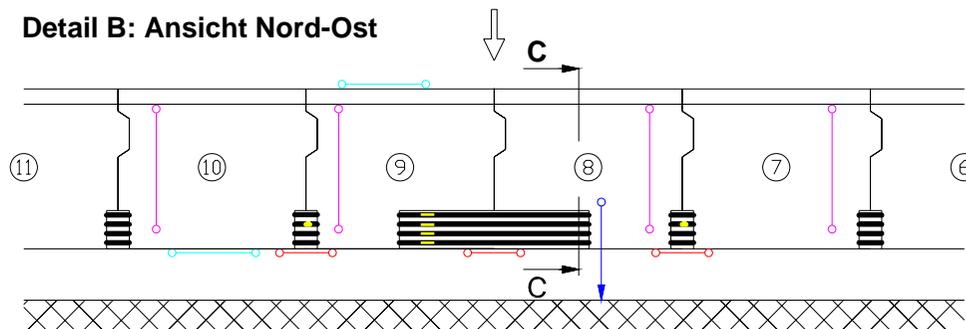
Bild 3.22 Messanordnung am 24.9.2002



Detail A: Ansicht Nord-Ost



Detail B: Ansicht Nord-Ost



- Induktive Wegaufnehmer - Durchbiegung
- Digitale Wegaufnehmer - Beton-Dehnung/Stauchung
- Induktive Wegaufnehmer - Fugenöffnungen
- Bogenwegaufnehmer - Querkrafttrisse
- DMS - Kraft im Spannstahl

Schnitt C - C

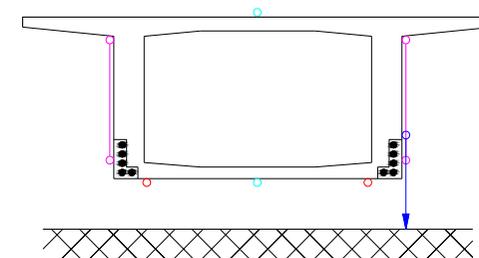


Bild 3.23 Messanordnung am 3.10 und am 9.10.2002

3.5.3 Zeitlicher Ablauf der Belastungsversuche

Wie in der Einleitung erwähnt, wurden an drei Tagen zerstörende Belastungsversuche durchgeführt. Der Zeitpunkt des Durchtrennens der Spannkabel ist in Tabelle 3.14 ersichtlich. Die Belastung wurde jeweils in Lastschritten von 100 kN, dies entspricht 50 kN pro Spannprese, bis zu einer Maximalbelastung von 2.000 kN gesteigert.

Die Durchbiegungsaufnahme an der Tragwerksoberseite mit dem Nivelliergerät erfolgte jeweils vor dem Versuchsbeginn, bei den Laststufen 1.000 kN und 2.000 kN sowie nach dem Entlasten des Tragwerks. Pro Aufnahme benötigte man rund 20 Minuten. Zusätzliches Ablesen der Höhenmarken bei Versuchsbeginn, bei 500 kN, 1.000 kN, 1.500 kN, 2.000 kN, nach Entlasten auf 1.000 kN und nach vollständiger Entlastung vervollständigten die Verformungsmessungen mittels Nivellements.

Die Wegaufnehmer und die DMS lieferten kontinuierlich digitale Messsignale, welche nach jedem Be- und Entlastungsschritt auf Datenträger gespeichert wurden. Die Messung mittels Nivellements und elektronischer Datenerfassung wurde auch vor und nach dem Durchtrennen der Spannkabel durchgeführt.

		24. Sep 02		3. Okt 02				9. Okt 02			
		1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch	5. Versuch	6. Versuch	7. Versuch	8. Versuch	9. Versuch	10. Versuch
Spannkabel 1	9		x	x	x	x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11		x	x	x	x	x	x	x	x	x
Spannkabel 2	9										x
	7,8,10,11										
Spannkabel 4	9		x	x	x	x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11										
Spannkabel 7	9								x	x	x
	7,8,10,11									x	x
Spannkabel 9	9					x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11						x	x	x	x	x

Tabelle 3.14 Zeitlicher Ablauf der Durchtrennung der Spannkabel

Anmerkungen zu den einzelnen Versuchen:

- Beim **1. Versuch**, also beim noch ungeschädigten Tragwerk, erfolgte die Belastung in 200 kN Schritten.
- Beim **2. Versuch** wurde nur bis 1.300 kN belastet, da der Messbereich der Bogenwegaufnehmer, die zur Messung der Fugenöffnung dienten, vorzeitig erschöpft war. Die Bogenwegaufnehmer wurden daher zwischen dem ersten und zweiten Versuchstag mit den induktiven Wegaufnehmern der Stege vertauscht. Durch die größere Messlänge des induktiven Wegaufnehmers (Messbereich: ± 10 mm) konnten die Fugenöffnungen auch bei größeren Belastungen erfasst werden. Der Bogenwegaufnehmer, mit einem Messbereich von ± 1 mm, reichte hingegen aus, um die wesentlich geringeren Stegverformungen zu messen.
- Die Belastung beim **10. Versuch** erfolgte bis 1.200 kN in 100 kN Schritten, danach in 50 kN Schritten bis zur Höchstlast von 1.810 kN.

3.6 Abbruch des Tragwerks

Nach Abschluss der Schädigung erfolgte der Abbruch des Tragwerks mit Hilfe von zwei Raupenbaggern (Bild 3.24). Dies erfolgte aus Termingründen sehr rasch, genaue Untersuchungen waren daher kaum möglich.



Bild 3.24 Abbrucharbeiten

Während des Abbruches wurden Spannglieder für Prüfzwecke an der TU Wien entnommen. Optisch waren nur geringe Anzeichen für Korrosion im Bereich der Hüllrohre erkennbar. Die Spanndrähte selbst zeigten keine Korrosionserscheinungen. Zur Beurteilung des Verpressgrades wurden die Hüllrohre der entnommenen Spannglieder aufgeschnitten. Alle Spannglieder waren vollständig verpresst. Der Zustand der Verankerungen wird im Punkt 4.3 näher erläutert.

Im Zuge der Errichtung des Tragwerkes wurden Großversuche an Segmenten durchgeführt, um die Festigkeitseigenschaften des Kunstharzklebers zu bestimmen. Um die Frage der Dauerhaftigkeit bei Klebersystemen zu klären, wurden aus der Bodenplatte fünf Bohrkerne im Fugenbereich zur Untersuchung der Abrissfestigkeit entnommen.

Kapitel 4

Versuchsergebnisse Baustoffe

4.1 Allgemeines

Um Aussagen über den Zustand des Brückentragwerks zu erhalten, bedurfte es einer Analyse der verwendeten Baustoffe Beton, Betonstahl, Spannstahl, und Verpressmörtel. Zusätzlich zu den Laboruntersuchungen wurde die Ausführungsqualität überprüft. Dies erfolgte sowohl im Zuge der Voruntersuchungen als auch während der Abbrucharbeiten.

4.2 Verpress- und Korrosionsgrad der Hüllrohre

Der Verpress- und Korrosionsgrad der Hüllrohre wurde im Zuge der Freilegungsarbeiten der Spannglieder vor Versuchsbeginn beurteilt.

- **Korrosionsgrad**

Lediglich das Hüllrohr 1 in beiden Stegen wies bei der visuellen Untersuchung sowie bei Beurteilung mit dem Potentialfeldmessgerät punktuell leichte Korrosion auf (Bild 4.1). Alle anderen inspizierten Hüllrohre waren korrosionsfrei. Vergleiche dazu auch Punkt 3.3.3.



Bild 4.1 Hüllrohre 1, 4 und 7 bei Fuge 9, Seite Wien

- **Verpressgrad**

Nach dem Freilegen der Hüllrohre im Bereich der Fuge 9 wurde mit einem Winkelschleifer das Hüllrohr in Längsrichtung vorsichtig aufgeschnitten und entfernt. Dies erfolgte an 5 Spanngliedern pro Steg auf einer Länge von rund 2,4 m, das ergibt eine untersuchte Strecke von ca. 24 lfm. Es wurde dabei die vollständige Verpressung aller untersuchten Hüllrohre festgestellt. Auch bei den Fugen, in welchen das Hüllrohr aufgrund der Segmentbauweise nicht durchläuft, war eine vollständige Verpressung zu erkennen (siehe Bild 4.2).



Bild 4.2 Hüllrohre 1 und 4 bei Fuge 10, Seite Wien

Nach Beendigung der Abbrucharbeiten wurden für Versuchszwecke, die nicht Teil dieser Arbeit sind, Spannlitzen entnommen. Auch hier wurde weder Korrosion an den Hüllrohren noch mangelhafte Verpressung festgestellt.

4.3 Zustand der Verankerungen

Die visuelle Beurteilung der Spanngliedverankerungen des Widerlagers West (Seite PORR Hauptgebäude) erfolgte im Zuge des Abbruchs des Tragwerks.

Alle untersuchten Verankerungen wurden in einwandfreiem Zustand vorgefunden, d. h., vollständig ausbetoniert und trocken. Die Stähle sowie die Verankerungen selbst zeigten keinerlei Korrosion (Bild 4.3).

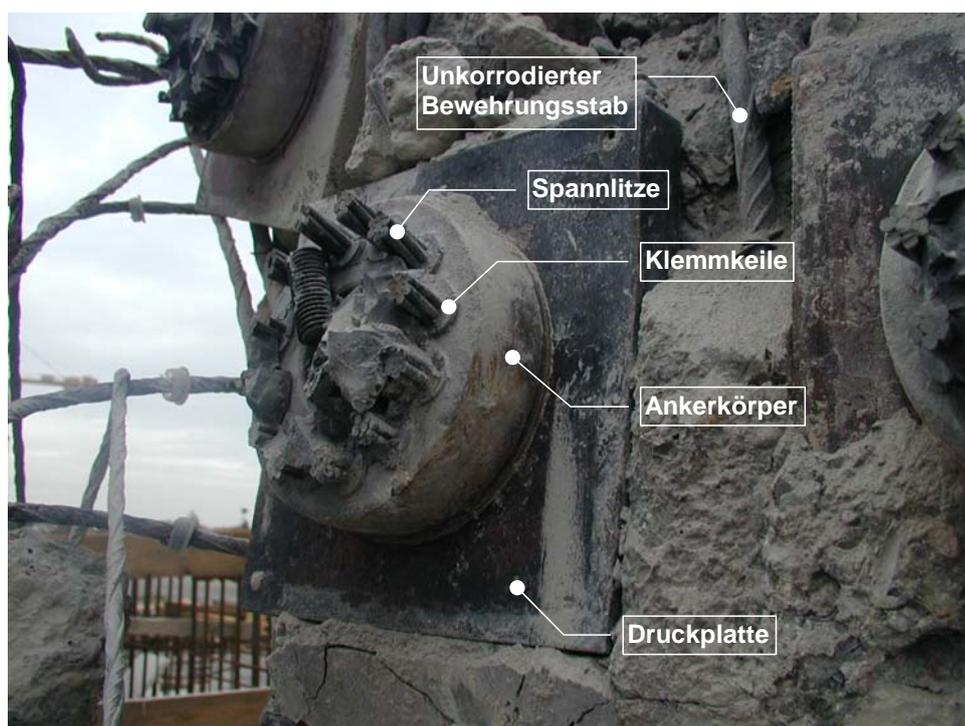


Bild 4.3 Verankerung Spannglied 4, Steg Seite Wien

Die Lasteinleitung erfolgte über Ankerplatten mit Keilverankerung. Weil über die Ankerplatten große Kräfte auf einer kleinen Fläche in den Beton eingeleitet werden, besteht die Gefahr, dass Spaltzugrisse auftreten. Deswegen wird im Verankerungsbereich eine Wendelbewehrung angeordnet (Bild 4.4).



Bild 4.4 Verankerungen mit Wendelbewehrung, Steg Seite Wien

4.4 Zustand des Spannstahls

4.4.1 Versuchsumfang und Bezeichnung der Proben

Um 21 Einzelversuche am Spannstahl durchzuführen, wurden 10 Spannstahlproben mit einer Länge von je rund 2,20 m entnommen. Das Versuchsprogramm und die Bezeichnung der Proben sind in Tabelle 4.1 dargestellt.

		Probennummer	DSV	DIBT	FIP	Relax.	Zug
Steg Seite Wien	1 W	1 W 1			x		
		1 W 2			x		
	2 W	2 W 1					x
		2 W 2					x
	4 W	4 W 1	x				
		4 W 2	x				
	7 W	7 W 1				x	
		7 W 2	x				
	9 W	9 W 1				x	
		9 W 2	x				
Steg Seite Graz	1 G	1 G 1			x		
		1 G 2	x				
	2 G	2 G 1	x				
		2 G 2	x				
	4 G	4 G 1		x			
		4 G 2				x	
	7 G	7 G 1				x	
		7 G 2					x
	9 G	9 G 1					x
		9 G 2	x				
		Dauerschwingfestigkeit	DSV			
		Langzeitkorrosionsversuch	DIBT			
		Kurzzeitkorrosionsversuch	FIP			
		Relaxationsversuch	Relax.			
		statischer Zugversuch	Zug			

Tabelle 4.1 Bezeichnung der Spannstahlproben und Versuchsumfang

Zusätzlich wurden bereits im September 2002 nach Beendigung des ersten Versuchstages vier Spannstahlproben entnommen, an denen statische Zugversuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit und des E-Moduls durchgeführt wurden.

4.4.2 Statische Zugversuche

Die ÖNorm B 4258 „Spannstähle“ definiert in der Tabelle 8 für kaltgezogene, schlussangelassene Drähte für die Stahlsorte St 160/180 bzw. St 1570/1770 folgende mechanisch-technologische Mindesteigenschaften (Tabelle 4.2):

Messgröße	Mindestwert
Zugfestigkeit R_m	1.770 N/mm ²
0,2 % Dehngrenze $R_{p0,2}$	1.570 N/mm ²
0,01 % Dehngrenze $R_{p0,01}$	1.275 N/mm ²
Dehnung vor dem Bruch ϵ_{Br}	6 %

Tabelle 4.2 Anforderungen der ÖNorm an Spannstähle

In der ÖNorm EN 10002 sind die Prüfverfahren für Zugversuche an metallischen Werkstoffen beschrieben. Diese ÖNorm war auch die Basis für die Durchführung der vorliegenden Versuche.

Im Zuge der statischen Zugversuche sollten die Zugfestigkeit, Streckgrenze, Elastizitätsmodul und Bruchdehnung ermittelt werden, wobei die einzelnen Messgrößen folgendermaßen definiert werden können:

- **Höchstzugkraft F_m :** größte Kraft, welche die Probe im Laufe des Versuchs nach Überschreiten der Streckgrenze ertragen kann.
- **Zugkraft bei 0,2 % Dehnung $F_{p0,2}$:** Kraft, welche die Probe im Laufe des Versuchs bei einer Dehnung von 0,2 % ertragen kann.
- **Zugkraft bei 0,01 % Dehnung $F_{p0,01}$:** Kraft, welche die Probe im Laufe des Versuchs bei einer Dehnung von 0,01 % ertragen kann.
- **Zugfestigkeit R_m :** Spannung, die der Höchstzugkraft F_m entspricht, wobei die Spannung der Zugkraft geteilt durch den Anfangsquerschnitt entspricht.
- **Zugfestigkeit $R_{p0,2}$:** Spannung, die der Zugkraft bei 0,2 % Dehnung $F_{p0,2}$ entspricht, wobei die Spannung der Zugkraft geteilt durch den Anfangsquerschnitt entspricht.

- **Zugfestigkeit $R_{p0,01}$:** Spannung, die der Zugkraft bei 0,01 % Dehnung $F_{p0,01}$ entspricht, wobei die Spannung der Zugkraft geteilt durch den Anfangsquerschnitt entspricht.
- **Gesamte Dehnung bei Höchstkraft ε_{gt} :** Vergrößerung der Anfangsmesslänge der Probe bei Höchstkraft bezogen auf die Anfangsmesslänge L_0 . Die Anfangsmesslänge ist die Messlänge vor Aufbringen der Kraft.
- **Elastizitätsmodul E :** Steigung der Hookeschen Gerade im elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungslinie.
- **Bruchdehnung ε_{Br} :** Vergrößerung der Anfangsmesslänge der Probe beim Bruch bezogen auf die Anfangsmesslänge L_0 . Die Anfangsmesslänge ist die Messlänge vor Aufbringen der Kraft.

Für die Durchführung der Zugversuche stand im Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur eine nach EN 10002-2 kalibrierte hydraulische Prüfmaschine zur Verfügung. Beim Versuch kam der axialen und biegungsfreien Lasteinleitung besondere Bedeutung zu. Bei allen Versuchen erfolgte der Bruch auf der freien Länge und nicht im Lasteinleitungsbereich (Bild 4.5). Die benutzte Längenänderungs-Messeinrichtung zur Bestimmung der Streckgrenzen und der Dehngrenzen entspricht der Klasse 1 der ISO/DIS 9513.



Bild 4.5 Prüfmaschine Zugversuch

Vor Beginn der Versuche wurden die Anfangsquerschnitte sowie die Anfangsmesslängen der Proben bestimmt, wobei der Anfangsquerschnitt S_0 aus den Maßen der Probe berechnet wird. Die Genauigkeit der Bestimmung hängt daher von der Beschaffenheit der Probe und der Probenart ab. Für die Spannstahlproben aus der PORR Brücke wurden deren Anfangsquerschnitt aus den Probemaßen berechnet, die jeweils mit einer Messunsicherheit von max. $\pm 0,5\%$ bestimmt wurden. Die Anfangsmesslänge L_0 wurde durch feine Messmarken gekennzeichnet.

Diese beträgt $5 \cdot d_0$ für den kurzen Proportionalitätsstabes bzw. $10 \cdot d_0$ bei Verwendung des langen Proportionalitätsstabes. Bei der Bestimmung der Zugfestigkeit R_m wurde darauf geachtet, dass im plastischen Bereich die Geschwindigkeit der Dehnung der Versuchslänge $0,008 \text{ 1/s}$ nicht überschritt.

Die Dehngrenzen bei nichtproportionaler Dehnung wurden automatisch aus dem Kraft-Verlängerungs-Diagramm ermittelt, indem eine Parallele zum geraden Teil der Kurve in einem Abstand gezeichnet wurde, welcher der nichtproportionalen Dehnung entspricht, z.B. $0,2 \%$. Die Ordinate des Schnittpunktes dieser Parallelen mit der Kurve ergibt die der gewünschten Dehngrenze bei nichtproportionaler Dehnung entsprechende Kraft. Die Dehngrenze wird durch Dividieren dieser Kraft durch den Anfangsquerschnitt der Zugprobe S_0 errechnet.

4.4.2.1 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den letzten vier charakteristischen Zugversuchen sind in der Seriengrafik in Bild 4.6 in Form von Spannungs-Dehnungslinien dargestellt. Die im Versuch festgestellten mechanischen Eigenschaften der untersuchten Stähle sind in Tabelle 4.3 zusammengefasst.

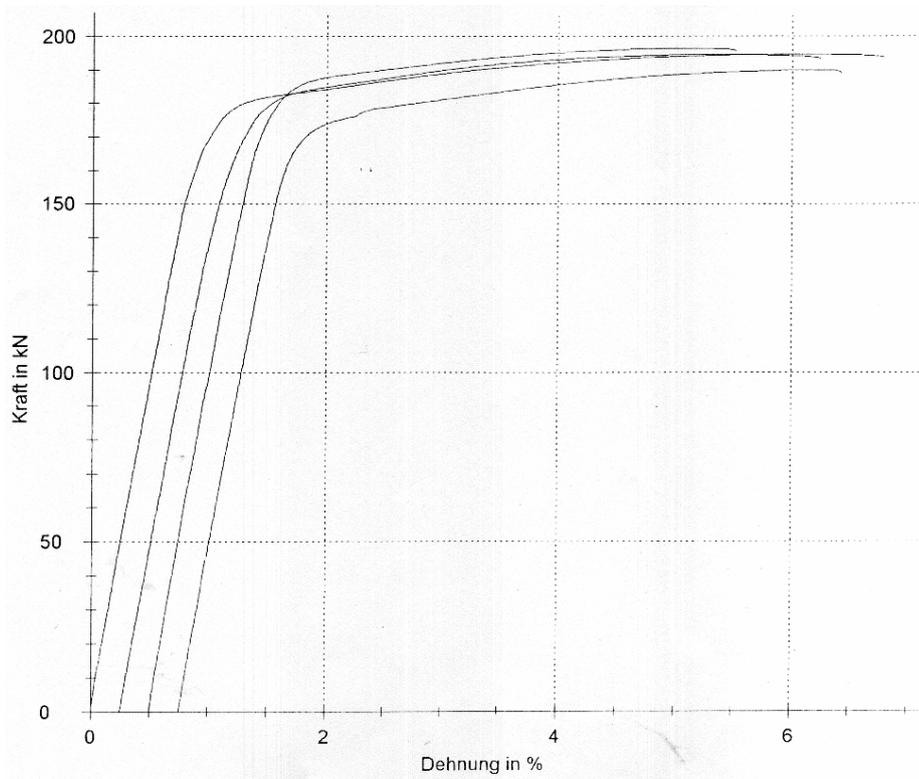


Bild 4.6 Ergebnisse der Zugversuche - Seriengrafik

Die mechanischen Eigenschaften der Spannstähle der PORR Brücke können als gut bezeichnet werden. Die Festigkeiten sind wesentlich höher als die in der Norm geforderten Mindestwerte. Die mittlere aufnehmbare Zugkraft liegt bei 193,8 kN mit einer geringen Standardabweichung von 2,3 kN. Die Zugfestigkeit hat einen Mittelwert von 1.937,8 kN/mm² und streut um 22,9 kN/mm². Die 0,2%-Dehngrenze liegt bei 1.762,0 kN/mm². Die Dehnung bei Höchstkraft hat einen Wert von 5,2 %, die maximale Dehnung vor dem Bruch liegt bei 5,7 % und ist somit um 0,3 % kleiner als der geforderte Mindestwert laut ÖNorm.

Proben	A_{eff}	F_m	$F_{p0,2}$	$F_{p0,1}$	$F_{p0,2}/F_m$	R_m	$R_{p0,2}$	$R_{p0,01}$	E	ϵ_{gt}	ϵ_{Br}
	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[%]	[%]
1 G	99,5	194,0	174,6	164,5	90,0	1.940,0	1.746,0	1.260,0	194,1	5,1	6,0
2 G	98,5	193,0	172,5	163,8	89,4	1.930,0	1.725,0	1.297,0	195,4	5,6	5,8
1 W	99,3	191,2	171,5	161,8	89,7	1.912,0	1.715,0	1.337,0	192,3	5,6	6,1
2 W 1	99,3	196,4	182,1	171,3	92,7	1.964,0	1.821,0	1.330,0	193,4	4,2	4,3
2 W 2	98,2	194,7	176,3	169,3	90,5	1.947,0	1.763,0	1.558,0	185,4	6,0	6,8
2 W 3	99,6	194,6	177,6	170,0	91,3	1.946,0	1.776,0	1.557,0	175,4	5,1	6,0
7 G	99,6	196,4	183,2	177,4	93,3	1.964,0	1.832,0	1.619,0	183,8	4,6	5,0
9 G	99,2	190,0	171,8	167,5	90,4	1.900,0	1.718,0	1.546,0	182,0	5,5	5,7
s	0,5	2,3	4,5	5,0	1,4	22,9	45,3	144,6	7,2	0,6	0,8
μ	99,2	193,8	176,2	168,2	90,9	1.937,9	1.762,0	1.438,0	187,7	5,2	5,7
Mindestanforderung laut ÖN B 4258, Tab. 8 :						1.770,0	1.570,0	1.275,0			6,0

Tabelle 4.3 Ergebnisse Zugversuch Spannstahl

4.4.3 Dauerschwingversuche

Das Problem der Ermüdung von Spannstählen im Brückenbau wurde zu Beginn des Spannbetonbaus nicht ausreichend beachtet. Dies war darin begründet, dass bei voller oder beschränkter Vorspannung im Rahmen der Bemessung keine Rissbildung berücksichtigt wurde, damit bewegte sich die Spannungsschwankung im Stahl in einer unbedenklichen Größenordnung. Jedoch können bei teilweiser Vorspannung bereits im Gebrauchszustand Risse auftreten (ermüdungswirksame Lastkombination).

Weiters können Bereiche von Tragwerken Problemzonen darstellen, in denen die Stahlspannungen nur schwer erfassbar sind (Koppelfugen). Hier war man der Ansicht, dass durch die Anordnung der Koppelstelle im Bereich der Momentennullpunkte eine weitgehende Momentenfreiheit für die diversen Lastfälle gewährleistet sei. Diese Theorie war jedoch nach Auftreten großer Risse gerade in

diesen Bereichen widerlegt. Die durch Verkehrslasten auftretenden Momente haben im Bereich der Koppelfugen einen besonders hohen Anteil an den Gesamtschnittgrößen im Querschnitt, da keine Grundschnittgrößen durch die Eigenlast vorgegeben sind. Der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Spannstählen ist im Rissbereich große Aufmerksamkeit zu widmen, in diesem Zusammenhang ist die Dauerschwingfestigkeit der Stähle von besonderer Bedeutung.

Bei dynamischer Beanspruchung nimmt die Festigkeit eines Baustoffes mit zunehmender Lastspielzahl ab, diese Erscheinung wird als Ermüdung des Baustoffes bezeichnet. Nach Erreichen der Grenzlastspielzahl nimmt die Festigkeit nicht weiter ab, die ertragbare Schwingbreite wird als Dauerschwingfestigkeit bezeichnet. Werden die Schwingbreiten der Lastspielzahl grafisch gegenübergestellt, ergeben sich die sogenannten Wöhlerlinien. Die Werte der Festigkeiten die für Lastspielzahlen unterhalb der Grenzlastspielzahl erreicht werden, heißen Zeitschwingfestigkeiten.

Bei dynamischer Belastung wechselt die Spannung während eines Lastspieles zwischen zwei Grenzwerten, der Ober- und der Unterspannung. Diese Beanspruchung kann auch als Schwankung um die Mittelspannung aufgefasst werden, wobei nach beiden Seiten ein gleich großer Spannungsausschlag anzusetzen ist. Die Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit erfolgt durch die Wöhlerkurve, welche experimentell ermittelt wird. Dabei wird die Schwingbreite in Abhängigkeit von der zum Bruch führenden Lastspielzahl aufgetragen. Im Bereich der Grenzlastspielzahl besitzt die Wöhlerkurve eine horizontale Tangente, deren Abstand von der horizontalen Achse als Dauerschwingfestigkeit bezeichnet wird.

Die Dauerschwingfestigkeit der meisten Baustoffe wird nach etwa 2×10^6 - 10×10^6 Lastwechsel erreicht. Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche bei verschiedenen Mittelspannungen werden häufig im Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith aufgetragen.

Die Versuche zur Ermittlung der Dauerschwingfestigkeit wurden an 9 Drahtproben von der PORR Brücke der Sorte St 1570/1770 gemäß den Bestimmungen der EN-ISO 15630-3 durchgeführt. Nach EN-ISO 15630-3 werden Dauerschwingversuche stets mit konstanter Oberspannung, die dem 0,6-fachen Nennwerte der Zugfestigkeit

R_{meff} zu entsprechen hat, im Bereich der Dauerfestigkeit durchgeführt, wobei die Grenzlastspielzahl mit 2×10^6 festgelegt ist.

Jede Probe sollte ausgehend von einer geschätzten Anfangsamplitude bis zum Bruch gefahren werden. Wurde auf einem Spannungsniveau eine Lastspielzahl von 2 Mio. Lastwechseln erreicht, wurde die Probe als sogenannter „Durchläufer“ klassifiziert.

Die Durchführung der Versuche erfolgte im Prüflabor der Firma Austria Draht AG in Bruck an der Mur auf einer Prüfmaschine der Fa. Amsler (Modell Amsler Pulsator HFP 100) mit einer Prüffrequenz von ca. 90 Hz (siehe Bild 4.7). Die Proben wurden auf eine Länge von 500 mm abgelängt und mittels eines Klemmsystems in die Prüfmaschine eingespannt.



Bild 4.7 Prüfmaschine Dauerschwingversuch

4.4.3.1 Versuchsergebnisse

Die Durchführung der Dauerschwingversuche erfolgte nach EN-ISO 15630-3, wobei die Oberspannung auf dem 0,6-fachen Wert der Zugfestigkeit konstant gehalten wurde. Für den Spannstahl der PORR Brücke ergibt sich aus den an vier Proben ermittelten Bruchfestigkeiten eine Oberspannung σ_o von 1.163 N/mm^2 . Die Dauerschwingversuche wurden an insgesamt 9 Proben durchgeführt, wobei man 5 Proben aus dem Steg der Seite Graz und 4 Proben aus dem Steg der Seite Wien entnahm. Vier Versuche hielten mehr als 2 Mio. Lastwechsel stand. In Tabelle 4.4 sind die Ergebnisse zusammengefasst.

Proben Nr.	2 σ_A	Spannung	Lastwechsel	Lage und Anzahl der Brüche	
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]		
4 W 1	250	o 1.163	347.000		3 x freie Länge
		u 913			
4 W 2	230	o 1.163	2.210.000		
		u 933			
7 W 2	240	o 1.163	2.200.000		
		u 923			
9 W 2	250	o 1.163	1.390.000		4 x Probenmitte
		u 913			
1 G 2 / T1	250	o 1.163	242.000		4 x Probenmitte
		u 913			
2 G 1	230	o 1.163	449.000		3 x Probenmitte
		u 933			
2 G 2	210	o 1.163	2.260.000		
		u 953			
9 G 2	220	o 1.163	4.540.000		
		u 943			
1 G 2 / T2	230	o 1.163	557.000		3 x freie Länge
		u 933			

Tabelle 4.4 Ergebnisse Dauerschwingversuche

Bild 4.8 zeigt das Smith-Diagramm mit den im Versuch ermittelten minimalen und maximalen Spannungsausschlägen von 250 N/mm² bis 210 N/mm².

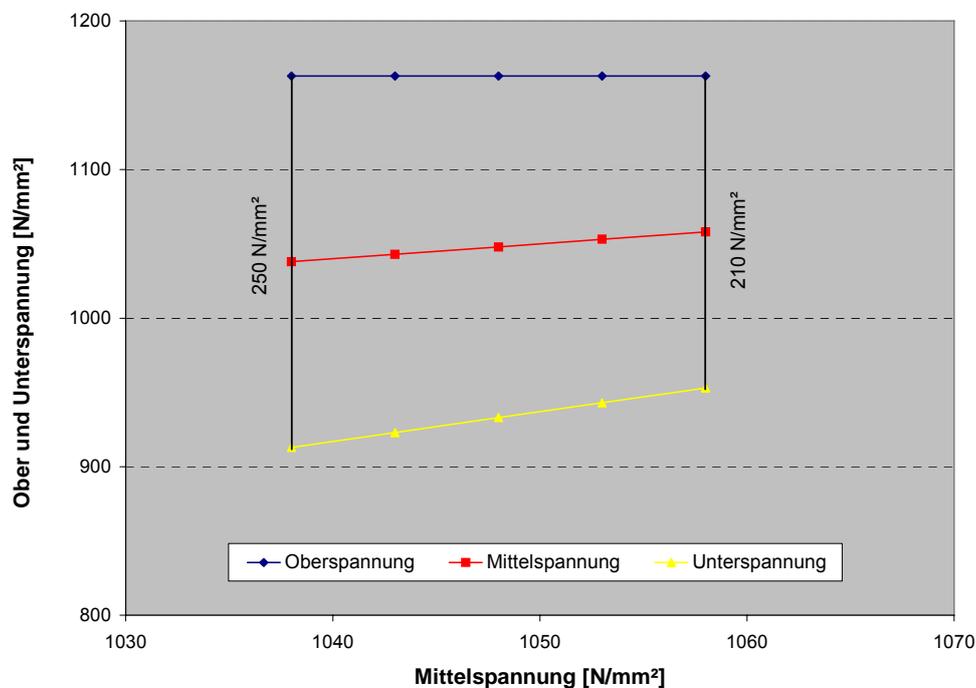


Bild 4.8 Smith Diagramm

In Bild 4.9 sind die Ergebnisse der Dauerschwingversuche an den Spannstahlproben grafisch dargestellt, wobei die Anzahl der Lastwechsel den Spannungsausschlägen $2 \sigma_a$ gegenübergestellt werden. Da bei gleichen Schwingbreiten die Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch erheblich streuen, wurde zur Bestimmung der Dauerfestigkeit eine logarithmische Trendlinie aus den einzelnen Werten ermittelt. Diese ergibt bei 2 Mio. Lastwechsel ca. 230 N/mm².

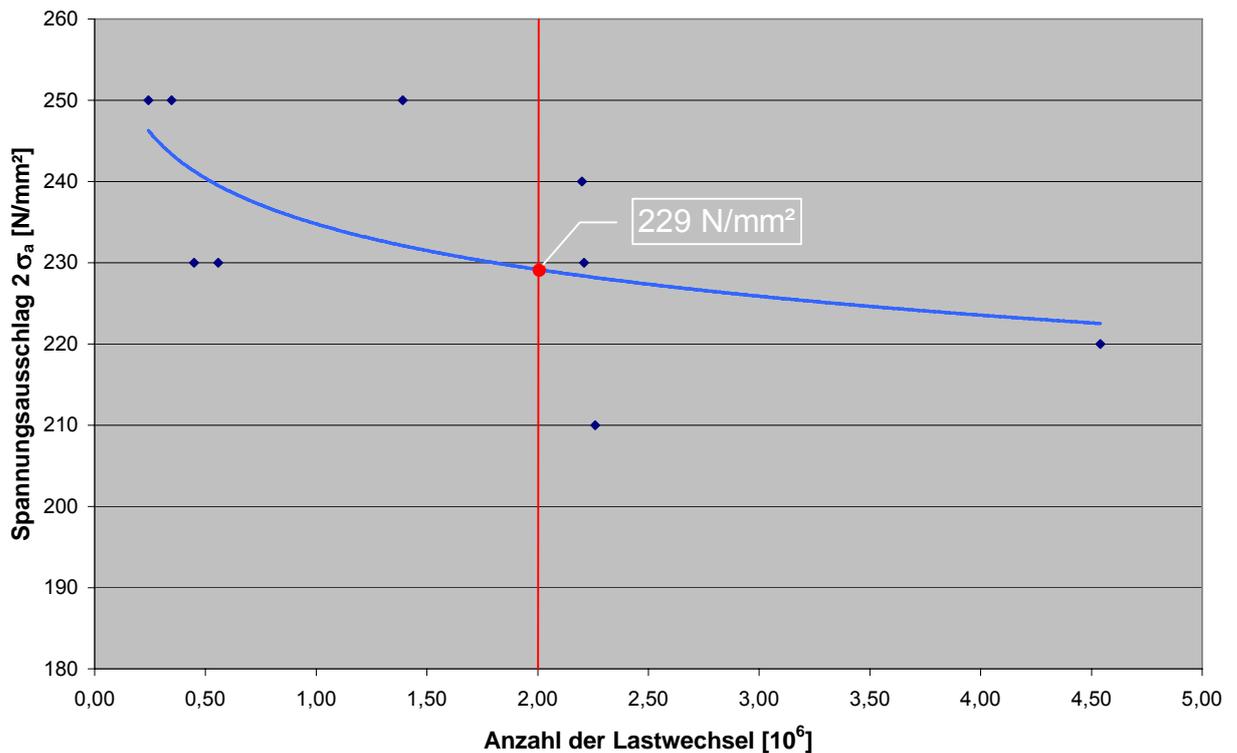


Bild 4.9 Ergebnisse Dauerschwingversuche

Laut Rücksprache mit der Austria Draht AG in Bruck/Mur wurden Dauerschwingversuche zur Qualitätsbeurteilung von Spannstählen erst ab 1983 im firmeneigenen Werk durchgeführt. Da bei den Dauerschwingversuchen oft verschiedenen Prüfvorschriften zur Anwendung kamen, können die Proben nur bedingt miteinander verglichen werden. Beispielsweise beträgt die Dauerschwingfestigkeit von patentierten Drähten (Querschnitt 100 mm²) bei einer Oberspannung von 1.062 N/mm² rund 275 N/mm² bzw. rund 265 N/mm² bei einer Oberspannung von 1.309 N/mm². Aktuelle Versuchsergebnisse an Spannlitzen (Querschnitt 100 mm²) ergaben bei einer Oberspannung von 1.575 bzw. 1.274 N/mm² Dauerschwingfestigkeiten von 225 bzw. 255 N/mm² (Bild 4.10).

Obwohl die Proben der PORR Brücke mit der zweit geringsten Oberspannung belastet wurden, weisen diese nur eine relativ geringe Dauerfestigkeit auf. Dies lässt sich dadurch erklären, dass bei einer Nutzungsdauer von 27 Jahren die Dauerfestigkeit mit der Zeit abnimmt und die restlichen Versuche an neu produzierten Drähten durchgeführt wurden.

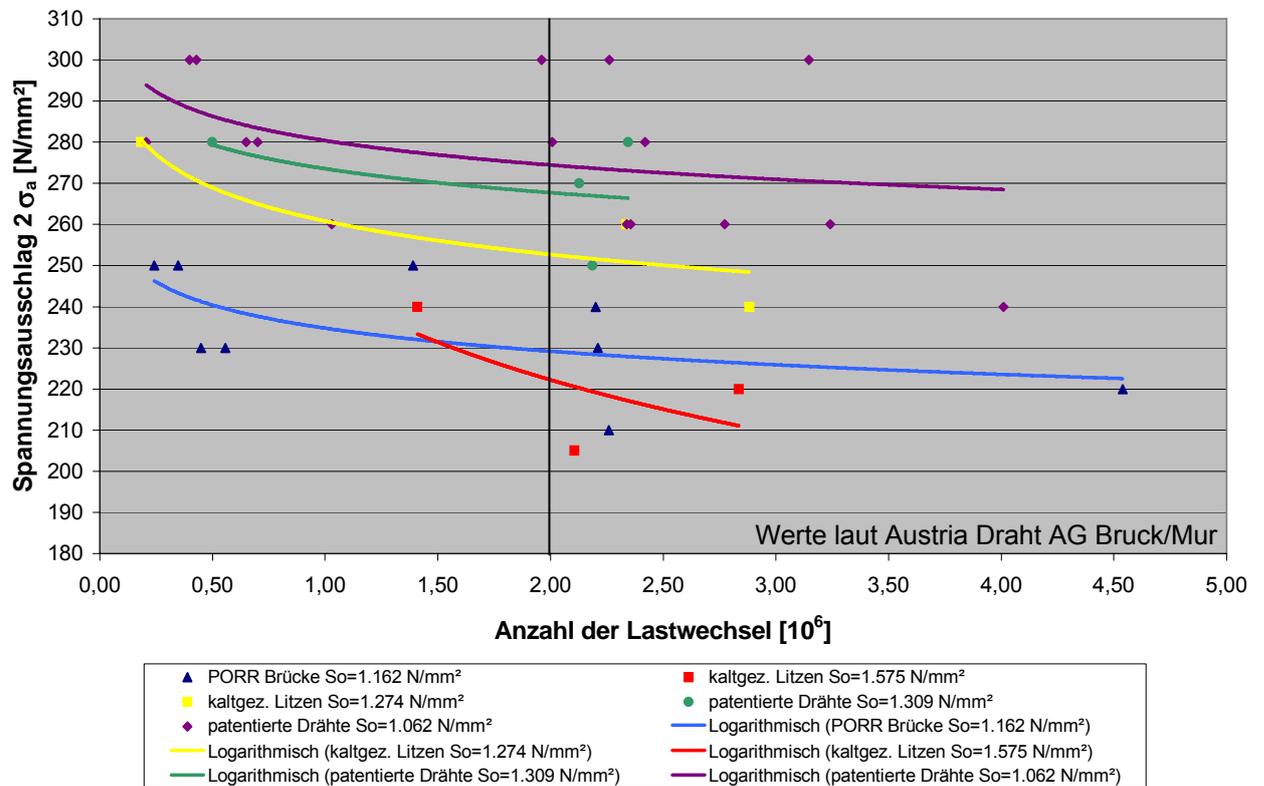


Bild 4.10 Vergleich Dauerfestigkeiten verschiedener Drähte

4.4.4 Korrosionsversuche

Für die Prüfung der „Empfindlichkeit“ der Spannstähle gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion unter Zugspannung wurden Korrosionsversuche gemäß ISO 15630-3 durchgeführt.

Beim sogenannten **FIP Test** (Federation International du Precontrainte Test) wird die Probe in einem Bad aus konzentrierter Ammoniumthiocyanat Lösung gelagert (200 g/l NH_4SCN - Ammoniumrhodanit). Dabei wird eine konstante Last, die 80 % der Zugfestigkeit ($0,8 \cdot F_m$) entspricht, aufgebracht. Die Prüftemperatur beträgt 50°C . Aufgenommen wird die Zeit bis zum Bruch der Probe. Hält die Probe 500 Stunden, wird der Versuch abgebrochen.

In Deutschland wird der sogenannten **DIBt-Test** des Deutschen Instituts für Bautechnik vorgezogen, da man ihm allgemeine Gültigkeit für alle Stähle zuschreibt. Der Versuchsaufbau ist bei diesem Versuch gleich wie beim FIP Test, jedoch ist die verwendete Korrosionslösung verdünnt (5 g/l Na_2SO_4 , 0,5 g/l NaCl , 1 g/l NH_4SCN). Stähle, die in dieser Lösung eine Standzeit von mindestens 2.000 Stunden nachweisen können, werden als nicht empfindlich gegenüber Korrosion unter Spannung eingestuft.

Versuche mit dem FIP-Test führen rascher zum Bruch als Versuche in der DIBt-Lösung. Man erhält in absehbarer Zeit mehrere Ergebnisse, die statistisch ausgewertet werden können. In Anbetracht der bei allen Korrosionsversuchen doch sehr großen Streuung der Ergebnisse ist dies von großem Vorteil. Die Sicherheit der Bewertung der untersuchten Stähle wird dadurch erhöht. Der Versuch mit konzentriertem NH_4SCN wurde für die Beurteilung von Litzen entwickelt und wird daher vorwiegend für die Prüfung von kaltgezogenen Stählen eingesetzt. In Tabelle 4.5 sind die Ergebnisse der Korrosionsversuche an vier Proben zusammengefasst.

$$\text{Prüflast für alle Versuche: } F_{\text{Prüf.}} = 0,8 \cdot F_m = 0,8 \cdot 193,9 = \underline{155,12 \text{ kN}}$$

Probe Nr.	Versuch Nr.	Standzeit [h]
FIP - Test		
1 W 1	48 / 02	4,07
1 W 2	50 / 02	15,88
1 G 1	51 / 02	44,32
DIBt - Test		
4 G 1	47 / 02	739,89

Tabelle 4.5 Ergebnisse der Korrosionsversuche

Die Untersuchungen zeigten, dass die Standzeit beim FIP-Test bei einer Spannstahlprobe über der Standzeit von heutigen Stählen liegt. Zwei Proben liegen innerhalb der Bandbreite von heutigen Stählen. Beim DIBt-Test wird die geforderte Zeit von 2.000 Stunden nicht erreicht. Laut DIBt Vorschriften ist daher der Stahl als nicht korrosionsunempfindlich einzustufen. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Korrosionsversuche grundsätzlich für produktionsfrische Stähle ausgelegt sind. Die Ergebnisse des FIP-Tests sind im folgenden Bild 4.11 dargestellt.

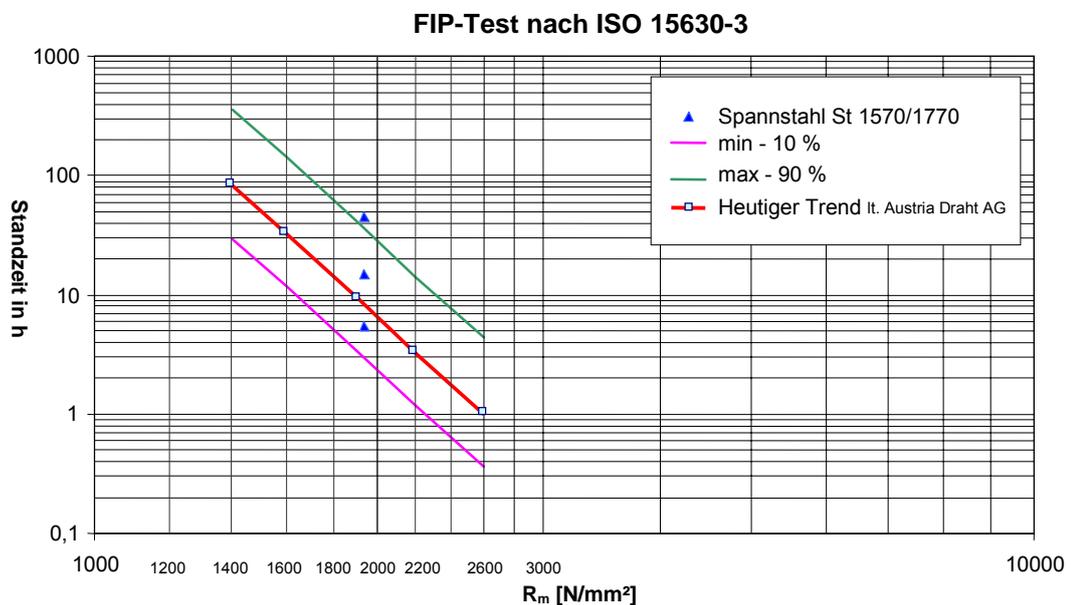


Bild 4.11 Standzeiten der untersuchten Stähle im Korrosionsversuch

4.4.5 Relaxationsversuche

Das zeitabhängige Materialverhalten von Spannstahl wird durch Relaxation verursacht. Darunter wird der Spannungsverlust unter konstanter Dehnung verstanden.

Die Relaxationsversuche wurden im Labor der Austria Draht AG durchgeführt. Diese entsprachen den Vorschriften der ISO 15630-3, wobei eine Belastung in der Höhe von 70 % der effektiven Zugfestigkeit der Proben ($0,7 \cdot R_{m \text{ eff}}$) aufgebracht wurde. Nachfolgend ist eine Auflistung der Probenbezeichnung, der mechanisch technologischen Eigenschaft des Spannstahls sowie der Rahmenbedingungen während des Versuchs angeführt.

<u>Proben Nr.</u>	4 G 2 ... Versuch.Nr. 1220	7 W 1 ... Versuch.Nr. 1222
	7 G 1 ... Versuch.Nr. 1221	9 W 1 ... Versuch.Nr. 1223

Prüfvorschrift $0,7 \cdot R_{m \text{ eff}}$

Durchmesser mm	Nennquerschnitt mm ²	R _m Nenn N/mm ²	R _{p0,2} Nenn N/mm ²
13	100	1.770	1.570

Mechanisch - technologische Werte vor dem Relaxationsversuch

Metergewicht	Quersch. eff.	F _m	R _m	R _{p0,2}	R _{p0,1}	R _{p1,0}	R _{p0,01}	Dehngr. verhältnis	E-Modul	ε _{GT}
g/m	mm ²	kN	N/mm ²	%	kN/mm ²	%				
778,7	99,2	193,9	1.939	1.773	1.710	1.697	1.570	91	182	5,30

Die mechanisch technologischen Werte stammen nur aus der zweiten Zugversuchsserie

Belastungen

Prüf-temp.	Anfangs-last	Anfangs-spannung	in % von RM	
			eff.	nenn.
C°	N	N/mm ²	70	76,7
20	135.730	1.357	70	76,7

Anfangslasten in N

Zeit	Last	Zeit	Last
0,00	27.146	0,05	95.011
0,01	40.719	0,06	108.584
0,02	54.292	0,07	122.157
0,03	67.865	0,08	135.730
0,04	81.438	2 Min. Haltezeit	

Die Ergebnisse des Relaxationsversuchs sind für den Spannstahl der PORR Brücke im Bild 4.12 sowie in Tabelle 4.6 dargestellt. In der Graphik wird der Spannungsabfall in Abhängigkeit von der Belastungsdauer dargestellt.

Stunden	Spannungsabfall in % beim Versuch			
	Nr. 1220	Nr. 1221	Nr. 1222	Nr. 1223
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,02	0,09	0,08	0,12	0,11
0,03	0,18	0,14	0,21	0,18
0,07	0,29	0,20	0,33	0,28
0,13	0,47	0,29	0,49	0,44
0,25	0,66	0,40	0,67	0,58
0,50	0,87	0,54	0,84	0,74
1	1,09	0,66	1,04	0,91
2	1,34	0,77	1,24	1,08
4	1,56	0,89	1,42	1,26
6	1,69	0,99	1,60	1,44
25	2,17	1,30	1,99	1,74
50	2,45	1,49	2,31	1,96
120	2,92	1,83	2,65	2,24
200	3,25	2,08	2,98	2,57
1000	4,01	2,95	4,00	3,45

Tabelle 4.6 Ergebnisse Relaxationsversuche

Die Untersuchungen zeigten, dass der heute maximal zulässige Spannungsabfall von 2,5 % nach 1.000 Stunden bei einer Belastung von 70 % der effektiven Zugfestigkeit nicht erfüllt wird. Dies weist darauf hin, dass die ursprünglichen Relaxationseigenschaften des Spannstahls der PORR Brücke deutlich höher gewesen sein müssen, da der Stahl immerhin 27 Jahre der Beanspruchung im Bauwerk ausgesetzt war.

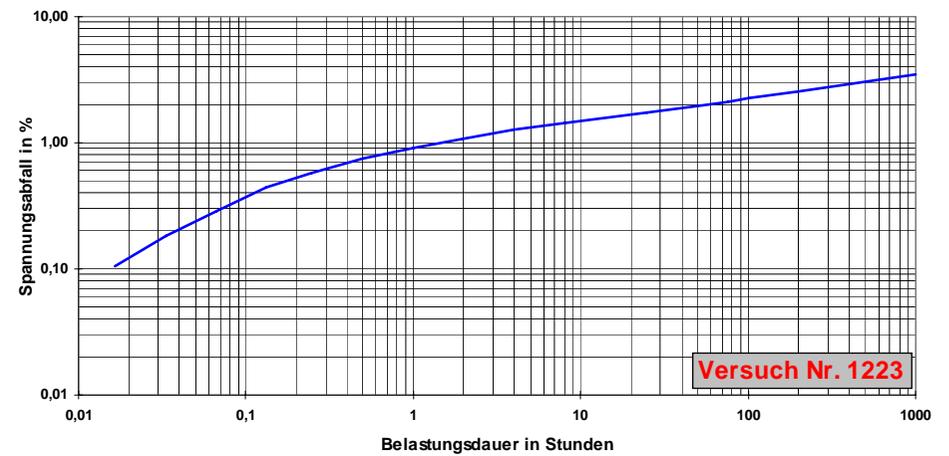
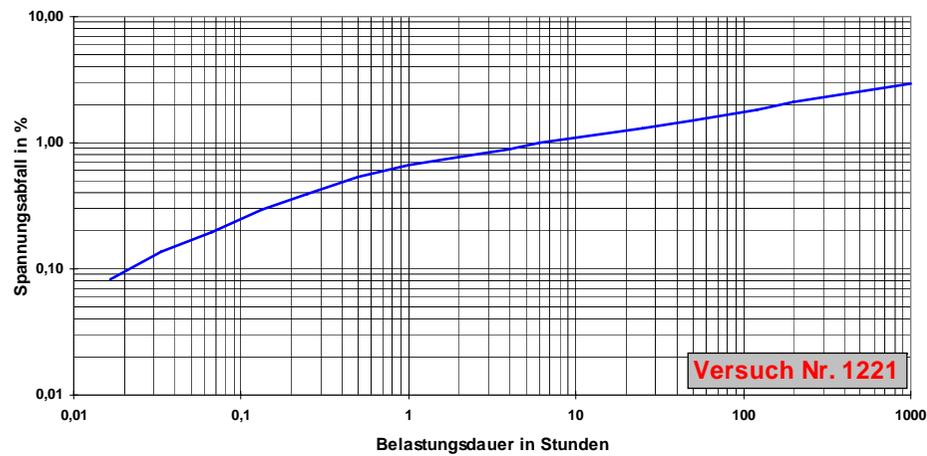
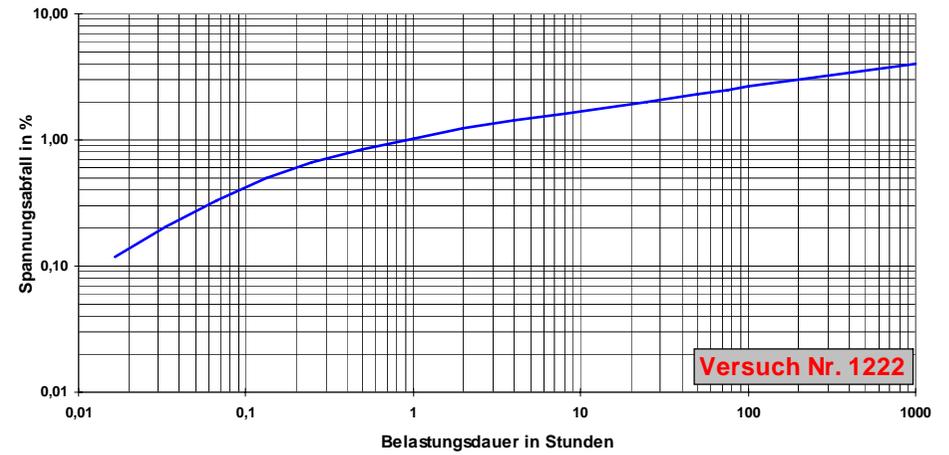
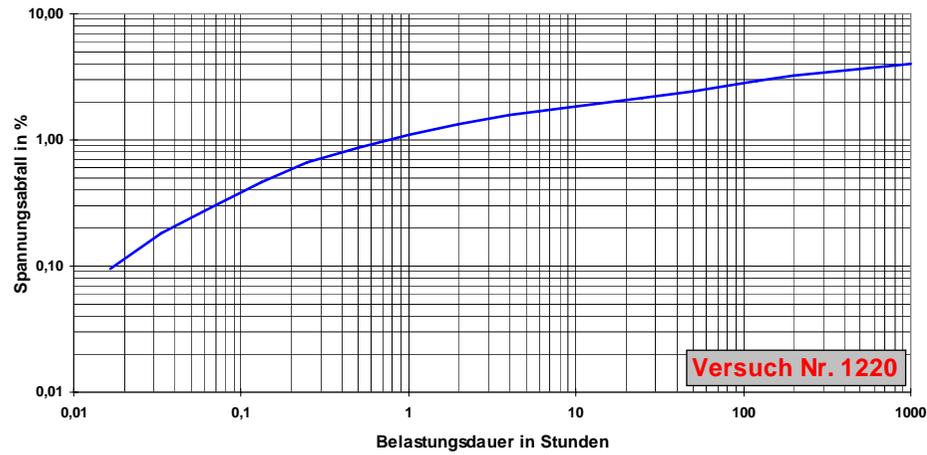


Bild 4.12 Grafische Darstellung der Ergebnisse der Relaxationsversuche

4.5 Zustand des Betonstahls

4.5.1 Statische Zugversuche

In der EN 10002 sind die Prüfverfahren für Zugversuche an metallischen Werkstoffen beschrieben. Diese EN war auch die Basis für die Durchführung der vorliegenden Versuche. Weitere Details zur Versuchsdurchführung siehe Kapitel 4.4.2.

Die Anforderung der ÖNorm B 4200 – Teil 7 für warmgewalzte Baustähle der Güte BSt 500 sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst.

Messgröße	Mindestwert
Zugfestigkeit R_m	560 N/mm ²
Dehngrenze R_p	500 N/mm ²
Elastizitätsmodul E	206.000 N/mm ²
Bruchdehnung 5 d_s ϵ_{Br}	17 %

Tabelle 4.7 Anforderungen der ÖNorm an BSt 500

Zur Analyse wurden je drei Bewehrungsstäbe mit 10 bzw. 12 mm Durchmesser an das Prüflabor der Austria Draht AG in Bruck an der Mur übermittelt. Drei weitere Proben (Probennummer 1, 2 und 3) mit 10 mm Durchmesser untersuchte die Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der Technischen Universität Wien.

4.5.1.1 Versuchsergebnisse

Aus labortechnischen Gründen war es nicht möglich den Elastizitätsmodul und daher auch die Proportionalitätsgrenze zu bestimmen. Die Zugfestigkeit von 628,3 N/mm² bei 10 mm Durchmesser bzw. 717,3 N/mm² bei 12 mm Durchmesser liegt deutlich über der geforderten Größe von 560 N/mm². Die Bruchdehnung bei Verwendung des kurzen Proportionalitätsstabes ($l_0=5 \cdot d_0$) liegt bei Durchmesser 10 mm 3,7 %, bei Durchmesser 12 mm 1,0 % unter der geforderten Mindestgrenze von 17 % (Tabelle 4.8). Exemplarisch wird in Bild 4.13 das Spannungs-Dehnungsdiagramm der Probe 1 gezeigt.

Proben		A_{eff}	F_m	R_m	$\epsilon_{Br} 5d$	$\epsilon_{Br} 10d$	$\epsilon_{Gl.}$
		[mm ²]	[kN]	[kN/mm ²]	[%]	[%]	[%]
ϕ 10 mm	1 G	73,9	43,2	584,0	14,6	9,4	3,0
	2 G	74,3	47,2	635,0	9,0	6,0	2,8
	1 W	72,4	44,0	608,0	12,0	6,8	1,9
	1	75,7	48,3	638,0	10,5	6,0	1,5
	2	75,4	49,4	655,0	21,3	14,6	7,9
	3	75,3	48,9	650,0	12,5	7,3	2,1
	s	1,26	2,63	27,19	4,34	3,31	2,37
μ	74,5	46,8	628,3	13,3	8,4	3,2	
ϕ 12 mm	3 G	91,2	71,8	788,0	18,0	12,0	3,3
	2 W	105,9	74,0	699,0	18,0	10,8	3,8
	3 W	105,1	69,9	665,0	12,0	7,4	4,1
	s	8,29	2,05	63,52	3,46	2,39	0,40
	μ	100,7	71,9	717,3	16,0	10,1	3,7
Mindestanforderung lt. ÖN B 4200-T 7:			560,0	17,0			

Tabelle 4.8 Ergebnisse Zugversuch Bewehrungsstahl Austria Draht AG und TVFA TU Wien

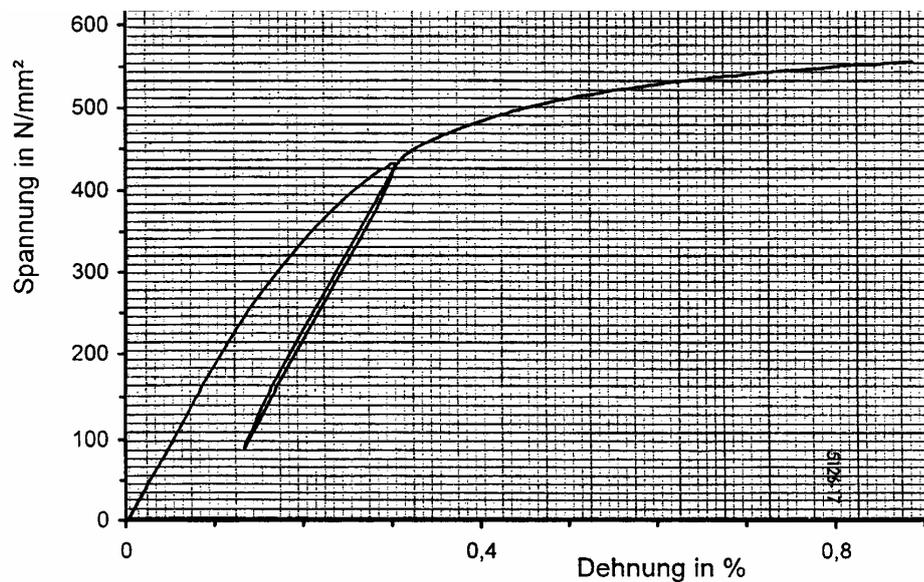


Bild 4.13 Spannungs-Dehnungsdiagramm Bewehrungsstahl Probe Nr.1

4.6 Zustand des Betons

4.6.1 Karbonatisierung

Die Untersuchungen der Karbonatisierungstiefe erfolgten an 5 Bohrkernen, welche am 10.09.2002 an verschiedenen Segmenten der Fahrbahnplatte entnommen wurden. Die Gewinnung der Proben ($d = 70 \text{ mm}$) erfolgte im Nassbohrverfahren mit einem Kernbohrgerät. Die Proben wurden aus den Segmenten 4, 14, und 15 in Brückenlängsachse, aus der südlichen Hälfte der Fahrbahnplatte des Segments 17 sowie aus der nördlichen Hälfte des Segments 2 entnommen.

Die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Labor der TU Wien wurde laut ÖN B 4200 Teil 6 durchgeführt. Dafür ist eine genügend tiefe, für das Aufbringen einer Reaktionsflüssigkeit zugängliche, frische Bruchfläche zu schaffen. Unmittelbar danach ist auf die Bruchfläche eine 0,1-prozentige alkoholische Phenolphthaleinlösung aufzubringen. Nicht karbonatisierter Beton verfärbt sich rot bis violett. Unverfärbter Beton bietet nicht mehr genügend Korrosionsschutz für die darin befindliche Bewehrung. Die Dicke der unverfärbt bleibenden Randzone entspricht der Karbonatisierungstiefe. Davon sind Mittelwert und Extremwert der untersuchten Zone auf ganze Millimeter genau anzugeben [15].

Im Bild 4.14 ist zu erkennen, dass es sich aufgrund der gänzlich violett verfärbten Bruchflächen um **nicht karbonatisierten Beton** handelt. Daher kann Korrosion, verursacht durch Karbonatisierung, ausgeschlossen werden.



Legende (Bsp.):

- | | |
|-----|----------------|
| S2 | Segment Nummer |
| FB | Fahrbahnplatte |
| Süd | Entnahmestelle |

Bild 4.14 Überprüfung der Karbonatisierung an Bohrkernen

4.6.2 Chloridgehalt

Die Untersuchungen des Chloridgehaltes erfolgten an 5 Bohrkernen, welche an den Segmenten 5 und 13 in der Fahrbahnplatte bzw. der Bodenplatte entnommen wurden. Die Gewinnung der Proben erfolgte im Nassbohrverfahren ($d = 70 \text{ mm}$) mit einem Kernbohrgerät. Zusätzlich wurden fünf Verpressmörtelproben entnommen und ebenfalls deren Chloridgehalt bestimmt (siehe Kapitel 4.7).

Die Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA), Braunschweig, wurde vom Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien mit der Analyse der Proben beauftragt.

Durch die Entnahme von Teilproben aus unterschiedlichen Tiefen der Bohrkern sollte ein Chloridprofil über die Probenhöhe Aufschluss über die Eindringtiefe geben. Hierzu wurden jeweils 3 cm der Brückenaußenseite, unterteilt in drei Schichten, und 1 cm der Brückeninnenseite untersucht (Bild 4.15).

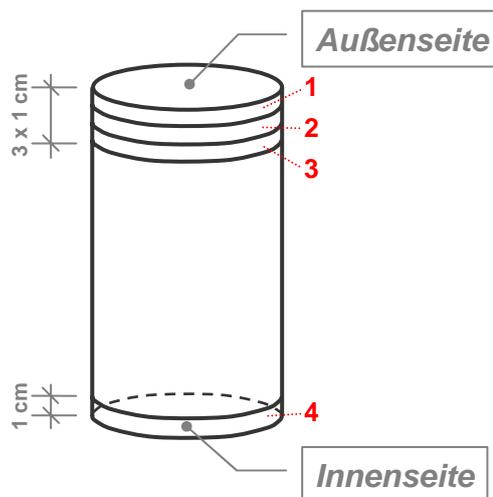


Bild 4.15 Bohrkern Chloriduntersuchung

In der MPA wurden anschließend die getrockneten Bohrkern trocken zersägt und die erhaltenen Scheiben mittels Backenbrecher und Scheibenschwingmühle zu Probenmehl aufbereitet.

Die Analyse der Proben erfolgte nach der Prüfanweisung CPU-PA015 des Qualitätsmanagementhandbuchs der Materialprüfanstalt. Dieses Prüfverfahren besteht aus einer Kombination von Analysen mittels Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) an allen Proben und Analysen mittels potentiometrischer Titration nach der Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehalts von mineralischen Baustoffen, beschrieben in Heft 401 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton von 1989 (mind. 20 % der Proben). Die Ergebnisse der RFA Analyse werden über einen Korrekturfaktor in zu der DafStb-Richtlinie äquivalente Werte umgerechnet. Standardmäßig wird ein Korrekturfaktor von 0,62 verwendet. Dieser wird bei jeder Untersuchung überprüft und gegebenenfalls angepasst.

In Tabelle 4.9 sind die ermittelten Chloridkonzentrationen in den Proben in Massenprozent bezogen auf das Betongewicht angegeben.

Proben- bezeichnung	Entnahmetiefe der Proben	RFA	Richtlinie		RFA, Korrr. Werte	
		M. - % Chlorid bezogen auf Beton	M. - % Chlorid bezogen auf Beton	Zement	M. - % Chlorid bezogen auf Beton	Zement
S5 BP Süd	oben 0 - 1 cm	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 0 - 1 cm	0,034	0,04	0,4	0,02	0,2
	unten 1 - 2 cm	0,003	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 2 - 3 cm	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
S5 BP Nord	oben 0 - 1 cm	0,007	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 0 - 1 cm	0,049	0,05	0,5	0,03	0,3
	unten 1 - 2 cm	0,041	n. b.	n. b.	0,03	0,3
	unten 2 - 3 cm	0,007	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
S5 FB	oben 0 - 1 cm	0,006	0,01	0,1	n. n.	n. n.
	unten 0 - 1 cm	0,002	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 1 - 2 cm	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 2 - 3 cm	0,006	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
S13 BP Süd	oben 0 - 1 cm	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 0 - 1 cm	0,054	0,05	0,5	0,03	0,3
	unten 1 - 2 cm	0,007	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 2 - 3 cm	0,0004	n. n.	n. n.	n. n.	n. n.
S13 BP Nord	oben 0 - 1 cm	0,01	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 0 - 1 cm	0,057	0,05	0,05	0,04	0,4
	unten 1 - 2 cm	0,009	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
	unten 2 - 3 cm	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.

Legende: n.n. ... Nicht nachweisbar, d.h. < 0,01 M.%
n.b. ... Nur mit RFA analysiert

Tabelle 4.9 Ergebnisse der Chloriduntersuchung am Beton

- **Hinweise zu den Ergebnissen**

Die Wiederholungsstandardabweichung der potentiometrischen Titration liegt nach der DafStb-Richtlinie bei Chloridgehalten des Betons zwischen 0,01 und 0,25 M.% bei ca. 0,01 % Chlorid bezogen auf das Betongewicht. Die Wiederholungsstandardabweichung der Chloridanalyse mittels RFA liegt im gleichen Bereich. Die Abweichungen zwischen den Ergebnissen beider Verfahren liegen im Bereich der statistischen Streuungen, die insbesondere bei niedrigen Chloridgehalten zum Tragen kommen. Eine Anpassung des Korrekturfaktors der RFA-Analysewerte von 0,62 wurde deshalb nicht vorgenommen.

Es standen keine Informationen oder Schätzwerte zu den Zementgehalten der Proben zur Verfügung weshalb keine Umrechnung der Chloridkonzentrationen in

Massenprozent, bezogen auf das Zementgewicht, erfolgen konnte, wie sie zum direkten Vergleich laut EN 206-1 (Ausgabe 2001) benötigt werden. Laut ÖNorm B 4200 – Teil 6 darf bei nicht bekanntem Zementgehalt der Chloridgehalt in Massenprozent des Betons mit dem Faktor 10 multipliziert werden, um den Chloridgehalt in Masseprozent des Zements zu erhalten. Dies leitet sich aus der Tatsache ab, dass bei Spannbetonbauwerken ein Mindestzementgehalt von 240 kg/m^3 Beton ($\rho_{\text{Beton}}=2.400 \text{ kg/m}^3$) vorhanden sein muss.

- **Vergleich mit dem höchstzulässigen Chloridgehalt von Beton lt. EN 206-1**

Der Chloridgehalt im Beton, ausgedrückt als Massenanteil von Chloridionen im Zement, darf den Wert für Bauwerke mit Spannstahlbewehrung laut Tabelle 10 nicht überschreiten. Dieser beträgt je nach Anforderungsklasse 0,10 % oder 0,20 %.

Die Ergebnisse in Tabelle 4.9 zeigen, dass der Chloridgehalt (korrigierte RFA Wert) in der Bodenplatte im ersten Zentimeter bei der Probe S5 BP Süd den Grenzwert von 0,2 % genau erreicht, die restlichen Proben den geforderten Grenzwert überschreiten. Der laut DafStb-Richtlinie bestimmte Chloridgehalt liegt bei den Fahrbahnplattenproben beim ersten Zentimeter über den geforderten 0,2 %. Tiefer liegende Schichten weisen bei beiden Untersuchungsmethoden mit Ausnahme der Probe S5 BP Nord Werte kleiner als 0,1 % auf. Die Probe aus der Fahrbahnplatte ergab ebenfalls Chloridbelastungen kleiner als 0,1 %.

Abschließend wird festgehalten, dass eine Belastung mit Chloriden nur an den Randschichten der Außenseite der Bodenplatte auftritt und die Chloridfront noch nicht zur Spannbewehrung vordringen konnte. Daher kann das Risiko einer Chloridkorrosion der tieferliegenden Bewehrung als gering eingeschätzt werden.

4.6.3 Druckfestigkeit, E-Modul

Die Bestimmung dieser mechanischen Eigenschaften erfolgte an 4 Bohrkernen im Labor des Forschungsinstituts der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie, Abteilung Betontechnik, welche aus der Fahrbahnplatte der Segmente 6, 8, 13 und 16 entnommen wurden. Die Gewinnung der Proben erfolgte im Nassbohrverfahren ($d = 70 \text{ mm}$) mit einem Kernbohrgerät. Die Prüfung erfolgte laut ÖNorm B 3303. Alle Materialversuche wurden an derselben Prüfmaschine mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,4 \text{ N/mm}^2$ je Sekunde durchgeführt. Die Ergebnisse sind Tabelle 4.10 dargestellt.

Zum Bauzeitpunkt wurde vom Planer die Verwendung der Betongüte B 500 laut der damals gültigen ÖNorm B 4200–Teil 10, 1972 mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von $\beta_w = 50 \text{ N/mm}^2$ vorgegeben. Diese wurde an Würfelproben mit einer Kantenlänge von 20 cm nachgewiesen. Da die Druckfestigkeit vom Beton von der verwendeten Probenform abhängt, ist die ermittelte Druckfestigkeit am Prisma mit einem Korrekturfaktor zu multiplizieren. Dieser beträgt bei zylindrischen Formen mit einem h:d-Verhältnis von 2:1 ca. 87 %.

$$\text{Umgerechnete Würfel Druckfestigkeit: } \beta_w = \frac{71,2 \text{ N/mm}^2}{0,87} = \underline{81,8 \text{ N/mm}^2}$$

Die vorgegebene mittlere Druckfestigkeit $\beta_w = 50 \text{ N/mm}^2$ wird somit auch nach 27 Nutzungsjahren noch leicht erreicht. Der gemittelte E-Modul liegt um 3,5 % unter der Mindestanforderung laut ÖNorm. Die derzeit gültige Norm fordert zum Vergleich nur einen E-Modul von 35,0 kN/mm².

Probe	Druckfestigkeit	E- Modul
	[N/mm ²]	[kN/mm ²]
S6 FB	77,0	36,6
S8 FB	69,1	34,4
S13 FB	72,3	39,1
S16 FB	66,5	40,1
s	4,52	2,56
μ	71,2	37,6
lt. ÖN B4200/10, 1972	50,0	39,0

Tabelle 4.10 Ergebnisse Druckversuch Beton

Wird der Beton mit gleichmäßigem Druck einachsig beansprucht, so entsteht in seinem Inneren eine räumliche Spannungsverteilung, weil Zuschlag und Matrix unterschiedliche Verformungseigenschaften aufweisen. Das Tragverhalten des Betons bis zum Bruch lässt sich in vier Abschnitte unterteilen. Der erste ist gekennzeichnet durch die elastisch-plastische Verformung der Zementstein-Zwischenschichten zwischen den Zuschlägen ohne Rissbildung. Anschließend kommt es zur Mikrorissbildung im Bereich des Haftverbundes. Durch die Ausdehnung der Mikrorisse zu Längsrissen durch den gesamten Betonkörper wird dieser in ein stabbündelartiges Gebilde zerlegt. Schließlich versagt der Beton durch das Ausknicken und Abscheren der Einzelstäbe dieses Stabbündels. Das sich daraus ergebende typische Bruchbild ist in Bild 4.16 ersichtlich.

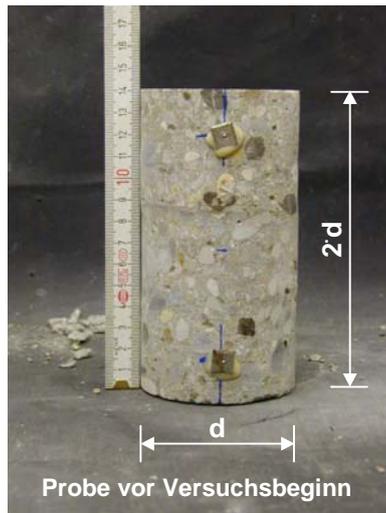


Bild 4.16 Bruchbilder der Bohrkernbeim Druckversuch

4.7 Zustand des Verpressmörtels

Der Zustand des Verpressmörtels wurde im Zuge der Freilegungsarbeiten der Spannglieder vor Versuchsbeginn visuell beurteilt und der Chloridgehalt im Labor der MPA Braunschweig bestimmt.

Es wurde dabei die vollständige Verpressung aller untersuchten Hüllrohre festgestellt. Der Mörtel war frei von Verfärbungen und vollständig trocken.

Die Bestimmung des Chloridgehalts erfolgte an fünf Mörtelproben, welche in Brückenmitte an unterschiedlichen Spanngliedern entnommen wurden. Die Untersuchungsmethoden sind identisch mit jenen der Betonproben und werden in Kapitel 4.6.2 erläutert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.11 zusammengefasst. Da auch hier der Zementgehalt nicht näher bestimmt wurde, dieser aber wesentlich höher als beim Beton ist, kann davon ausgegangen werden, dass der Faktor 10 auf der sicheren Seite liegt und daher der Grenzwert laut EN 206-1 bei der Anforderungsklasse Cl 0,10 von 0,1 M.% unterschritten wird. Die chloridinduzierte Korrosion des Spannstahls kann somit ausgeschlossen werden.

Spannstahl Nr., Seite	RFA M. - % Chlorid bezogen auf Beton	Richtlinie		RFA, Korr. Werte	
		M. - % Chlorid bezogen auf Beton	Zement	M. - % Chlorid bezogen auf Beton	Zement
1 Graz	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
5 Graz	n. n.	0,01	< 0,1	n. n.	n. n.
1 Wien	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
2 Wien	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.
5 Wien	n. n.	n. b.	n. b.	n. n.	n. n.

Legende: n.n. ... Nicht nachweisbar, d.h. < 0,01 M.%
n.b. ... Nur mit RFA analysiert

Tabelle 4.11 Ergebnisse der Chloriduntersuchung am Verpressmörtel

Kapitel 5

Versuchsergebnisse aus den Belastungsversuchen

5.1 Fugenöffnungen

Um während der Belastungsversuche die Öffnungsweite der Fugen zwischen den Segmenten 8, 9, 10 und 11 kontinuierlich zu messen, wurden je zwei Wegaufnehmer pro Fuge montiert. In [12] ist im Kapitel 4 der Zustand der Fugen vor und während der Versuche beschrieben. Im Speziellen wird die Öffnungsweite während der einzelnen Versuche tabellarisch und grafisch dargestellt, außerdem die bleibenden Öffnungsweiten nach den einzelnen Entlastungen zusammengefasst.

In den folgenden Abschnitten wird durch Analyse der Fugenöffnungen auf die Dauerhaftigkeit des verwendeten Klebers rückgeschlossen. Weiters soll bei unterschiedlicher Anzahl von intakten Spanngliedern die notwendige Versuchslast bei gleichbleibender Fugenöffnung bestimmt werden.

5.1.1 Zusammenhang Fugenöffnung - Dauerhaftigkeit des Klebersystem

Es soll die Biegezugfestigkeit des Klebersystems, ermittelt an den Großversuchen im Jahre 1975, der Biegezugfestigkeit am Tragwerk gegenübergestellt werden, um so Rückschlüsse auf die Langzeiteigenschaften des Klebersystems zu erhalten. Die Biegezugfestigkeit des Klebers konnte nicht direkt aus den Messdaten bestimmt werden.

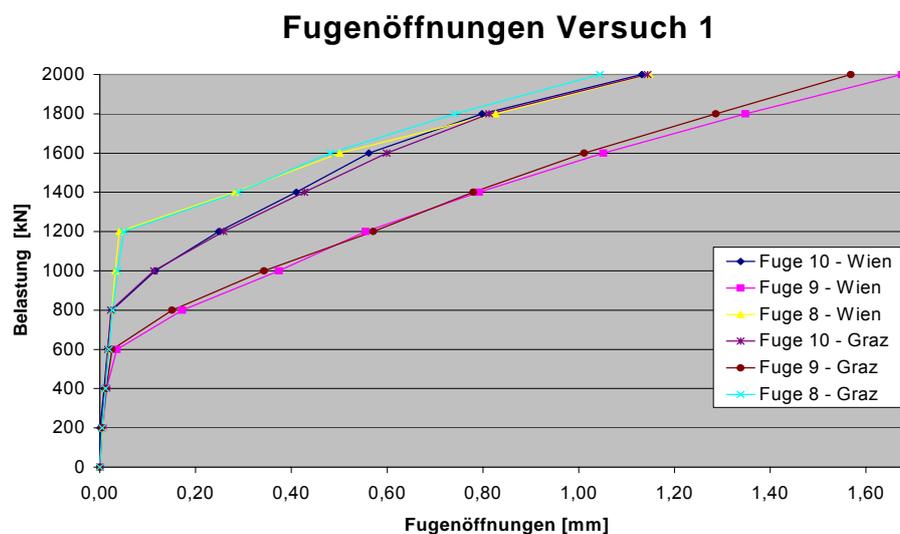


Bild 5.1 Fugenöffnungen – 1. Versuch

Betrachtet man das Kraft-Weg-Diagramm vom ersten Belastungsversuch, so ist zu erkennen, dass sich Fuge 9 durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Klebers bzw. der Kontaktfuge Kleber-Beton bei einer Belastung von 600 kN zu öffnen beginnt. Selbiges gilt für Fuge 10 bei 800 kN bzw. für Fuge 8 bei 1200 kN. Das Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Klebersystems ist durch den jeweiligen Knick in den Kurven und die anschließend flacheren Geraden gekennzeichnet.

Da die Spannung in der untersten Randfaser bei den verschiedenen Laststufen nicht gemessen wurde, war es notwendig diese rechnerisch zu bestimmen. Als statisches System diente ein Einfeldträger, welcher durch Eigengewicht (g_1), Fahrbahnaufbau (g_2), Vorspannung (P) und Versuchslast (F), eingeleitet in Fuge 9, belastet wurde. Die Schnittkraftermittlung erfolgte durch lineare Querschnittsbetrachtungen (Theorie I. Ordnung) für die Lastfälle $F = 600$ kN, $F = 800$ kN, $F = 1.200$ kN mit dem Programm ALLPROJEKT Version 2.50. Die Momente und die dazugehörigen Randspannungen wurden getrennt für die Lastfälle Eigengewicht, Fahrbahnaufbau, Vorspannung und Versuchslast berechnet. Die fehlenden Kragplatten in der Fahrbahnplatte wurden beim Ansatz der Eigengewichte berücksichtigt (siehe Bild 5.2).

- Lastfall 1: Versuchslast $F = 600$ kN , $F = 800$ kN, $F = 1.000$ kN
- Lastfall 2: Eigengewicht Hohlkasten $g_1 = 81,30$ kN/m bzw. $69,75$ kN/m
- Lastfall 3: Eigengewicht Fahrbahn / Brückenausrüstung $g_2 = 19,00$ kN/m bzw. $6,65$ kN/m
- Lastfall 4: Vorspannung

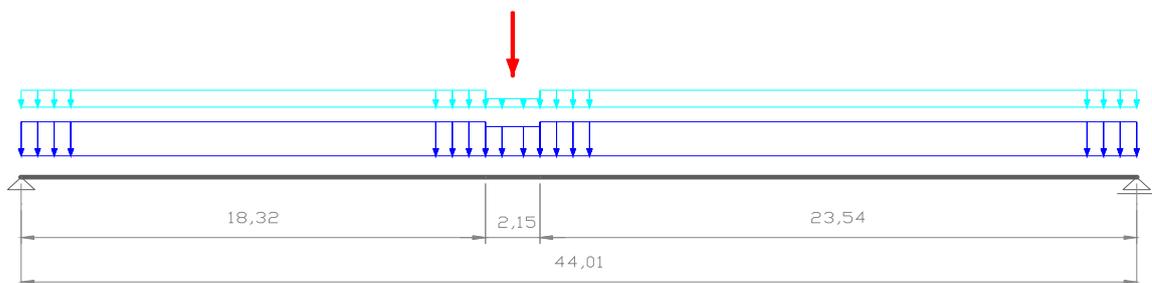


Bild 5.2 Statisches System, Ansicht Seite Graz

Die Darstellung der Querschnittswerte, der Vorspannkraft, der Schnittgrößen und der Randspannungen erfolgt tabellarisch, diese sind in den Tabellen 5.1 bis 5.3 angegeben. Die unterschiedlichen Querschnittswerte in den Fugen resultieren aus der bei Fuge 9 teilweise abgebrochen Kragplatte (Tabelle 5.1).

		Querschnittswerte						Spannkabel			
		netto			ideell						
Fuge Nr.	x	A _n	y _{su,n}	I _n	A _i	y _{su,i}	I _i	Anzahl	P _{unend} -P ₀	P ₀	y _{sp,u}
	[m]	[m ²]	[m]	[m ⁴]	[m ²]	[m]	[m ⁴]	[Stück]	[KN]	[KN]	[m]
1	0,00	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	1,03
7	14,55	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	0,24
8	17,03	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	0,24
9	19,52	2,71	1,102	1,575	2,85	1,059	1,679	20	-125,09	1156,59	0,24
10	22,01	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	0,24
11	24,49	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	0,24
19	44,01	3,18	1,233	1,896	3,32	1,190	2,033	20	-125,09	1156,59	1,03

Tabelle 5.1 Querschnittswerte und Vorspankräfte ausgewählter Fugen

Fuge Nr.	x [m]	M _{Punend} -M ₀ [KNm]		M _{P0} [KNm]		M _{g1} [KNm]		M _{g2} [KNm]		M _{F 600} [KNm]		ΣM [KNm]	
1	0,00	503		-4.649		0		0		0		-4.649	
7	14,55	2.494		-23.062		17.238		3.880		4.857		2.913	
8	17,03	2.494		-23.062		18.464		4.141		5.687		5.230	
9	19,52	2.167		-20.032		19.193		4.291		6.517		9.969	
10	22,01	2.494		-23.062		19.463		4.370		5.856		6.626	
11	24,49	2.494		-23.062		19.236		4.337		5.194		5.705	
19	44,01	503		-4.649		0		0		0		-4.649	

Fuge Nr.	x [m]	σ _u σ _o [N/mm ²]		σ _u σ _o [N/mm ²]		σ _u σ _o [N/mm ²]		σ _u σ _o [N/mm ²]		σ _u σ _o [N/mm ²]		σ _u σ _o [N/mm ²]	
1	0,00	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80
7	14,55	2,21	8,85	-22,29	3,26	11,21	-7,88	2,27	-1,74	2,84	-2,17	-3,74	0,31
8	17,03	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,01	-8,44	2,42	-1,85	3,33	-2,55	-2,31	-0,74
9	19,52	2,24	2,24	-22,54	4,16	13,43	-12,16	2,71	-2,66	4,11	-4,04	-0,05	-12,45
10	22,01	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,66	-8,90	2,56	-1,96	3,43	-2,62	-1,43	-1,37
11	24,49	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,51	-8,80	2,54	-1,94	3,04	-2,33	-1,98	-0,96
19	44,01	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80

Tabelle 5.2 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast F=600 kN

Fuge Nr.	x [m]	$M_{Punend-M_0}$ [KNm]	M_{P0} [KNm]	M_{g1} [KNm]	M_{g2} [KNm]	$M_{F 600}$ [KNm]	ΣM [KNm]
1	0,00	503	-4.649	0	0	0	-4.649
7	14,55	2.494	-23.062	17.238	3.880	6.476	4.532
8	17,03	2.494	-23.062	18.464	4.141	7.583	7.125
9	19,52	2.167	-20.032	19.193	4.291	8.690	12.141
10	22,01	2.494	-23.062	19.463	4.370	7.808	8.578
11	24,49	2.494	-23.062	19.236	4.337	6.926	7.436
19	44,01	503	-4.649	0	0	0	-4.649

Fuge Nr.	x [m]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]
1	0,00	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80
7	14,55	2,21	8,85	-22,29	3,26	11,21	-7,88	2,27	-1,74	-2,80	-0,41
8	17,03	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,01	-8,44	2,42	-1,85	-1,20	-1,59
9	19,52	2,24	2,24	-22,54	4,16	13,43	-12,16	2,71	-2,66	1,32	-13,80
10	22,01	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,66	-8,90	2,56	-1,96	-0,28	-2,25
11	24,49	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,51	-8,80	2,54	-1,94	-0,97	-1,73
19	44,01	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80

Tabelle 5.3 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast F=800 kN

Fuge Nr.	x [m]	$M_{Punend-M_0}$ [KNm]	M_{P0} [KNm]	M_{g1} [KNm]	M_{g2} [KNm]	$M_{F 600}$ [KNm]	ΣM [KNm]
1	0,00	503	-4.649	0	0	0	-4.649
7	14,55	2.494	-23.062	17.238	3.880	9.714	7.770
8	17,03	2.494	-23.062	18.464	4.141	11.374	10.917
9	19,52	2.167	-20.032	19.193	4.291	13.034	16.486
10	22,01	2.494	-23.062	19.463	4.370	11.711	12.482
11	24,49	2.494	-23.062	19.236	4.337	10.388	10.899
19	44,01	503	-4.649	0	0	0	-4.649

Fuge Nr.	x [m]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]
1	0,00	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80
7	14,55	2,21	8,85	-22,29	3,26	11,21	-7,88	2,27	-1,74	-0,90	-1,86
8	17,03	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,01	-8,44	2,42	-1,85	1,02	-3,28
9	19,52	2,24	2,24	-22,54	4,16	13,43	-12,16	2,71	-2,66	4,06	-16,50
10	22,01	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,66	-8,90	2,56	-1,96	2,00	-3,99
11	24,49	2,21	8,85	-22,29	3,26	12,51	-8,80	2,54	-1,94	1,06	-3,28
19	44,01	1,05	7,95	-10,31	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,26	2,80

Tabelle 5.4 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast F=1.200 kN

Die Ermittlung der Längsspannungen bei nachträglichem Verbund wurden nach [16] durchgeführt. Die Vorspannung zum Zeitpunkt $t=0$ wird auf den Nettoquerschnitt bezogen. Da die noch vorhandene Vorspannkraft nach 27 Jahren auf den ideellen Querschnitt wirkt, ist es erforderlich die vorhandenen Randspannungen wie folgt zu berechnen:

Zeitpunkt $t = 0$

$$\sigma_{\text{oben,unten}} = \frac{P_0}{A_{\text{netto}}} \pm \frac{M_{P0}}{W_{\text{netto}}}$$

Zeitpunkt $t = \infty$

$$\sigma_{\text{oben,unten}} = \sigma_{\text{oben,unten}_{t=0}} + \frac{P_{t=27\text{J}} - P_{t=0}}{A_{\text{ideell}}} \pm \frac{M_{t=27\text{J}} - M_{t=0}}{W_{\text{ideell}}}$$

Der Vergleich der Randzugspannungen, ermittelt im Großversuch vor 27 Jahren, mit den gerechneten Randzugspannungen am Tragwerk soll Auskunft geben, ob der Kleber bezüglich seiner Festigkeit im Laufe der Nutzungsdauer Veränderungen erfährt.

Für die Erprobung des Epoxidharzes im Großversuch wurden insgesamt 5 Probekörper im Fertigteilwerk Sollenau der Firma PORR AG angefertigt. Diese entsprachen einem Stegausschnitt der Brücke samt Querkraftkonsole. Die Verklebung der Fertigteile im Versuch sowie bei der Errichtung der Brücke erfolgte auf die gleiche Weise. Die Fugen wurden auf Biegezugspannungen in der Größenordnung der zu erwartenden Hauptzugspannungen des Brückentragwerkes unter rechnerischer Traglast untersucht. Zu diesem Zweck wurde die untere Litze mit einem Schneidbrenner durchtrennt und die auftretenden Zugspannungen rechnerisch ermittelt. Bei einer Randzugspannung von $0,26 \text{ N/mm}^2$ konnten noch keine Veränderungen im Fugenbereich festgestellt werden (Bild 5.3).

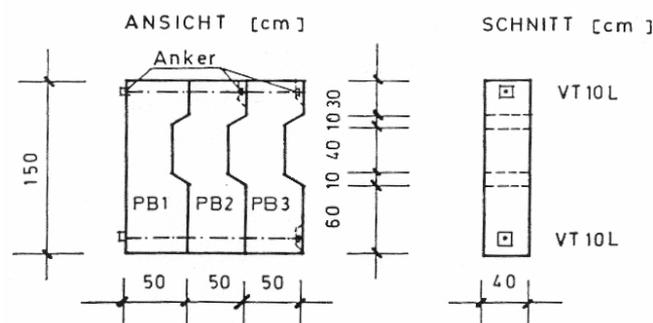


Bild 5.3 Großversuche an Probesegmenten

Anschließend durchtrennte man die obere Litze, und mit Stahlkeilen wurde versucht, die Segmente auf mechanischem Wege zu trennen, jedoch ohne Erfolg. Die anschließend mittels Schrämmhammer freigelegte Kontaktfläche zeigte eine zur Gänze mit Kleber benetzte Kontaktfläche.

Weiters ergaben Biegezugversuch an geklebten Betonprismen (12 x 12 x 36 cm) eine Zugfestigkeit beim Bruch im Mittel von 3,75 N/mm².

Die Vergleichsrechnungen am Brückentragwerk ergaben, dass in der Fuge 9 ein Versagen der Klebefläche bei einer Randspannung von -0,05 N/mm² (Druck) eintritt, in Fuge 10 bei -0,28 N/mm² und in Fuge 8 bei 1,07 N/mm² (Zug). Die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} der Betongüte B50 beträgt im Vergleich dazu 3,5 N/mm².

Da ein Öffnen der Fuge im überdrückten Zustand nicht möglich ist, sind die ermittelten Randspannungen bestenfalls eine Näherung, da das gewählte Rechenmodell nicht genau der Wirklichkeit entspricht (nicht berücksichtigt wurde der fehlende Verbund auf einer Länge von rund 2,4 m im Bereich der Fuge 9). Aus den ermittelten Werten lässt sich aber erkennen, dass vom Kleber beim Öffnen der Fuge 9 und 10 keine Zugspannungen aufgenommen werden können. Das Öffnen erfolgt daher beim Übergang vom Druck- in den Zugbereich. Lediglich Fuge 8 ist in der Lage Zugspannungen aufzunehmen.

Ein Vergleich mit der an Betonprismen bestimmten Biegezugfestigkeit (3,75 N/mm²) zeigt einen deutlichen Abfall der Festigkeitseigenschaften des Klebers. Da die Festigkeitseigenschaften an einem jungen Kleber bestimmt worden sind, ist es nicht sinnvoll diese Werte mit jenen Eigenschaften nach 27 Nutzungsjahren zu vergleichen. Daher sollte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Dekompression nicht überschritten werden, um ein Öffnen der Fugen und einen damit möglichen Feuchtigkeitszutritt auszuschließen.

5.1.2 Auswirkung von Spannstahlbrüchen auf die Segmentfugen

Durch das Aufbringen von großen Vorspannkräften (volle Vorspannung) hat man früher versucht, rissfreie Bauwerke zu erhalten. Die Erfahrung hat aber gezeigt, dass auch in vorgespannten Tragwerken aufgrund nicht beherrschbarer Zugspannungen im Beton meist eine Rissbildung auftritt (siehe auch Kapitel 2.3.2.1).

Bei Rissweiten von über 0,4 mm ist jedoch kein ausreichender Korrosionsschutz der Bewehrung mehr gewährleistet, wodurch Korrosionsabtrag und damit verbunden

eine Schwächung der Bewehrung möglich wird. Aus diesem Umstand könnte eine unmittelbare Gefährdung für die Tragsicherheit des Bauwerkes entstehen. Eine Beschränkung der Rissbreite ist daher anzustreben. Diese kann durch Anordnung einer Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung, sorgfältige konstruktive Durchbildung sowie gezielte Maßnahmen bei Herstellung und Verarbeitung des Betons erreicht werden.

Der Umstand, dass die einzelnen Tragwerkssegmente im Fertigteilwerk hergestellt wurden, lässt auf eine gute Ausführungsqualität schließen. Zusätzlich wirken sich die geringen Stabdurchmesser bis maximal 12 mm günstig auf die Rissbreiten aus. Wie im Punkt 5.1.1 festgestellt wurde, ist die Zugfestigkeit der Kontaktfuge Kleber-Beton geringer als jene des Betons ($f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ bei B50). Eine erste Schwachstelle hinsichtlich auftretender Risse stellen somit die Segmentfugen dar. Zusätzlich negativ wirkt sich das Fehlen der rissesichernden Bewehrung in diesem Bereich aus. Untersucht wurde deshalb bei welcher Belastung eine Rissbreite bzw. Fugenöffnung von 0,4 mm bei den einzelnen Versuchen auftritt (Tabelle 5.5 und Bild 5.4).

Versuch Nr.	Details siehe Pkt 3.5.3	Öffnungsweite	bleibende Öffnungsw.	Σ Öffnungsweiten	Σ bleibende Öffnungsw.	Differenz $w_k=0,4 \text{ mm}$ Σ bleibende Öffnungsw.	Versuchskraft bei $w_k=0,4 \text{ mm}$
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]
1		1,68	0,04	1,68	0,04	0,36	1.029
Durchtrennung		0,00	0,00	0,04	0,04	0,36	
2		1,19	0,00	1,23	0,04	0,36	517
3		3,23	0,04	3,27	0,08	0,32	556
4		3,35	0,02	3,43	0,10	0,30	557
Durchtrennung		0,00	0,00	0,10	0,10	0,30	
5		4,79	0,17	4,89	0,27	0,13	214
Durchtrennung		0,00	0,00	0,27	0,27	0,13	
6		4,94	0,10	5,21	0,37	0,03	100
7		4,93	0,05	5,30	0,42	-0,02	-
Durchtrennung		0,20	0,20	0,62	0,62	-0,22	
8		7,02	0,86	7,64	1,48	-1,08	-
Durchtrennung		0,03	0,03	1,51	1,51	-1,11	
9		6,67	0,20	8,18	1,71	-1,31	-
Durchtrennung		1,33	1,33	3,04	3,04	-2,64	
10		12,74	7,39	15,78	10,43	-10,03	-

Tabelle 5.5 Übersicht der Öffnungsweiten von Fuge 9

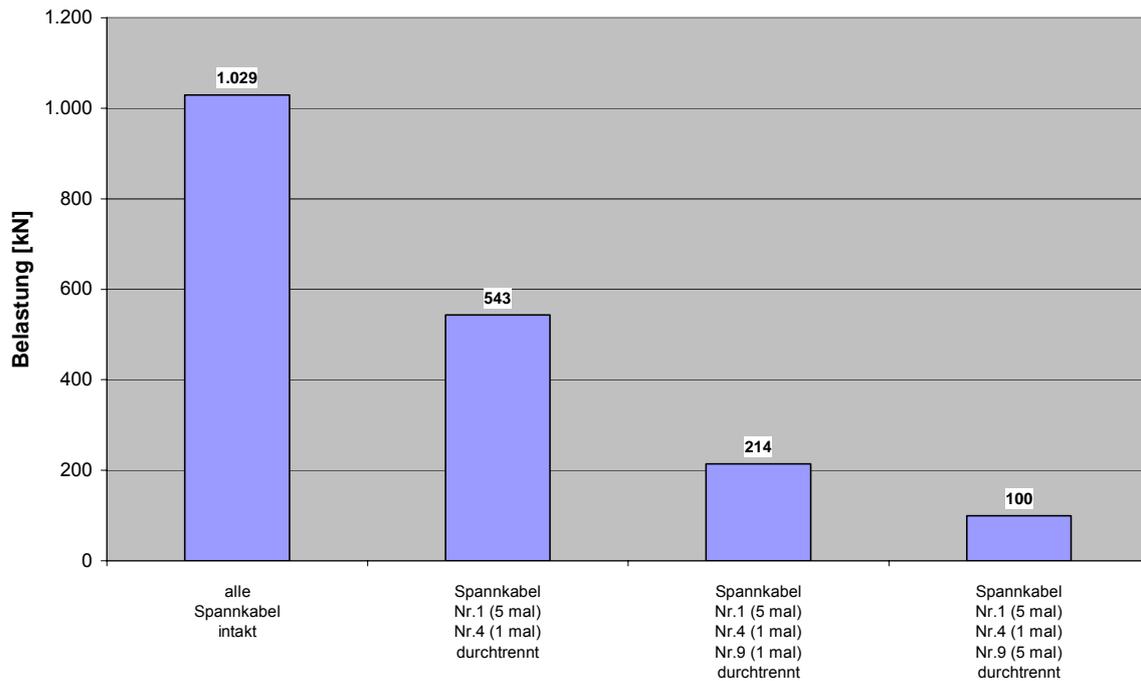


Bild 5.4 Maximal aufnehmbare Last bei $w_k=0,4$ mm in Fuge 9

Da die Versuche 2 bis 4 Wiederholungsversuche darstellen, wurde der Mittelwert aus diesen drei Versuchen gebildet und im Diagramm 5.4 angegeben. Es zeigt sich, dass die aufnehmbare Belastung sehr rasch mit der Schädigung der Spannglieder abnimmt. Der Verlust von zwei Spanngliedern (Nr. 1 und 4 in beiden Stegen) in bestimmten Querschnittsbereichen bewirkt eine Abnahme der Last von 1.029 kN am ungeschädigten Tragwerk auf 543 kN, das entspricht ca. einer Abnahme von 47 %. Wird noch ein weiteres Spannglied auf beiden Seiten durchtrennt, so reduziert sich die aufnehmbare Kraft auf 100 kN. Dies entspricht bei einem Verlust von 30 % der Vorspannung (d. h. 6 von 20 Spannkabel sind durchtrennt) einer um ca. 90 % abgeminderten aufnehmbaren Last bei ungeschädigten Fugen.

Bei einem Brückentragwerk mit annähernd gleichbleibender Verkehrsmenge und Verkehrslast kann also davon ausgegangen werden, dass mögliche Schäden an Spannkabel alleine durch eine Zunahme der Rissbreiten erkennbar sind. Die Kontrolle der Rissbreiten stellt somit ein wichtiges Instrument der Brückeninspektion dar.

Die grafische Darstellung der Fugenöffnungen (siehe Bild 5.5) lässt erkennen, dass die bleibenden und die gesamten Öffnungsweiten bis zum Versuch 7 gleichmäßig ansteigen und die bleibenden Verformungen bis zum Versuch 7 klein sind. Die geringe Öffnungsweite beim 2. Versuch lässt sich auf die geringere Maximalbelastung von 1.300 kN zurückführen. Ab dem 8. Versuch tritt ein merklicher Anstieg von beiden Kurven auf. Der sprunghafte Anstieg bei Versuch 10 gilt als erstes Zeichen eines Tragwerksversagens. Besonders äußert sich dieses bei den bleibenden Fugenöffnungen. Beim letzten Versuch steigt der Anteil der bleibenden Öffnungsweite an der Gesamtöffnung von 21 % bei Versuch 9 auf 66 % an.

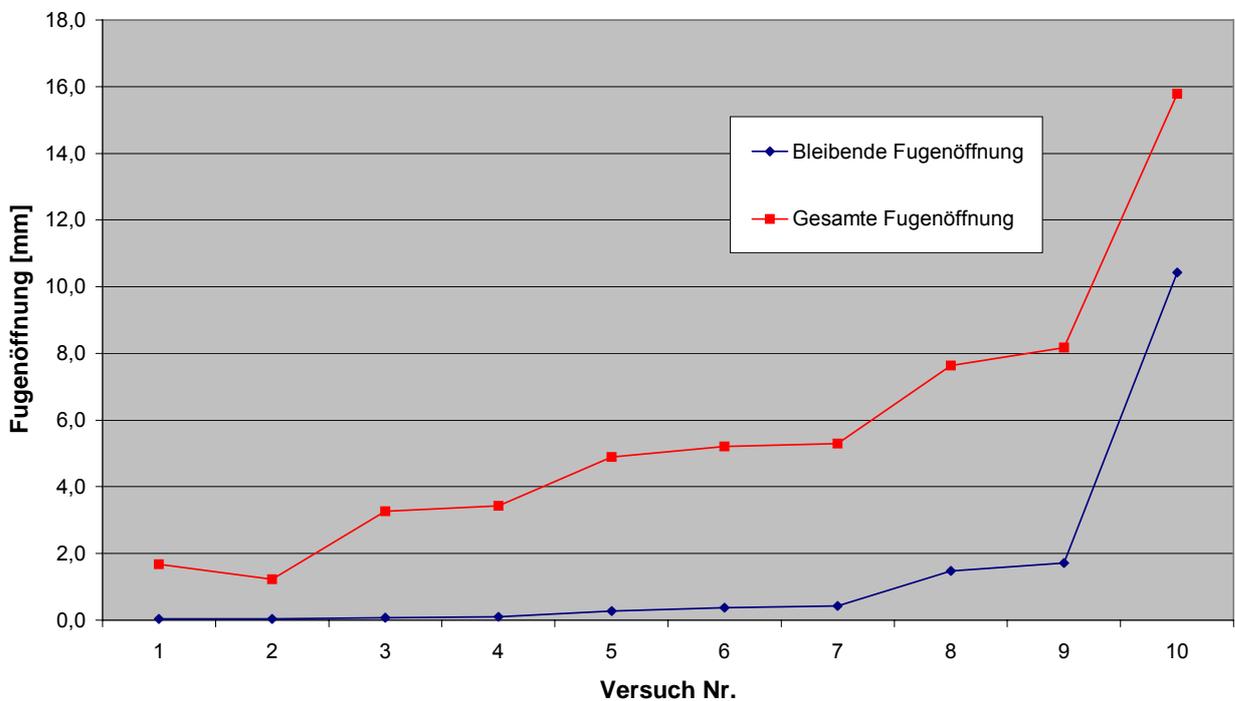


Bild 5.5 Gesamte und bleibende Öffnungswerten der Fuge 9

5.2 Kraftmessungen im Spann Stahl

Zur Bestimmung der vorhandenen Kraft im Spann Stahl wurden fünf Spannkabel im Bereich der Segmentfuge 9 in beiden Stegen freigelegt, und an der Ober- und Unterseite der Kabel Dehnmessstreifen (DMS) angebracht. Um für die nachfolgenden Untersuchungen genügend lange Spann Stahlproben sicherzustellen, betrug die Abmessung des freigelegten Bereichs bei Fuge 9 ca. 2,4 x 0,45 x 0,25 m.

Mit den DMS wurden während der Versuche die Dehnungen in den Spann Stählen kontinuierlich gemessen. Es zeigt sich dabei ein linearer Zusammenhang zwischen aufgebrachtener Belastung und gemessener Dehnung im Zustand II bei allen Versuchen (siehe auch Erklärung zu Bild 5.8). Exemplarisch ist dieses Verhalten beim 5. und 7. Versuch in den Bildern 5.6 und 5.7 dargestellt. Die Dehnungen steigen geringfügig mit zunehmendem Abstand von der Nulllinie.

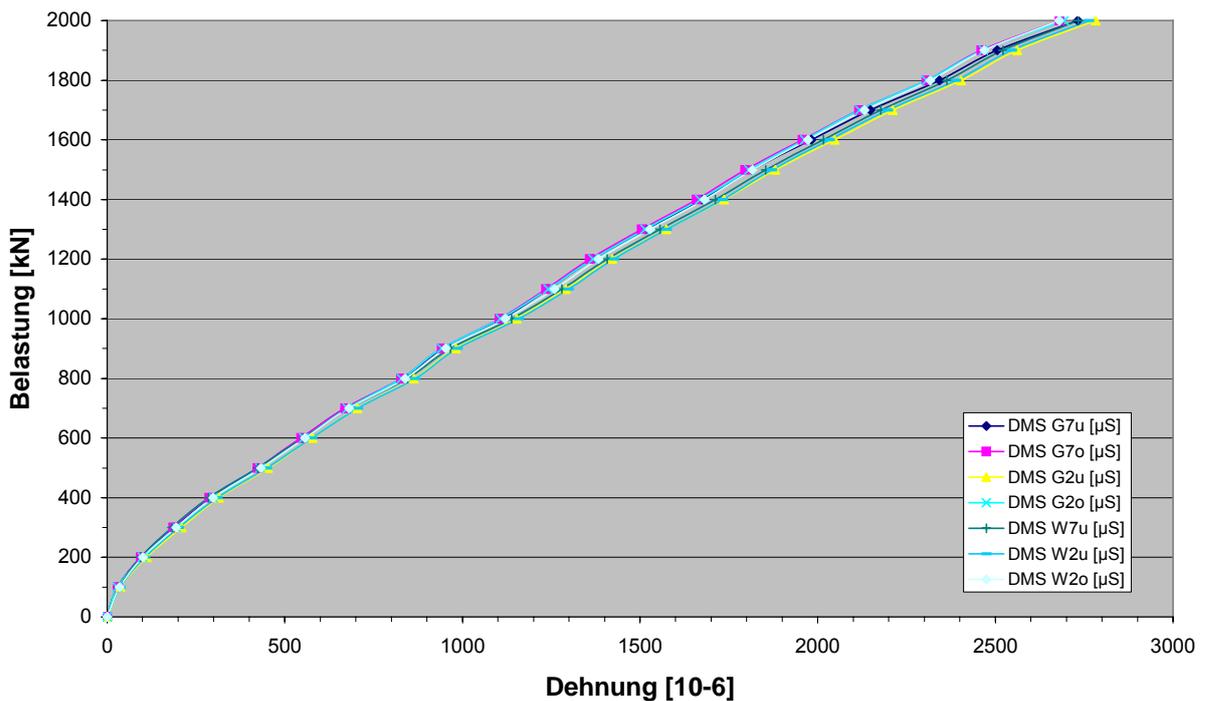


Bild 5.6 Dehnungen im Spann Stahl beim 5. Versuch

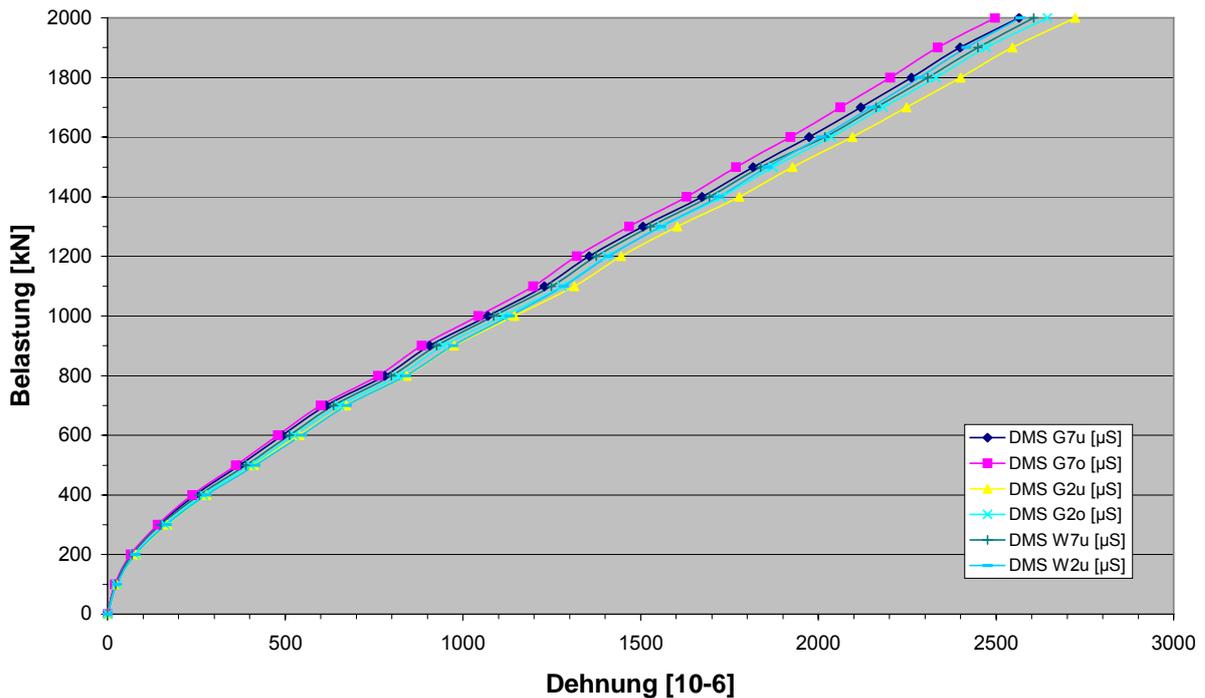


Bild 5.7 Dehnungen im Spannstahl beim 7. Versuch

Stellt man die gemessenen Dehnungen im Spannkabel 2, Seite Graz, bei ausgewählten Versuchen in einem Diagramm dar, so sind die bleibenden Dehnungen aufgrund der Belastungsversuche gut erkennbar. Aus Gründen der Übersichtlichkeit und wegen der Tatsache, dass es sich teilweise um Wiederholungsversuche handelte, wurden im Bild 5.8 nicht alle Versuche berücksichtigt.

Alle Versuche sind durch unterschiedlich stark geneigte Arbeitslinien am Beginn und Ende der Belastung gekennzeichnet. Der Grund hierfür liegt in den unterschiedlichen Arbeitslinien des nackten Spannstahls und des Spannstahls mit Verbundwirkung. Im Zustand I (ungerissener Beton) ist durch die Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Beton die Steigung der Arbeitslinie des Verbundsystems größer als jene im Zustand II (gerissener Beton). Der Versuch 1 weist bis zu einer Belastung von 600 kN einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung auf (= Steigung der Arbeitslinie des Verbundsystems) und geht anschließend in einen nichtlinearen Abschnitt über. Beim 3. Versuch ist der lineare Bereich zu Versuchbeginn nur bis 100 kN zu erkennen. Im folgenden nichtlinearen Bereich kommt es ab einer Kraft von rund 1.300 kN wieder zur Ausbildung eines linearen Abschnitts (Steigung der Arbeitslinie des nackten Spannstahls). Der nichtlineare Teil der Arbeitslinie wandert mit zunehmender Anzahl der Versuche nach unten, d. h.

dieser Bereich tritt schon bei kleineren Belastungen auf. Bei der Entlastung des Tragwerks geht das System durch das Schließen der Risse sowie das erneute Überdrücken des Querschnitts vom Zustand II in einen scheinbaren Zustand I über. Zustand II kann erst bei Wiederbelastung durch Überwinden der Überdrückung erreicht werden.

Der 1. Versuch ist durch vollkommen elastisches Verhalten des Spanngliedes gekennzeichnet. Ab dem 3. Versuch stellen sich abhängig von der durchtrennten Stelle bleibende Dehnungen ein. Diese sind bei Versuchen mit Erstschädigung des Spannkabels natürlich größer als bei Spanngliedern, welche im Anschluss an die Erstschädigung weiter durchtrennt wurden. Als Beispiel sei hier der 8. und 9. Versuch angeführt. Weiters zeigt sich, dass die bleibende Dehnung beim 8. Versuch größer als die Summe der Dehnungen aus den vorhergehenden sieben Versuchen ist.

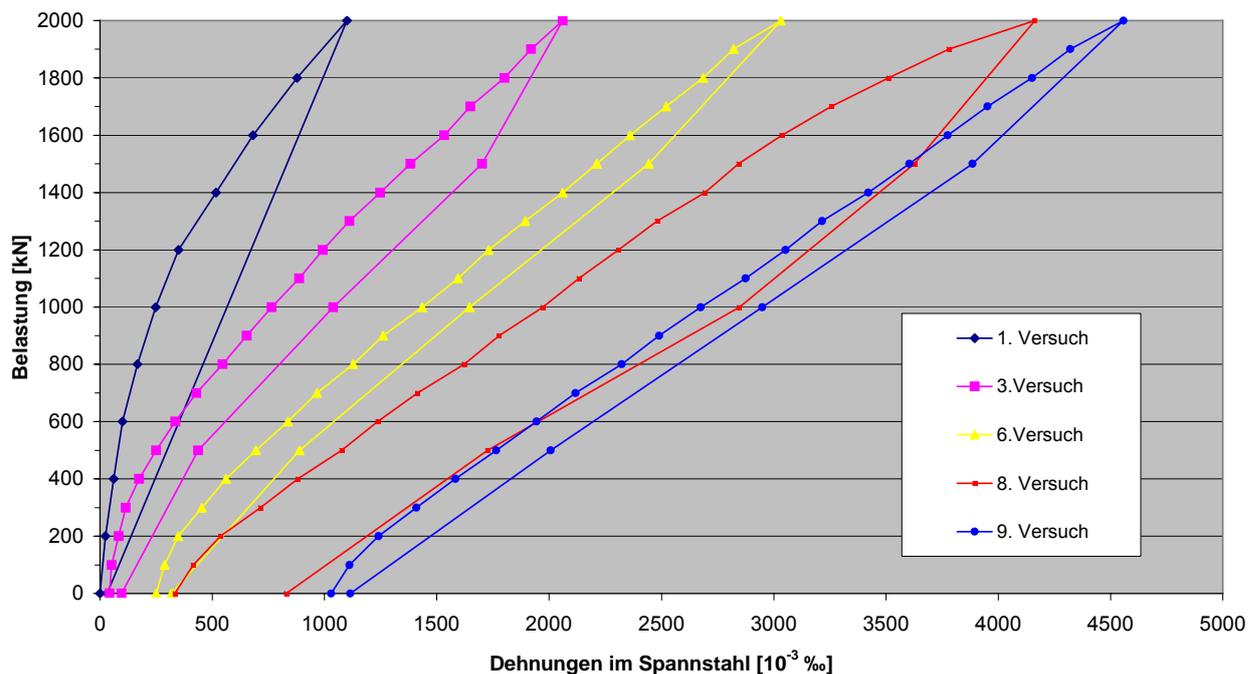


Bild 5.8 Dehnungen im Spannglied Nr. 2, Seite Graz

Im Bild 5.9 wurde die vorhandene Spannung im Spannstahl vor dem Beginn der Belastungsversuche ($P_{t=27 \text{ Jahre}}$) sowie die aus dem Versuch resultierende Zunahme der Spannung (inkl. bleibende Verformungen) dargestellt. Der Anstieg der Spannung verläuft ähnlich wie jener der Fugenöffnungen und Betondehnungen im Bild 6.2. Die

Messung der Kraft im Spannstahl beim 10. Versuch war aufgrund des durchtrennten Kabels nicht möglich. Die Ersatzstreckgrenze wurde jedoch schon während des 9. Versuchs erreicht. Es kann daher beim letzten Versuch zu keiner signifikanten Umlagerung der Spannung auf die noch vorhandenen Spannkabeln gekommen sein. Dieses Verhalten erklärt somit das Tragwerksversagen am Ende des 10. Versuchs.

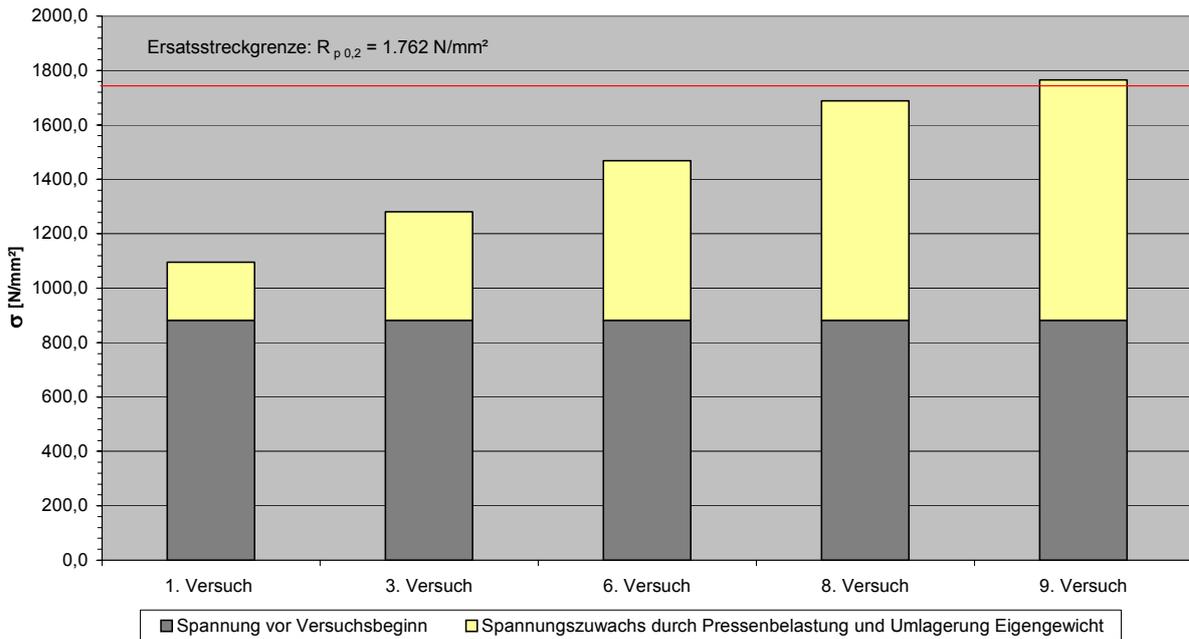


Bild 5.9 Spannungsverlauf im Spannglied 2, Seite Graz

5.3 Rissbilder der Segmente 8 und 9

Um die entstehenden Risse sowie deren Öffnungsweite zu dokumentieren, wurden die aufgetretenen Risse mit Sprühfarbe markiert. Dies erfolgte bei jedem Versuch mit einer anderen Farbe. Da sich das Rissbild mit zunehmender Anzahl der Versuche nicht wesentlich änderte, erschien es sinnvoll die Änderungen der Breite der Risse aufzunehmen.

Während der ersten Versuche war zu bemerken, dass vor dem Auftreten sichtbarer Risse im Beton sich zuerst die Fugen 7, 8 und 9 öffneten. Weiters zeigte sich, dass die Öffnung der Fugen im Vergleich zur Rissbreite des Betons wesentlich größer waren (siehe Kapitel 6.2). Dieser Unterschied ist im Bild 5.10 gut zu erkennen. Die Öffnungsweite der Fuge 9 beträgt nach dem 9. Versuch rund 5 mm, während die maximal auftretende Rissbreite 1,4 mm aufweist.

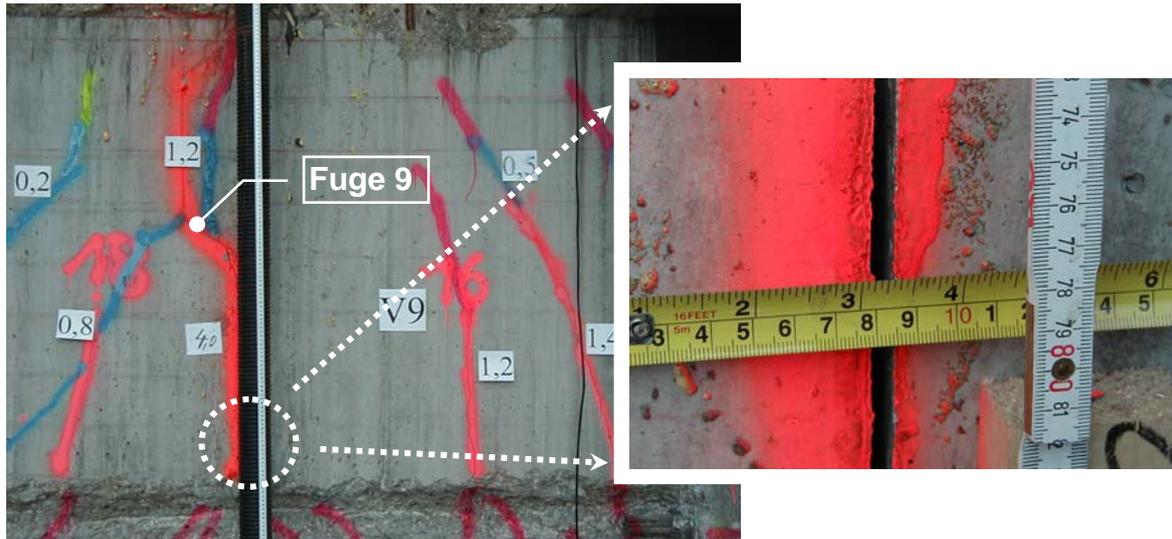


Bild 5.10 Öffnung der Fuge 9, Seite Graz, nach dem 9. Versuch

Die Entstehung der aufgetretenen Risse sowie deren Abmessungen sind in den Bildern 5.11 bis 5.18 dargestellt. Die Öffnungsweiten in mm sind bei den einzelnen Rissen jeweils angegeben. Änderungen dieser wurden mit Kreisen unterschiedlicher Farbe gekennzeichnet.

Folgende Rissarten werden im Allgemeinen unterschieden [17]:

- **Risse längs der Bewehrung** verlaufen häufig oberhalb von obenliegenden Bewehrungsstäben. Je nach Ursache (Setzen des Frischbetons, Frühschwinden) entstehen Fehlstellen unter der Bewehrung.
- **Oberflächige NetZRisse** können an der Oberfläche von flächigen Bauteilen auftreten. Sie können der Bewehrung folgen oder wild verlaufen, die Risstiefe ist im Allgemeinen gering.
- **Trennrisse** gehen durch den gesamten Querschnitt und treten bei zentrischem Zug oder bei Zugbeanspruchung mit geringer Ausmitte auf.
- **Biegerisse** verlaufen annähernd senkrecht zur Biegezugbewehrung, beginnen am Zugrand und enden im Bereich der Nulllinie.
- **Schubrisse** sind zur Stabachse geneigt und können sich aus Biegerissen entwickeln.

- **Sammelrisse:** Nur wenige Risse dringen bis zur Nulllinie vor. Häufig treten sie bei stark bewehrten Randzonen infolge Biegung oder bei dicken Bauteilen infolge zentrischer Zugbeanspruchung auf.

Die Bildung von Rissen längs der Bewehrung bzw. die von Netzzissen wird vor allem durch die Betonrezeptur und die Nachbehandlung beeinflusst. Diese Arten von Rissen traten aufgrund der sorgfältigen Herstellung der Segmente im Fertigteilwerk bei der PORR Brücke nicht auf.

Die restlichen Rissarten sind überwiegend auf Lastbeanspruchung zurückzuführen. In den Bildern 5.11 bis 5.18 sind überwiegend Biegerisse zu erkennen, im Bereich der Spannkabel treten zusätzlich Sammelrisse auf.



Bild 5.11 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 2. Versuch



Bild 5.13 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 3. Versuch



Bild 5.15 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 7. Versuch



Bild 5.12 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 8. Versuch



Bild 5.14 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 10. Versuch



Bild 5.16 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 7. Versuch



Bild 5.17 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 9. Versuch



Bild 5.18 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 10. Versuch

Kapitel 6

Folgerungen aus den Versuchsergebnissen

6.1 Bestimmung der Kriechverluste und Vergleich mit heutigen Ansätzen

Mit Hilfe der DMS, aufgeklebt an der Unter- und Oberseite der freigelegten Spannkabel in Feldmitte, wurden die Dehnungen im Spannstahl gemessen. Zweck der DMS war es, einerseits die Kraftzunahme im Spannstahl während des Versuchs zu messen, andererseits sollte die vorhandene Kraft im Spannstahl vor Versuchsbeginn ($P_{27 \text{ Jahre}}$) bestimmt werden. Die Verkürzung des Spannkabels beim Durchtrennen sollte von den DMS gemessen werden. Dadurch kann auf die ursprünglich vorhandene Kraft im Spannstahl rückgeschlossen werden. Da es beim Durchtrennen zu einer plötzlichen und schlagartigen Entspannung des Spannstahl kam, konnten die DMS im Bereich der Fuge 9 die Verkürzungen nicht erfassen. Daher wurden zwei weitere DMS an den benachbarten Fugen auf das Spannkabel 7, Seite Wien, geklebt. Beim Durchtrennen des Kabels in Fuge 9 kam es zu einer Entspannung des Spannkabel in Fuge 10, in Fuge 8 blieb jedoch die volle Spannung aufgrund der Rückverankerung der Spannkraft erhalten. Bei der anschließenden Wiederbelastung zeigten beide DMS bis 500 kN die gleiche Zunahme der Dehnung an. Während die Kraft im Spannstahl in Fuge 8 weiter linear anstieg und nach abgeschlossener Belastung wieder auf den ursprünglichen Wert zurückging, war in Fuge 10 ein anderer Verlauf erkennbar. Ab 500 kN kam es zu keinem weiteren Anstieg der Kraft bzw. Dehnung, es kam bis zur Höchstlast sogar zu einer leichten Entspannung. Bei der Entlastung kam es zu einer weiteren Entspannung. Die gesamte Verkürzung während des Versuchs 8 betrug somit in Fuge 10 rund 4,6 ‰. Da nach Versuchsende der Spannstahl in Fuge 10 spannungslos war, kann davon ausgegangen werden, dass die Dehnung durch die Vorspannung nach 27 Jahren rund 4,6 ‰ betrug (Bild 6.1).

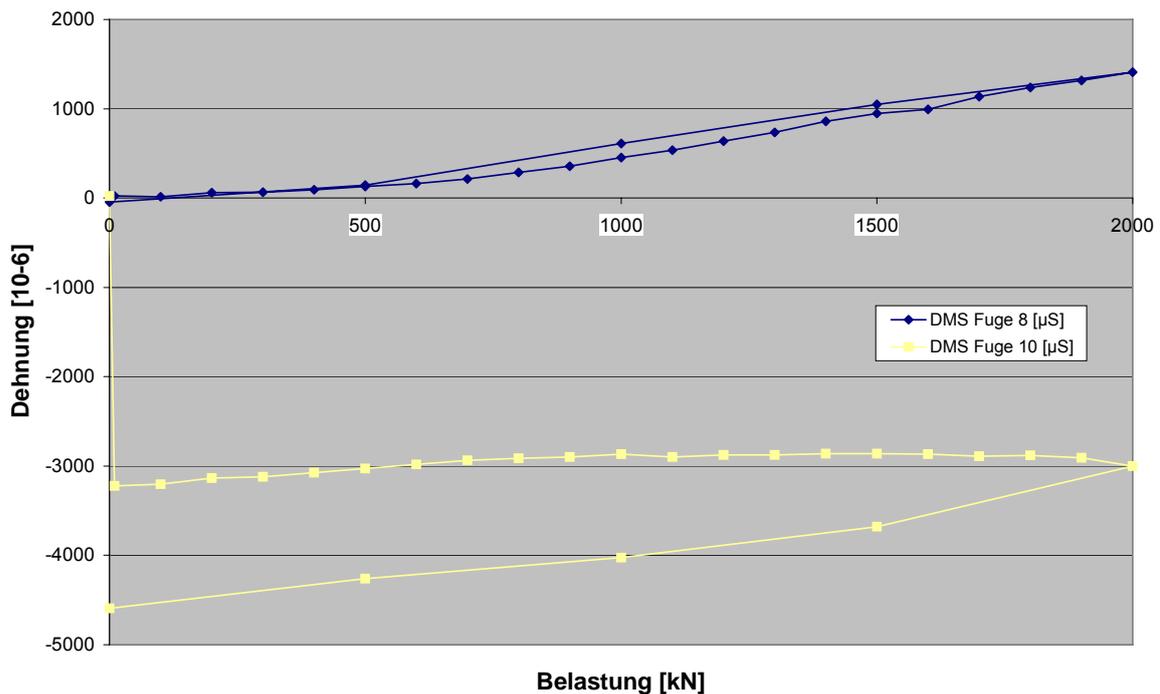


Bild 6.1 Dehnungen im Spannkabel 7, Seite Wien, in den Fugen 8 und 10

Die gemessene Kraft im Spannstahl ergibt mit:

$Q_{\text{eff}} = 99,15 \text{ mm}^2$... effektive Querschnittsfläche
$E = 187.700.000 \text{ kN/m}^2$... Elastizitätsmodul
$\varepsilon = 4,592 \text{ ‰}$... Dehnung
$n = 12$... Anzahl der Litzen pro Spannkabel

$$P_{\text{gem}} = \sigma \cdot A = E \cdot \varepsilon \cdot A = \frac{187.700.000 \cdot 0,004592 \cdot (99,15 \cdot 12)}{1.000.000} = \underline{\underline{1025,5 \text{ kN}}}$$

Im folgenden werden die Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste laut der derzeit gültigen ÖN B 4750 bestimmt und die daraus berechnete Kraft im Spannstahl mit der gemessenen Kraft verglichen.

Diese zeitabhängigen Verluste können bei Vorspannung mit Verbund mit folgender Näherungsformel berechnet werden:

$$\Delta\sigma_{\text{p,cr+cs+pr}} = \frac{\varepsilon_{\text{cs}}(t - t_0) \cdot E_p + \Delta\sigma_{\text{pr}} + \alpha_p \cdot \phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{\text{cg}} + \sigma_{\text{cp0}})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{\text{cp}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \phi(t, t_0)]}$$

$\Delta\sigma_{\text{p,cr+cs+pr}}$... Spannungsänderung im Spannstahlschwerpunkt innerhalb des Zeitraumes von t_0 bis t infolge Kriechen Schwinden und Relaxation (Langzeitverluste)

$\varepsilon_{cs}(t-t_0)$... Schwindmaß für das Zeitintervall $t-t_0$
$\Delta\sigma_{pr}$... Spannungsänderung im Spannstahlschwerpunkt infolge Relaxation
E_p	... Elastizitätsmodul des Spannstahls
E_c	... Elastizitätsmodul des Betons
$\phi(t, t_0)$... Kriechzahl
t_0	... Betonalter in Tagen bei Belastungsbeginn
t	... Betonalter in Tagen bis zum betrachteten Zeitpunkt, bis zu dem die Langzeitverluste berechnet werden
σ_{cg}	... Anfangswert der Betonspannung in der Höhe des Spannstahlschwerpunktes infolge der kriecherzeugenden Einwirkung
σ_{cp0}	... Anfangswert der Betonspannung in der Höhe des Spannstahlschwerpunktes infolge der Vorspannung
A_p	... Querschnittsfläche des Spannstahls
A_c	... Fläche des Betonsquerschnitts
I_c	... Trägheitsmoment des Betonsquerschnitts
Z_{cp}	... Abstand zwischen den Schwerpunkten des Beton- und des Spannstahlquerschnittes

Die **Querschnittswerte** des Brückentragwerks ergeben sich folgendermaßen:

- | | |
|------------------------------|------------------------------|
| • Nettoquerschnittswerte | • Ideelle Querschnittswerte |
| $A_n = 3,175 \text{ m}^2$ | $A_i = 3,316 \text{ m}^2$ |
| $I_n = 1,8958 \text{ m}^4$ | $I_i = 2,0326 \text{ m}^4$ |
| $y_{su,n} = 1,233 \text{ m}$ | $y_{su,i} = 1,190 \text{ m}$ |

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{195.000.000 \text{ kN/m}^2}{35.000.000 \text{ kN/m}^2} = 5,57 \quad \dots \text{Verhältnis der E-Moduli der Baustoffe}$$

Die einfeldrige Brücke mit einer Länge von 44,01 m wird durch das Eigengewicht (81,3 kN/m), die Ausbaulast (nachträglich aufgebracht)er Fahrbahnbelag und sonstige Brückeneinrichtungen – 19 kN/m) und die Vorspannkraft $P_0=1195,24 \text{ kN}$ belastet. Die daraus hervorgerufenen Schnittgrößen werden in der Lastachse ($x = 19,056 \text{ m}$) berechnet und ergeben:

$$M_{x,g1} = g_1 \cdot \frac{l}{2} \cdot x - g_1 \cdot \frac{x^2}{2} = 81,3 \cdot \frac{44,01}{2} \cdot 19,056 - 81,3 \cdot \frac{19,056^2}{2} = 19.330,0 \text{ kNm}$$

$$M_{x,g2} = g_2 \cdot \frac{l}{2} \cdot x - g_2 \cdot \frac{x^2}{2} = 19,0 \cdot \frac{44,01}{2} \cdot 19,056 - 19,0 \cdot \frac{19,056^2}{2} = 4.517,5 \text{ kNm}$$

$$M_{P0} = (P_0 \cdot n) \cdot (y_{su,n} - e_u) = (1195,24 \cdot 20) \cdot (1,233 - 0,236) = 23.833,1 \text{ kNm}$$

Die Spannungen aus den Momenten an den Querschnittsrändern ergeben sich wie folgt:

$$\sigma_{\text{oben } g1} = \frac{M_{g1}}{I_n} \cdot y_{so,n} = \frac{19.330,0}{1,8958} \cdot (-2,1 + 1,233) = -8.840,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{unten } g1} = \frac{M_{g1}}{I_n} \cdot y_{su,n} = \frac{19.330,0}{1,8958} \cdot 1,233 = 12.572,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{oben } g2} = \frac{M_{g2}}{I_i} \cdot y_{so,i} = \frac{4.517,5}{2,0326} \cdot (-2,1 + 1,190) = -2.022,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{unten } g2} = \frac{M_{g2}}{I_i} \cdot y_{su,i} = \frac{4.517,5}{2,0326} \cdot 1,190 = 2.644,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{oben } P0} = \frac{M_{P0}}{I_n} \cdot y_{so,n} = \frac{23.833,1}{1,8958} \cdot (-2,1 + 1,233) = -10.899,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{unten } P0} = \frac{M_{P0}}{I_n} \cdot y_{su,n} = \frac{23.833,1}{1,8958} \cdot 1,233 = 15.500,7 \text{ kN/m}^2$$

- **Kriechen**

Es wird angenommen, dass eine Luftfeuchtigkeit von 80 % vorliegt. Laut Norm darf die mittlere Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen mit $f_{cm} = 45 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Da keine Aufzeichnungen (Spannprotokoll) mehr existieren, wurde das Betonalter bei Belastungsbeginn mit 30 Tagen angenommen.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) = 1,426 \cdot 0,978 = \underline{\underline{1,394}} \quad \dots \text{ Kriechzahl}$$

$$\varphi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,181 \cdot 2,504 \cdot 0,482 = \underline{\underline{1,426}} \quad \dots \text{ Grundkriechzahl}$$

$$\text{mit } \phi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - 0,8}{0,1 \cdot \sqrt[3]{334,084}} \cdot 0,838 \right) \cdot 0,951 = 1,181$$

... Beiwert zur Erfassung der relativen Luftfeuchtigkeit

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3,264}{19,54} \cdot 1000 = 334,084 \text{ mm}$$

... wirksame Bauteildicke mit der Querschnittsfläche A_c und der Luft ausgesetztem Querschnittsumfang u

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{45}} = 2,504$$

... Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 30^{0,2}} = 0,482$$

... Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{9855 - 30}{772,851 + 9855 - 30} \right]^{0,3} = 0,978$$

... Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufes des Kriechens unter Lasteinwirkung

$$\text{mit } \beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot 80)^{18} \right] \cdot 334,084 + 250 \cdot 0,882 = 743,331 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1322,876$$

... Beiwert, der den Austrocknungsprozess erfasst

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7} = 0,839 \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2} = 0,951 \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5} = 0,882$$

... Beiwert zur Erfassung der Betondruckfestigkeit

• **Schwinden**

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) = -30,954 \cdot 10^{-5} \cdot 0,98 = \underline{\underline{-30,336 \cdot 10^{-5}}} \quad \dots \text{Schwindzahl}$$

$$\varepsilon_{cs0} = -30,954 \cdot 10^{-5}$$

... Grundswindmaß aus Tabelle 4 der ÖN B 4750

$$\beta_s = 0,98$$

... Beiwert, der den zeitlichen Verlauf des

Schwindens beschreibt; laut Bild 9 der ÖN B 4750

- **Relaxation**

Die relaxationserzeugende Spannung σ_p lautet

$$\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3 \cdot \Delta\sigma_{p,cr+cs+pr}$$

Da zu Beginn die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{p,cr+cs+pr}$ aus Kriechen, Schwinden und Relaxation nicht bekannt ist, darf laut ÖNorm B 4750 die Spannung σ_p mit 95 % von σ_{pg0} angenommen werden. Der Langzeitwert für den Spannungsverlust $\Delta\sigma_{pr}$ ist für den Zeitpunkt $t = \infty$ zu verdoppeln.

- **Berechnung der Spannungsverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation**

$$\Delta\sigma_{p,cr+cs+pr} = \frac{\varepsilon_{cs}(t-t_0) \cdot E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \phi(t, t_0)]}$$

- $\Delta\sigma_{pr}$ *Spannungsänderung im Spannstahlschwerpunkt infolge Relaxation*

Die anfängliche Spannung im Spannstahlschwerpunkt zufolge Vorspannung und ständiger Einwirkung g_1 beträgt:

$$\sigma_{pg0} = \sigma_{p0} + \sigma_{pg}$$

Spannstahlspannung infolge

- **Vorspannung:**

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{23.131,8}{0,024} = 963.825,0 \text{ kN/m}^2$$

σ_{p0} ... Spannung aus der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = 0$ abzüglich Verluste aus Reibung und Keilschlupf

P_0 ... Vorspannkraft in kN zum Zeitpunkt $t = 0$ abzüglich Verluste

A_p ... Querschnittsfläche des Spannstahls in m^2 ($12 \text{ cm}^2 \cdot 20$ Spannkabel)

- **Berechnung der Spannkraftverluste (Reibung und Keilschlupf)**

Der Spannkraftverlust aus Reibung in Spanngliedern mit nachträglichem Verbund lautet:

$$\Delta P_{(x)} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + \beta \cdot x)})$$

P_0 ... Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = 0$

μ ... Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
laut Zulassung 0,2 (Firma Vorspanntechnik VT 120 L)

α ... Summe der planmäßigen Umlenkwinkel über die Länge x im Bogenmass

β ... ungewollter Umlenkwinkel im Bogenmass (≈ 0 , da Abweichungen von der Solllage des Spanngliedes bei vorgefertigten Segmenten als gering einzustufen sind)

Der Verlauf der Spannglieder wird im nachfolgenden Bild idealisiert dargestellt und zur Berechnung der Reibungsverluste und des Keilschlupfs herangezogen (Bild 6.2).

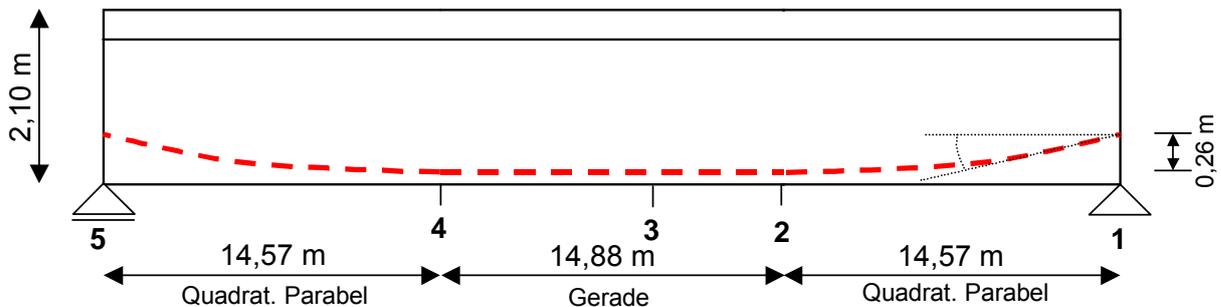


Bild 6.2 Idealisierter Verlauf der Spannkabel

Die Reibungsverluste werden für die in der oberen Abbildung dargestellten Punkte in nachfolgender Tabelle berechnet (Tabelle 6.1) und der Spannkraftverlauf bei einseitigem Vorspannen dargestellt (Bild 6.3).

Punkt	Intervall	x	Δx	α	$\Sigma \alpha$	$\nu \cdot \Sigma \alpha$	$e^{(-\nu \cdot \Sigma \alpha)}$	$P_0 \cdot (1 - e^{(-\nu \cdot \Sigma \alpha)})$	$P_0 \cdot e^{(-\nu \cdot \Sigma \alpha)}$
		[m]	[m]	[rad]		[-]	[-]	[kN]	[kN]
1		0,00			0	0	1	0	23.904,8
2	1 - 2	14,57	14,57	0,0357	0,0357	0,00714	0,993	170,0	23.734,8
3	2 - 3	19,06	4,49	0,0	0,0357	0,00714	0,993	170,0	23.734,8
4	3 - 4	29,45	10,39	0,0	0,0357	0,00714	0,993	170,0	23.734,8
5	4 - 5	44,01	14,57	0,0357	0,0714	0,01427	0,986	338,8	23.566,0

Tabelle 6.1 Berechnung der Reibungsverluste

Der Ankerschlupf hängt von der Art der Verankerung des Spannverfahrens ab. Dieser wird wegen fehlender Aufzeichnungen beim Vorspannen mit 6 mm angenommen.

$$k = \frac{1}{E \cdot A} \int_0^x A(x) dx$$

$$k \cdot E \cdot A = \int_0^x A(x) dx$$

$$k \cdot E \cdot A = 0,006 \text{ m} \cdot 19.500 \text{ kN/cm}^2 \cdot (12 \cdot 20) \text{ cm}^2 = \underline{28.080 \text{ kNm}}$$

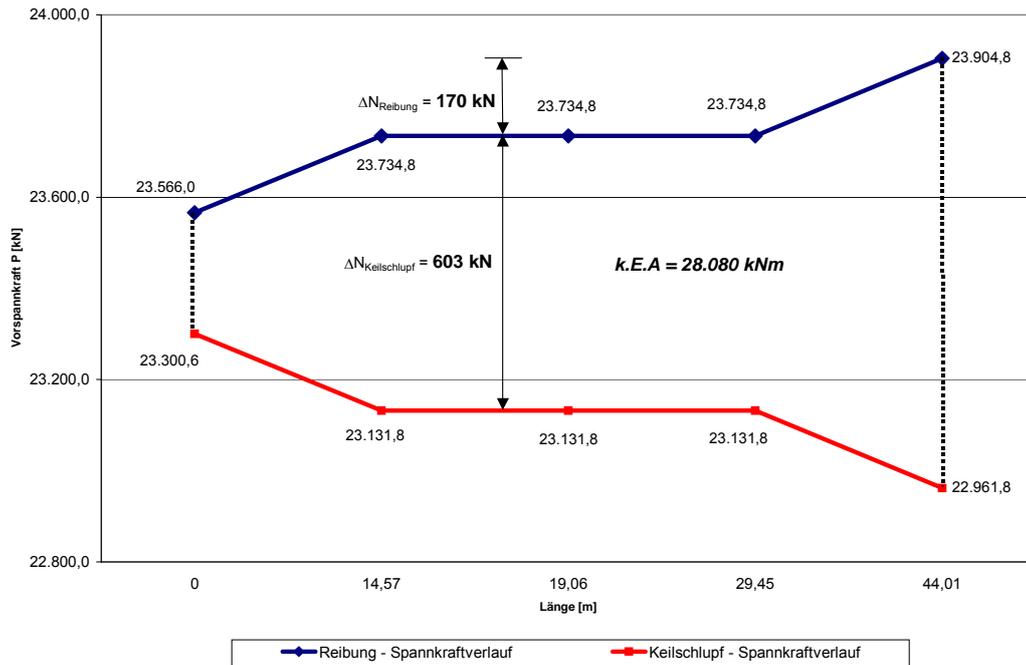


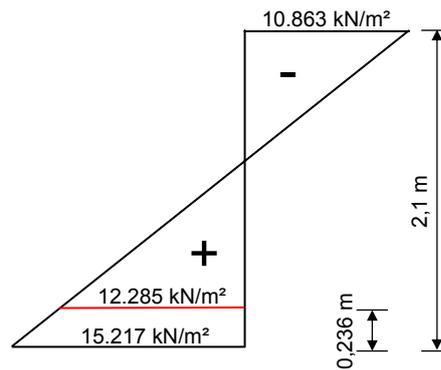
Bild 6.3 Verlauf Spannkraftverluste bei einseitiger Vorspannung

Somit ergibt sich an der Stelle $x = 19,06 \text{ m}$ ein Spannkraftverlust durch Ankerschlupf von 603 kN für 20 Spannkabel (Bild 6.3).

Die gesamten Verluste aus Reibung und Keilschlupf ergeben 773 kN. Die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t=0$ beträgt:

$$P_0 = 23.904,8 - 773,0 = \underline{23.131,8 \text{ kN}}$$

- **Einwirkung in Spannstahlhöhe:**



$$\sigma_{pg0} = 996.033,3 + 5,57 \cdot 12.285,9 = 1.064.483,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_p \approx 0,95 \cdot \sigma_{pg0} = 0,95 \cdot 1.064.483,5 = 1.011.259,3 \text{ kN/m}^2$$

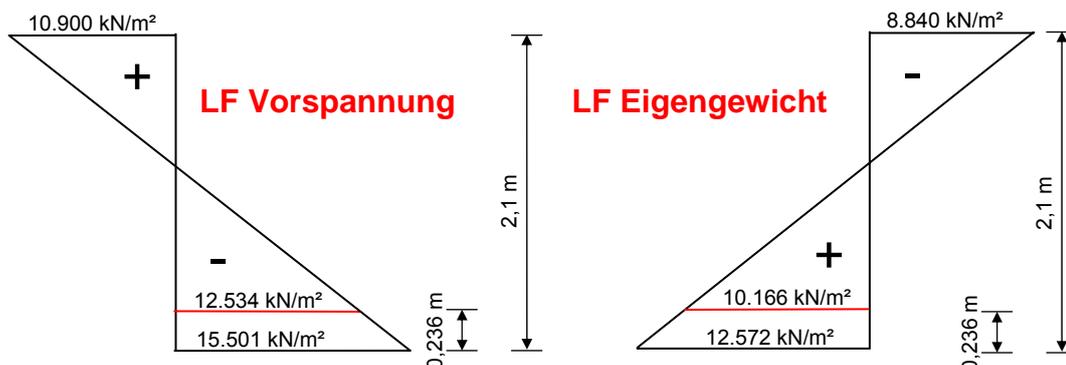
$$\frac{\sigma_p}{1,05 \cdot f_{pk}} = \frac{1.011.259,3}{1,05 \cdot 1.770.000} = 0,544 = 54,4 \%$$

Aus Bild 10 der ÖNorm B 4750 lässt sich der zugehörige Wert für den Spannungsverlust mit rund 2,54 % für kaltgezogene Drähte und Litzen mit normaler Relaxation ermitteln. Der Langzeitwert beträgt somit etwa 5,08 %.

$$\Delta\sigma_{pr} = -0,0508 \cdot 1.011.259,3 = \underline{\underline{-51.461,6 \text{ kN/m}^2}}$$

- $\sigma_{cg}, \sigma_{cp0}$ Anfangswerte der Betonspannung in der Höhe des Spannstahlschwerpunktes infolge der kriecherzeugenden Einwirkung und der Vorspannung

Die Betonspannung σ_{cp0} in der Höhe des Spannstahlschwerpunktes zufolge Vorspannung beträgt -12.533,8 kN/m², der Anfangswert der Betonspannung σ_{cg} in der Höhe des Spannstahlschwerpunktes infolge der kriecherzeugenden Einwirkung (Eigengewicht g_1) beträgt 10.165,6 kN/m².



Einsetzen in die Näherungsformel für die Summe der Spannungsverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation ergibt:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,cr+cs+pr} &= \frac{-30,336 \cdot 10^{-5} \cdot 195.000.000 - 51.461,6 + 5,57 \cdot 1,394 \cdot (10.165,6 - 12.533,8)}{1 + 5,57 \cdot \frac{0,024}{3,264} \cdot \left(1 + \frac{3,264}{1,8958} \cdot 0,997^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,394]} = \\ &= \underline{\underline{- 104.258,5 \text{ kN/m}^2}}\end{aligned}$$

Damit kann auch die relaxationserzeugende Spannung σ_p angegeben werden.

$$\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3 \cdot \Delta\sigma_{p,cr+cs+pr} = 1.064.483,5 - 0,3 \cdot 104.258,5 = 1.033.206,0 \text{ kN/m}^2$$

Die zuvor durchgeführte Abschätzung von σ_p mit 1.011.259,3 kN/m² erweist sich somit als ausreichend genau (Abweichung 2 %).

Die Spannung im Spannstahl nach 27 Jahren kann nun ermittelt werden.

$$\sigma_{p,27\text{Jahre}} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p,cr+cs+pr} = 963.825,0 - 104.258,5 = 859.566,5 \text{ kN/m}^2$$

Umgerechnet auf ein Spannkabel ergibt sich die Vorspannkraft, ermittelt nach der aktuellen ÖNorm B 4750, mit $P_{27\text{Jahre}} = 859.566,5 \cdot \frac{0,024}{20} = \underline{\underline{1031,5 \text{ kN}}}$.

Es zeigt sich somit nur eine geringe Abweichung von 0,5 % zur gemessenen Kraft, welche während der Versuche bestimmt wurde.

6.2 Zusammenfassung Betondehnungen - Fugenöffnung - Rissbilder

Die Belastungsversuche zeigten, dass die maßgebenden Schädigungen am Tragwerk in den Segmenten 7 bis 10 aufgetreten sind. Dies bestätigt sich sowohl bei den Fugenöffnungen, den Betondehnungen und den Rissbildern. Die Rissbreiten des Betons betragen maximal 4,0 mm in den Segmenten 8 und 9 sowie maximal 1,2 mm in den Segmenten 7 und 10. In den übrigen Segmenten konnten keine weiteren Risse festgestellt werden. Die Fugenöffnungsweite erreichte in Fuge 9 mit 15,8 mm, in den Nachbarfugen 8 und 10 mit einer Breite von 5,4 bzw. 5,7 mm ihr Maximum. Alle anderen Fugen waren, einer visuellen Untersuchung zufolge, auch nach Abschluss der Versuchsreihe noch geschlossen.

Bild 6.4 zeigt eine Gegenüberstellung der Dehnungen im Beton im Segment 10 sowie Öffnungsweiten der Fugen 8, 9 und 10. Ein Vergleich zwischen Dehnung in Promille und Weg in mm ist zulässig, da sich die errechnete Dehnung auf eine ursprünglichen Messstreckenlänge von 1.000 mm bezieht ($1 \text{ mm} = 1 \text{ ‰}$).

Die Dehnung des Betons ist im Vergleich zur Öffnungsweite der Fugen relativ gering. Diese schwankt mit Ausnahme des 1. Versuches zwischen 19,8 und 29,2 % bezogen auf die Öffnungsweite der Fuge 10. Die Schädigungen des Tragwerks nehmen somit mit zunehmender Entfernung von der Belastungsachse rasch ab.

Ein Vergleich der Fugenöffnungen untereinander zeigt einen annähernd gleichen Anteil der Öffnungsweite von Fuge 8 und 10 von Fuge 9. Dieser schwankt während der ersten neun Belastungsversuche zwischen 55,6 und 68,5 %. Das Sinken dieses Prozentsatzes auf 34,2 % während des letzten Versuches lässt sich auf die erhebliche Zunahme der Öffnungsweite der Fuge 9 und dem damit verbundenen Versagen des Tragwerks zurückführen (vgl. Bild 5.5).

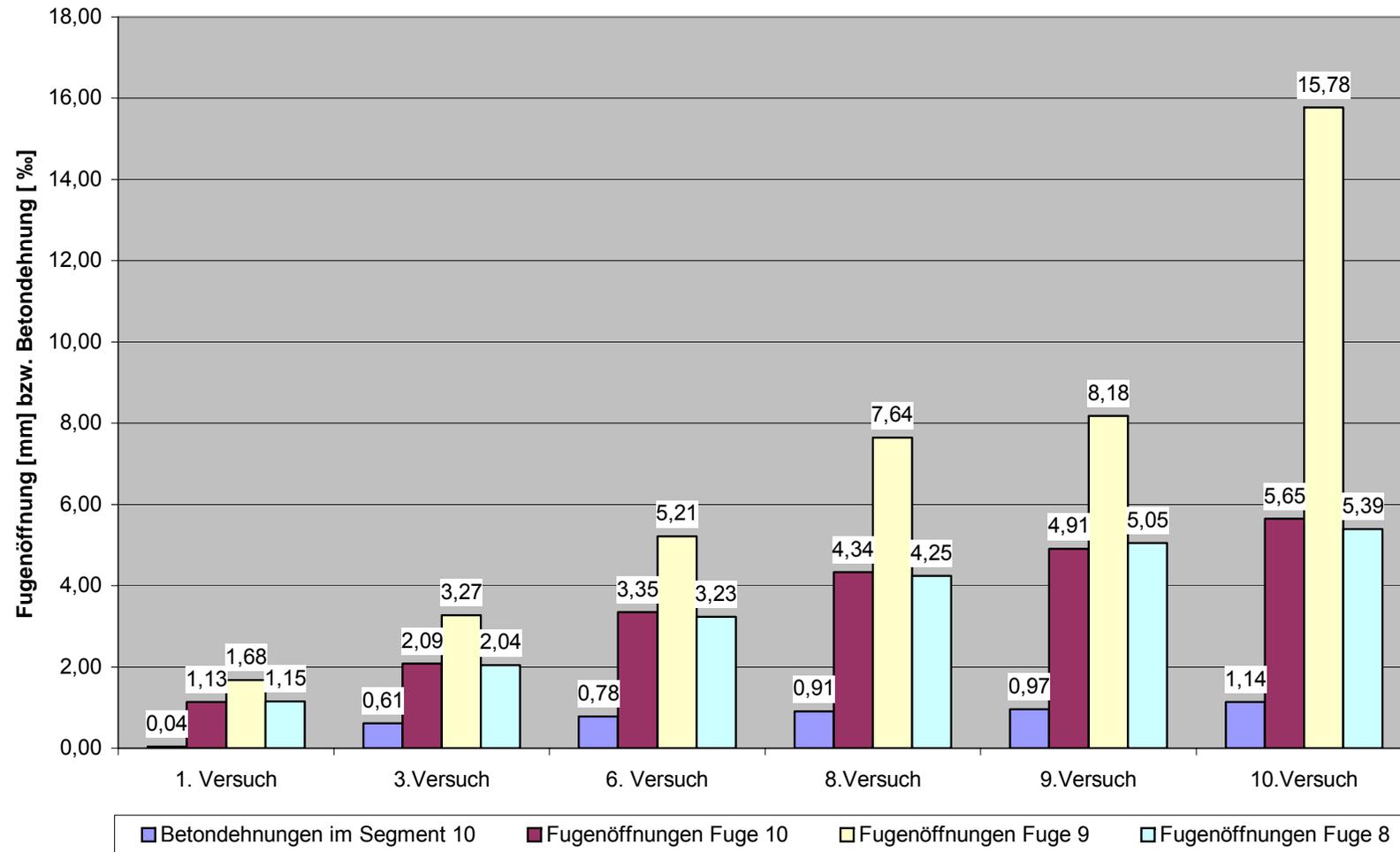


Bild 6.4 Vergleich der Fugenöffnungen mit der Betondehnung im Segment 10

Kapitel 7

Zusammenfassung

Innerhalb eines Forschungsauftrages vom Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT) führte das Institut für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien in Zusammenarbeit mit der Allgemeinen Baugesellschaft – A. PORR AG und der Firma Vorspanntechnik (VT) Belastungsversuche an der „PORR Brücke“ in Wien Favoriten durch. Die 44,01 m lange vorgespannte Segmentbrücke aus dem Jahre 1975 überquerte als Einfeldträger die Süd-Ost-Tangente (A23). Diese sollte im Zuge der Überplattung der Süd-Ost-Tangente (Absbergtunnel) abgerissen werden.

Das Tragwerk bot bei einer Gesamtbreite von 6,2 m eine Fahrbahnbreite von 4,8 m. Der einzellige Hohlkasten wies eine konstante Stegstärke von 40 cm und eine Konstruktionshöhe von 2,10 m auf. Die Kastenbreite betrug 3,80 m, womit eine Auskragung der Fahrbahnplatte beiderseits mit 1,20 m verblieb. Das Tragwerk bestand aus 18 Segmenten zu je 2,48 m Länge. Die Vorspannung bestand aus 6 Hilfsspanngliedern, die im Bauzustand zum Verkleben der Segmente verwendet wurden, und aus 20 Spanngliedern zur Aufbringung der vollen Vorspannung. Die Verbindung der einzelnen Segmente wurde mit einer 2 mm starken Epoxidharzklebefuge hergestellt. Nach Aufbringen der Hilfsvorspannung stellte sich eine Fugenbreite von ca. 0,5 mm ein. Nach dem Abschluss der Spannarbeiten wurden die verzinkten Stahlwellblech-Hüllrohre verpresst. Der Fahrbahnaufbau setzte sich aus einer 1 cm dicken Bitumenabdichtung und einer 6 cm starken Asphaltsschicht zusammen.

Ziel des Forschungsauftrages war es, Belastungsversuche am Tragwerk durchzuführen sowie Eigenschaften der verwendeten Baustoffe zu bestimmen, um Aussagen über die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von vorgespannten Segmentbrücken zu erhalten.

Die Belastung wurde durch zwei hydraulische Pressen über in der Tunnelmittelwand verankerte Zugglieder in Feldmitte als Einzellast aufgebracht. Bei den zehn durchgeführten Belastungsversuchen wurde die aufgebrachte Kraft in Lastschritten von 100 kN bis zu einer Höchstlast von 2.000 kN gesteigert. Das Durchtrennen von Spannkabeln an verschiedenen Stellen zwischen den einzelnen Belastungsphasen,

sollte den Einfluss geschädigter Kabel auf das Trag- und Verformungsverhalten der Struktur widerspiegeln.

Die Öffnungsbreite der Segmentfugen, die Verformungen an der Ober- und Unterseite des Tragwerks, die Dehnungen im Spannstahl sowie die Durchbiegung wurden kontinuierlich gemessen und in der vorliegenden Arbeit ausgewertet. Das Verformungsverhalten konnte somit vom Urzustand bis zum Versagen des Tragwerks analysiert werden. Die entstandenen Rissbilder wurden durch eine Fotoreihe dokumentiert und die aufgetretenen Rissweiten gemessen. Zusätzlich werden die gemessenen Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste mit den Ansätzen der derzeit gültigen ÖNorm B 4750 verglichen.

Um den Brückenzustand nach 27 Nutzungsjahren zu erfassen, wurde vor Durchführung der Belastungstest neben einer visuellen Brückeninspektion eine Reihe von zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden angewandt.

- Bei der visuellen Kontrolle der von außen sichtbaren bzw. zugänglichen Elemente waren von beiden Widerlagern ausgehend keine Hinweise auf Durchfeuchtung, keine Anzeichen beginnender oder fortschreitender Korrosion, keine Rissbildungen sowie keine sonstigen Abweichungen vom Sollzustand erkennbar. Die mit Epoxidharz verklebten Segmentfugen wiesen keine optisch erkennbaren Schäden auf
- Die Lage der Bewehrungsstäbe sowie deren Betondeckung wurden mit dem Bewehrungssuchgerät Canin an ausgewählten Segmenten überprüft. Die Ergebnisse spiegelten die im Allgemeinen gute Ausführungsqualität bei Fertigteilen wieder.
- Der Korrosionsgrad der Bewehrung, gemessen mit der Potentialfeldmessmethode zeigte keine Anzeichen von Korrosion, lediglich im Bereich der Hüllrohre konnten erste Anzeichen davon festgestellt werden. Dies bestätigte sich auch später beim Abbruch des Tragwerks.
- Weiters zeigte die Bestimmung der Betondruckfestigkeit mit dem Schmidt-Hammer einen höheren Wert, als jener, welcher der Berechnung zugrunde gelegt wurde. Die zusätzliche Bestimmung der Festigkeitseigenschaften an Bohrkernen im Labor, bestätigten die Ergebnisse der Voruntersuchung.

Um Aussagen über die Dauerhaftigkeit zu erhalten, wurden die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe, Beton, Betonstahl, Spannstahl und Verpressmörtel, anhand entnommener Proben im Labor analysiert. Die verwendeten Baustoffe zeichneten sich durch sehr gute mechanisch technologische Eigenschaften aus. Die Ergebnisse aus diesen Versuchen erfüllten die in der ÖNorm vorgegebenen Mindestwerte, die sich an neu eingebauten Baustoffe orientieren. Beim Baustoff Beton konnte keine Karbonatisierung und eine geringe Chloridbelastung nachgewiesen werden. Der Verpressmörtel zeigte keine nachweisbaren Mengen von Chlorid.

Die Ergebnisse der Belastungs- und Baustoffversuche zeigen einen außergewöhnlich guten Zustand der Brücke nach 27 Nutzungsjahren.

Abgerundet wird die Arbeit mit einem allgemeinen Teil über Ursachen von Schäden an vorgespannten Segmentbrücken. Die Korrosionsproblematik im Spannbetonbau und der Einfluss der Segmentfugen stellen den Großteil dieses Kapitels dar.

Kapitel 8

Schlussbemerkung und Ausblick

Durch sukzessives Durchtrennen von Spannkabel wurde der Einfluss von ausgefallenen bzw. beschädigten Spanngliedern auf das Brückentragwerk simuliert. Dabei kam es zur Umlagerung der Vorspannkräfte über den Verpressmörtel und den Beton auf die noch intakten Spannglieder. Dies war nur bis zum Erreichen der Fließgrenze des Spannstahls möglich, welche am Ende des 9. Versuchs erreicht wurde. Die danach sehr rasch ansteigenden Verformungen im letzten Belastungstest kündigten das Versagen der Brücke an. Dies spiegelten die Messergebnisse der Betondehnung sowie der Fugenöffnungsweiten wieder.

Das entstandene Rissbild bildete sich schon bei den ersten Belastungsversuchen aus und änderte sich bei den folgenden Versuchen nicht mehr wesentlich. Es kam hauptsächlich zur Verlängerung bestehender Risse sowie zur Vergrößerung der Rissweiten.

Die Schädigung während der Versuche war lediglich auf die vier mittleren Brückensegmente beschränkt. Die Segmentfugen an der Unterseite des Tragwerks sowie im Stegbereich öffneten sich ausschließlich in den Fugen 8,9 und 10. Das Versagens fand also nur im unmittelbaren Bereich der Lasteinleitung statt. Dies ist natürlich durch die Einzellast in Feldmitte erklärt. Verstärkt wird das Versagensbild jedoch durch die örtlich durchtrennten Spannglieder. In diesem Bereich ist die aufnehmbare Kraft durch das Fehlen der Spannglieder natürlich beschränkt, im ungeschädigten Bereich kann die Lastabtragung aber durch Rückverankerung im Beton über die lokal geschädigten Kabel erfolgen.

In weiterer Folge werden am Institut für Stahlbeton- und Massivbau Zugversuche an Dehnkörpern mit Spannstahlproben der PORR Brücke durchgeführt. In dieser Versuchsreihe wird die Auswirkung von Spannstahlbrüchen untersucht [18].

Zusätzliche Durchbiegungsmessungen [12] zeigten im linearen Bereich eine gute Übereinstimmung mit den linear berechneten Durchbiegungen.

Die Untersuchungen an der 27 Jahren alten PORR Brücke zeigten einen hervorragenden Zustand des Tragwerks. Die gewonnenen Ergebnisse zeigen, dass sich die Brücke wie eine vorgespannte monolithische Konstruktion verhält, ohne Nachteile in der Dauerhaftigkeit erkennen zu lassen.

Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1 Ansicht der PORR Brücke	4
Bild 1.2 Ziel der Diplomarbeit	5
Bild 1.3 Lageplan der PORR Brücke	6
Bild 1.4 Tragwerksabmessungen und Anlageverhältnisse	7
Bild 1.5 Verlauf der Spannkabel	9
Bild 2.1 Erscheinungsformen der Risse	22
Bild 2.2 Galvanisches Element.....	25
Bild 2.3 Korrosionsmechanismen im Riss	26
Bild 3.1 Brücke nach dem Anheben	36
Bild 3.2 Hydraulische Presse für die Lastaufbringung	37
Bild 3.3 Abgesenktes Tragwerk und Sicherungsmaßnahmen	38
Bild 3.4 Profometermessung Segment 2 – Teil 1.....	51
Bild 3.5 Profometermessung Segment 2 – Teil 2.....	52
Bild 3.6 Überprüfung Profometerergebnisse Bügelbewehrung	53
Bild 3.7 Überprüfung Profometerergebnisse Längsbewehrung	54
Bild 3.8 Freigelegte Bügelbewehrung im Segment 9, Seite Graz	55
Bild 3.9 Potentialfeldmessgerät mit Stabelektrode.....	56
Bild 3.10 Prinzip der elektrochemischen Potentialmessung	57
Bild 3.11 Potentialfelder ausgewählter Bauwerksbereiche	59
Bild 3.12 Schmidt-Hammer.....	60
Bild 3.13 Schematischer Aufbau einer Messeinrichtung.....	64
Bild 3.14 Digitaler Wegaufnehmer	65
Bild 3.15 Funktionsprinzip eines induktiven Tauchankeraufnehmers	65
Bild 3.16 Funktionsprinzip eines Bogenwegaufnehmers	66
Bild 3.17 DMS am Spannstaht.....	66
Bild 3.18 Steuerungseinheit für Presse, Fa. VT	68
Bild 3.19 Bogenwegaufnehmer - Stegstauchung	69
Bild 3.20 Induktiver Wegaufnehmer - Fugenöffnung.....	69
Bild 3.21 Messcontainer	70
Bild 3.22 Messanordnung am 24.9.2002.....	71
Bild 3.23 Messanordnung am 3.10 und am 9.10.2002	72
Bild 3.24 Abbrucharbeiten	74
Bild 4.1 Hüllrohre 1, 4 und 7 bei Fuge 9, Seite Wien	76
Bild 4.2 Hüllrohre 1 und 4 bei Fuge 10, Seite Wien	77
Bild 4.3 Verankerung Spannglied 4, Steg Seite Wien.....	78
Bild 4.4 Verankerungen mit Wendelbewehrung, Steg Seite Wien	78
Bild 4.5 Prüfmaschine Zugversuch.....	81
Bild 4.6 Ergebnisse der Zugversuche - Seriengrafik.....	82
Bild 4.7 Prüfmaschine Dauerschwingversuch.....	85

Bild 4.8 Smith Diagramm.....	86
Bild 4.9 Ergebnisse Dauerschwingversuche	87
Bild 4.10 Vergleich Dauerfestigkeiten verschiedener Drähte	88
Bild 4.11 Standzeiten der untersuchten Stähle im Korrosionsversuch	90
Bild 4.12 Grafische Darstellung der Ergebnisse der Relaxationsversuche.....	93
Bild 4.13 Spannungs-Dehnungsdiagramm Bewehrungsstahl Probe Nr.1	95
Bild 4.14 Überprüfung der Karbonatisierung an Bohrkernen	97
Bild 4.15 Bohrkern Chloriduntersuchung.....	98
Bild 4.16 Bruchbilder der Bohrkerne beim Druckversuch	102
Bild 5.1 Fugenöffnungen – 1. Versuch	104
Bild 5.2 Statisches System, Ansicht Seite Graz	105
Bild 5.3 Großversuche an Probesegmenten	108
Bild 5.4 Maximal aufnehmbare Last bei $w_k=0,4$ mm in Fuge 9	111
Bild 5.5 Gesamte und bleibende Öffnungweiten der Fuge 9	112
Bild 5.6 Dehnungen im Spannstahl beim 5. Versuch	113
Bild 5.7 Dehnungen im Spannstahl beim 7. Versuch	114
Bild 5.8 Dehnungen im Spannglied Nr. 2, Seite Graz	115
Bild 5.9 Spannungsverlauf im Spannglied 2, Seite Graz	116
Bild 5.10 Öffnung der Fuge 9, Seite Graz, nach dem 9. Versuch	117
Bild 5.11 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 2. Versuch	119
Bild 5.12 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 8. Versuch	119
Bild 5.13 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 3. Versuch	119
Bild 5.14 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 10. Versuch	119
Bild 5.15 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Graz, nach dem 7. Versuch	119
Bild 5.16 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 7. Versuch	120
Bild 5.17 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 9. Versuch	120
Bild 5.18 Rissbild der Segmente 7 und 8, Seite Wien, nach dem 10. Versuch	120
Bild 6.1 Dehnungen im Spannkabel 7, Seite Wien, in den Fugen 8 und 10	122
Bild 6.2 Idealisierter Verlauf der Spannkabel	127
Bild 6.3 Verlauf Spannkraftverluste bei einseitiger Vorspannung	128
Bild 6.4 Vergleich der Fugenöffnungen mit der Betondehnung im Segment 10	132

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1 Ursachen von Verpressmängeln	17
Tabelle 3.1 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 1	41
Tabelle 3.2 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 2	42
Tabelle 3.3 Messergebnisse Profometer Bügelbewehrung – Teil 3	43
Tabelle 3.4 Messergebnisse Profometer Längsbewehrung – Teil 1	44
Tabelle 3.5 Messergebnisse Profometer Längsbewehrung – Teil 2	45
Tabelle 3.6 Messergebnisse Profometer Segment 2 - Steg Innen	46
Tabelle 3.7 Messergebnisse Profometer Segment 2 - Steg Außen	47
Tabelle 3.8 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Bodenplatte Innen	48
Tabelle 3.9 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Fahrbahnpl. Innen	49
Tabelle 3.10 Messergebnisse Profometer Segment 2 – Bodenplatte Außen	50
Tabelle 3.11 Überprüfung Profometerergebnisse Bügelbewehrung	53
Tabelle 3.12 Überprüfung Profometerergebnisse Längsbewehrung	54
Tabelle 3.13 Messergebnisse Schmidt-Hammer	61
Tabelle 3.14 Zeitlicher Ablauf der Durchtrennung der Spannkabel	73
Tabelle 4.1 Bezeichnung der Spannstahlproben und Versuchsumfang	79
Tabelle 4.2 Anforderungen der ÖNorm an Spannstähle	80
Tabelle 4.3 Ergebnisse Zugversuch Spannstahl	83
Tabelle 4.4 Ergebnisse Dauerschwingversuche	86
Tabelle 4.5 Ergebnisse der Korrosionsversuche	90
Tabelle 4.6 Ergebnisse Relaxationsversuche	92
Tabelle 4.7 Anforderungen der ÖNorm an BSt 500	94
Tabelle 4.8 Ergebnisse Zugversuch Bewehrungsstahl Austria Draht AG und TVFA TU Wien	95
Tabelle 4.9 Ergebnisse der Chloriduntersuchung am Beton	99
Tabelle 4.10 Ergebnisse Druckversuch Beton	101
Tabelle 4.11 Ergebnisse der Chloriduntersuchung am Verpressmörtel	103
Tabelle 5.1 Querschnittswerte und Vorspannkkräfte ausgewählter Fugen	106
Tabelle 5.2 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast $F=600$ kN	106
Tabelle 5.3 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast $F=800$ kN	107
Tabelle 5.4 Schnittgrößen und Randspannungen bei der Versuchslast $F=1.200$ kN	107
Tabelle 5.5 Übersicht der Öffnungsweiten von Fuge 9	110
Tabelle 6.1 Berechnung der Reibungsverluste	127

Literaturverzeichnis

- [1] Roubin, E. (1976), *Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Fugen – erste Anwendung im österreichischen Brückenbau*. PORR Nachrichten Nr. 68
- [2] Roubin, E., Fahrngruber, K., Howanietz, F. und Angeli, R. (1975), *Bericht über die Durchführung des Forschungsvorhabens Segmentbauweise*. Forschungsbericht,
- [3] Wenzel, H., Geier, R. und Eichinger, E. (2002), *Untersuchungen anlässlich des Abbruchs ausgewählter Tragwerke*. BMVIT Straßenforschung Heft 525,
- [4] Wicke, M., *Empfindlicher Spannstahl in Brücken*. Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein – Landesverein Salzburg, www.oeiav-salzburg.at/html/infosys/pub/spannst.shtml/
- [5] ÖNorm B 4259 (Ausgabe 01.12.1979), *Spannbeton – Spannsysteme mit nachträglichem Verbund*. Punkt 5, Herstellung, Transport, Lagerung und Einbau von Spanngliedern,
- [6] Eichinger, E. M., Diem, J., Kollegger, J. und Winter, E., *Zustand von Spanngliedern in Straßenbrücken*. *Beton- und Stahlbetonbau* 96, Heft 2001-12, Seite 749
- [7] Roberts, C. L., Breen, J. E. und Kreger, M. E. (1993), *Measurement based revisions for segmental bridge design and construction criteria*. Center for Transportation Research Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Research Report 1234-3F
- [8] Knoblauch, H. und Schneider, U. (2001), *Bauchemie*. Werner Verlag, 5. Auflage, Seite 241
- [9] www.proceq.com
- [10] Sodeikat, Ch., Gehlen, Ch. und Schießl, P., *Auffinden von Bewehrungskorrosion mit Hilfe der Potentialmessung*. *Beton- und Stahlbetonbau* 97, 2002, Heft 9, Seite 437 bis 444

- [11] Egger, H., Ettl, H., Guggenberger, W. und Lexe, E. (1991), *Vermessungskunde*, Salzburger Jugend Verlag, Seite 53
- [12] Joksch, R. (November 2002), *Durchführung und Auswertung von zerstörenden Belastungsversuchen an einer vorgespannten Segmentbrücke*, Diplomarbeit am Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien
- [13] Mang, H., Hoffstetter, G (2000), *Festigkeitslehre*, Springer, Wien u. a.
- [14] Hoffmann, J. (1999), *Handbuch der Messtechnik*, Hanser, Seite 65, 253 und 265 ff.
- [15] ÖNorm B 4200 Teil 6 (1988), *Betonbau; Instandsetzung, Umbau und Verstärkung.*, Punkt 4.2.7
- [16] Valentin, G., Kidery, F. (1998), *Stahlbetonbau*, Manz Verlag Seite 380 bis 381
- [17] Kollegger, J. (2000), *Betonbau I Stahlbeton*, Skriptum zur Vorlesung Betonbau I, Institut für Stahlbeton- und Massivbau TU Wien, Seite 16-5
- [18] Pechhacker, R. (Mai 2003), *Einfluss von Spannkabelbrüchen auf das Tragverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund*, Diplomarbeit am Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien