TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de

34. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

19. UND 20. MÄRZ 2025

Die wechselvolle Geschichte der Carolabrücke in Dresden

Dr.-Ing. Silke Scheerer[1], Dr.-Ing. Gregor Schacht[2], Dipl.-Ing. Max Fiedler[2], Dr.-Ing. Robert Ritter[2], Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx[1,2], Dr.-Ing. Gino Ebell[3], MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn[4]

Kurzfassung

Am 11. September 2024 fand in Dresden ein Ereignis statt, welches man in Deutschland nicht erwartet hatte: der Teileinsturz einer Spannbetonbrücke unter Betrieb ohne Vorankündigung. Die Dresdner Carolabrücke war eine Ikone der Ingenieurbaukunst ihrer Zeit. Sie war ein sehr ästhetisches und schlankes Bauwerk. Ihre Konstruktion und Bau wären auch heute noch eine Herausforderung. Die vorhandenen Unterlagen zeugen von einer hohen Entwurfsqualität und einer sehr sorgsamen Bauausführung.

Im Beitrag werden die Entstehungsgeschichte, die Konstruktion selbst und der Bau der Brücke vorgestellt. Es wird der Versuch der Rekonstruktion des Einsturzvorgangs unternommen und die Suche nach der Einsturzursache beschrieben. Am Schluss des Beitrags wird auf das aktuelle Überwachungskonzept eingegangen und ein Ausblick auf das mögliche weitere Vorgehen gegeben.

1 Die Elbbrücken in der Dresdner Innenstadt

Wann genau die älteste Brücke über die Elbe in Dresden erbaut wurde, ist bis heute nicht sicher bekannt. Die Ersterwähnung wird auf den Zeitraum zwischen 1228 und 1234 datiert, wobei in der zugehörigen Quelle konkret von einer Reparatur, aber nicht von einem (Neu-) Bau die Rede ist. Diese erste Steinbrücke war etwa 560 m lang und 8,5 m breit. Die 24 Bögen bestanden im Innern aus in Kalkmörtel eingebetteten Bruchsteinen, die außen mit Sandsteinquadern verkleidet waren. Für viele Jahrhunderte galt das Bauwerk als eine der monumentalsten und längsten Steinbrücken des Mittelalters. [1]

Vor dem zweiten Weltkrieg verbanden vier Bogenbrücken für den Straßenverkehr die Neustädter und die Altstädter Seite Dresdens. In Fließrichtung der Elbe (von Ost nach West) waren dies die König-Albert-Brücke (1877, heute Albertbrücke), die Königin Carola-Brücke (1895), die Augustusbrücke und die Marienbrücke (Straßenbrücke von 1852, parallel dazu besteht seit 1901 eine Eisenbahnbrücke), s. z. B. diverse Beiträge in [2] und [3]. Alle diese Brücken wurden in den letzten Tagen des 2. Weltkriegs im Mai 1945 von deutschen Soldaten teilweise gesprengt und somit unpassierbar gemacht.

Die Wiederherstellung von drei der vier Straßenbrücken in ihrer Vorkriegsform und damit der Verbindung zwischen Alt- und Neustadt wurde 1949 abgeschlossen. Nur die über dem Fluss komplett zerstörte Carola-Brücke wurde zunächst nicht wieder aufgebaut. Am 7. März 1952 erfolgte die Sprengung des letzten noch verbliebenen Stahlträgers über die Elbe (Bild 1, [4]).

Das stetig zunehmende Verkehrsaufkommen rückte den Standort Carola-Brücke wieder in den Fokus und sie wurde Teil der Planungen für die Umgestaltung und verkehrstechnische Erschließung des Dresdner Stadtzentrums nach dem zweiten Weltkrieg [5]. Geplant wurde eine knapp 2,8 km lange Nord-Süd-Verbindung vom Platz der Einheit (heute Albertplatz) in der Dresdner Neustadt über die Elbe bis zum Wiener Platz am Hauptbahnhof. Mit der intensiven Ausarbeitung von Studien wurde 1962 begonnen. Die Vorzugsvariante sah zwei durch einen Grünstreifen getrennte Richtungsfahrbahnen

[1] *Institut für Massivbau, TU Dresden*
[2] *MKP GmbH, Dresden*
[3] *Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)*
[4] *Referat StB 24 Ingenieurbauwerke, Abt. Bundesfernstraßen, Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Bonn*

Bild 1 Sprengung des letzten verbliebenen Stahlträgers der Carola-Brücke am 07.03.1952 (Filmsequenzen aus [4]) Copyright: SLUB Dresden, Filmverband Sachsen (Dresden), Hirsch Film (Dresden)

vor. Die Straßenbahngleise sollten in Seitenlage in Richtung Stadtzentrum platziert werden. [6] Interessant ist, dass es bereits während des Nationalsozialismus 1938/39 und auch zu Anfang der 1950er Jahre ähnliche weiträumige Umgestaltungspläne für das Dresdner Stadtzentrum gegeben hatte, die allerdings in der Folgezeit wenig thematisiert wurden [7], [8].

2 Entwurfswettbewerb für eine neue Elbequerung [5]

Für den Brückenneubau bestanden gestalterisch hohe Anforderungen, v. a. wegen der unmittelbaren Nähe zur barocken Architektur auf Altstädter Seite und zu den Ende des 19./Anfang des 20. Jh. erbauten monumentalen Regierungsgebäuden im Neorenaissance- bzw. Neobarockstil auf Neustädter Seite [9], die die Stadtsilhouette am Brückenstandort prägen. Ein Novum für die DDR war die Auslobung eines Wettbewerbs für den Brückenentwurf. Der Hauptgrund war, dass man sich außerstande sah, mehrere Projektierungsbetriebe parallel mit der Ausarbeitung von Entwürfen zu beauftragen. Stattdessen sollten mehrere Kollektive freiwillig und in ihrer Freizeit Brückenentwürfe erarbeiten.

Insgesamt beteiligten sich elf Teams und entwarfen neun Spannbeton- und vier Stahllösungen mit Hauptspannweiten bis 180 m. Entsprechend der Ausschreibung waren es ausschließlich Balkenbrücken. Obenliegende Tragwerke waren zwar im Vorfeld diskutiert, aufgrund der städtebaulichen Situation aber verworfen worden. Es gab zwei Varianten mit parallelgurtigen Überbauten. Alle anderen besaßen eine oder zwei Vouten über den Pfeilern der Stromöffnung.

Zu den Hauptbewertungskriterien zählten die äußere Form (u. a. Harmonie bei der Feldaufteilung, Voutenhöhe, Durchblick zur Brühlschen Terrasse auf der Altstädter Seite), die Kosten und der Materialverbrauch. Der Siegerentwurf stammte vom Dresdner Kollektiv Thürmer, Spoelgen (Bild 2). Dieses war auch das einzige Kollektiv, welches mehrere – nämlich insgesamt drei – Varianten eingereicht hatte. In [5] wird wie folgt aus dem Gutach-

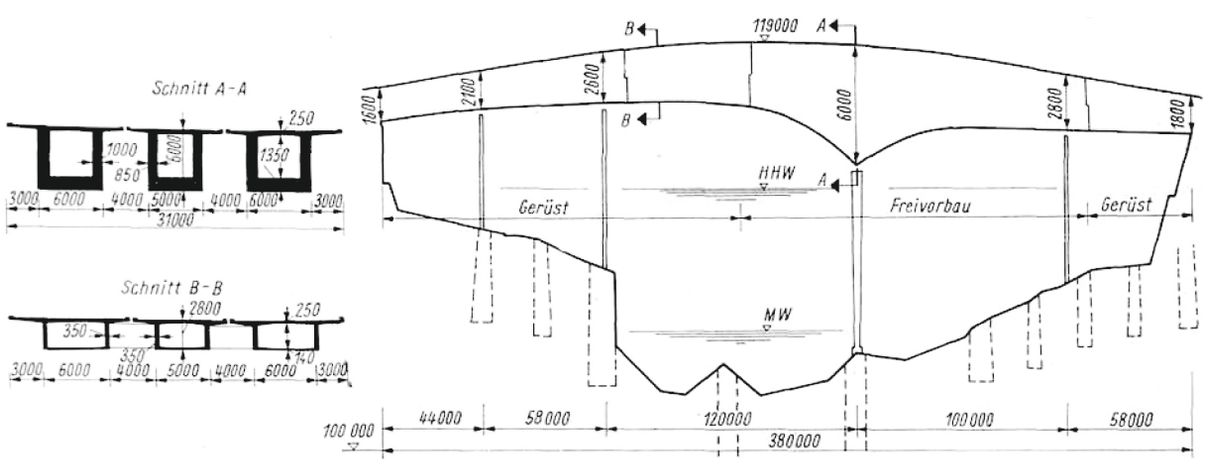


Bild 2 Auszug aus den eingereichten Wettbewerbsunterlagen des späteren Siegerentwurfs, die Bestandsgründungen sind gestrichelt eingezeichnet Zeichnung: aus [5]

ten zitiert: *„Der Gedanke, den Elbstrom mit einer Brücke zu überspannen, die auf dem Neustädter Strompfeiler eine starke Vergrößerung der Bauhöhe erfährt und die sich dann nach beiden Ufern mit einer geschwungenen Unterkante entsprechend verkleinert, ist besonders anzuerkennen. Dadurch wird der Brücke ein eigner Charakter verliehen, der im Einklang steht mit dem Stadtbild und der Krümmung des Stromes. Die dadurch entstehende asymmetrische Lösung entspricht den unterschiedlichen Proportionen der beiden Ufer.“*

3 Das Tragwerk [10]

3.1 Überblick

Basierend auf dem Wettbewerbsentwurf wurde die neue Brücke über die Elbe vom VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (EIBS), Betriebsteil Dresden, unter Federführung von Eckhardt Thürmer projektiert. Mit einer Hauptspannweite von 120 m war die am 10.06.1971 fertiggestellte und am 3. Juli desselben Jahres für den Verkehr freigegebene Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke die am weitesten spannende Spannbetonbrücke der DDR [11]. Sie wurde 1992 in Carolabrücke umbenannt (u. a. [12], [2]). Dieser Name wird auch im Folgenden verwendet.

Das fünffeldrige Bauwerk mit sehr unterschiedlichen Einzelstützweiten zwischen 44 und 120 m ist ca. 400 m lang, 32 m breit und besitzt drei einzelne, unabhängige Überbauten in Form von einzelligen vorgespannten Hohlkästen, die als Brückenzüge a bis c bezeichnet werden (Bild 3). Mit der gewählten einvoutigen Geometrie gelang es, die strengen Anforderungen an die maximal gewünschte Gradientenhöhe und die erforderliche lichte Höhe im Bereich der Schifffahrtsöffnung zu erfüllen. Zugleich passt sich die Brücke sehr gut an die asymmetrische Topologie am Brückenstandort und an die dominante Bebauung an beiden Ufern an. Der Festpunkt befindet sich am Pfeiler in Achse D, wo der Überbau mit 5,2 m auch die maximale Bauhöhe aufweist. Zu den Widerlagern hin verjüngt er sich auf 1,6 bzw. 1,8 m. Die statische Berechnung hatte stark wechselnde Momente bei einer Durchlauflösung ergeben, weshalb der Überbau mit insgesamt drei Gelenken untergliedert wurde, um die geplante Geometrie realisieren zu können. Damit ergab sich in den Achsen A–C ein Zweifeldträger mit einem 12 m langen Kragarm in Richtung Elbe (Gelenk I). Auf den Stützen D und E liegt ein Einfeldträger mit zwei Kragarmen (44 m lang in Richtung Elbe (Gelenk II) und 10 m lang in Richtung Neustadt (Gelenk III)). Zwischen beiden Kragträgern spannt der 64 m lange Strom-Einhängeträger. Ein weiterer, 48 m langer Einhängeträger wurde im Randfeld auf der Neustädter Seite konzipiert.

Das Bauwerk wurde für die Brückenklasse 60 bemessen [5]. Die Züge a und b überführten jeweils zweistreifige Richtungsfahrbahnen, Zug c eine zweigleisige Straßenbahntrasse. Die Züge a und c erhielten an ihren Außenseiten eine jeweils 3,2 m breite Gehbahn für Fußgänger und Radfahrer [13]. In den Hohlkästen wurden zudem Leitungen für Fernwärme, Gas, Strom und Wasser untergebracht.

3.2 Überbau in Längsrichtung

Die statischen Berechnungen wurden teilweise manuell und teilweise auf damals bereits vorhandenen elektronischen Rechenanlagen durchgeführt. Dies erleichterte v. a. die Berücksichtigung der sich stetig ändernden Querschnittswerte sowie von Einflüssen aus Kriechen, Schwinden und wechselnden Temperaturen. Für Spezialprobleme wurden Vergleichsrechnungen z. B. am Institut für Leichtbau Dresden oder der TU Dresden durchgeführt.

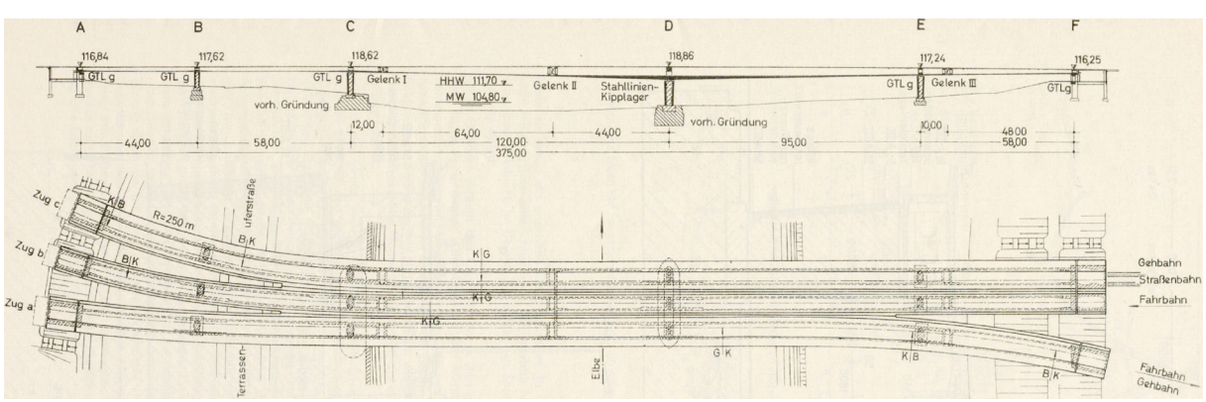


Bild 3 Längsschnitt und Grundriss der Carolabrücke Zeichnung: aus [10]

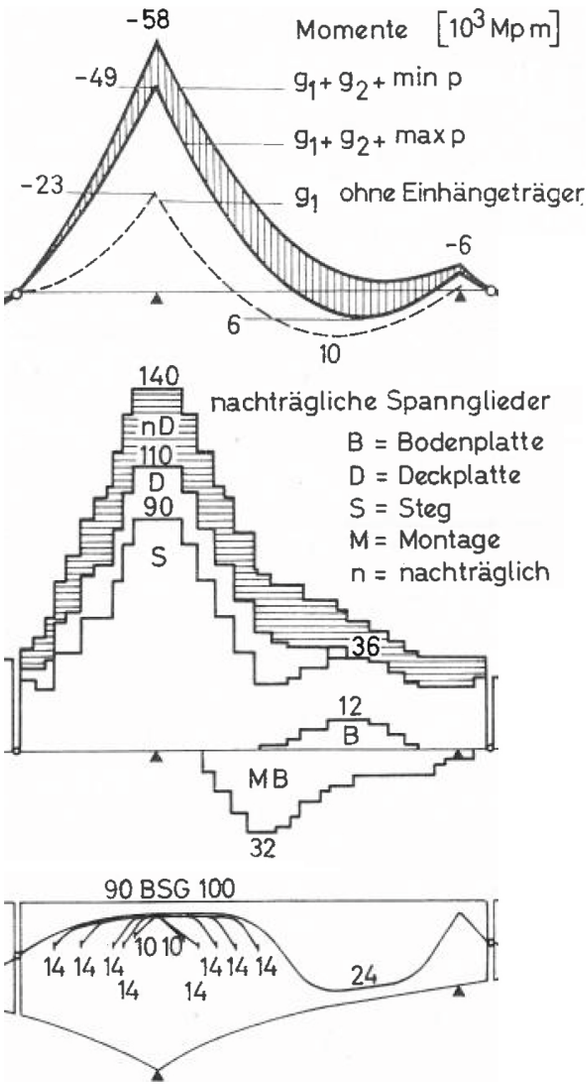


Bild 4 Neustädter Kragträger Zug b; Momentenverlauf für verschiedene Lastsituationen (oben), Summenlinien der Bündelspannglieder BSG 100 (Mitte) und Anzahl Stegspannglieder (unten)

Zeichnung: aus [10], mod.

Das Finden einer sinnvollen Spanngliedführung gestaltete sich schwierig. Einen Eindruck vermittelt Bild 4. Hier sind die Momentenverläufe für verschiedene Tragwerkzustände dargestellt. Im Bauzustand ohne Einhängeträger herrschen in 70 % des Feldes D–E bspw. positive Biegemomente, wohingegen im Endzustand klar die negativen Momente überwiegen. Erschwerend kamen nicht unerhebliche Kriech- und Schwindverformungen bereits während der Bauzeit hinzu. Um diese Problematik zu lösen, wurden drei verschiedene Arten Spannglieder eingesetzt: ständige Spannglieder für das Eigengewicht, Montagespannglieder für den Bauzustand und nachträgliche Spannglieder, die für den Endzustand aktiviert wurden. Im Bauzustand wurde bei dem zuerst hergestellten Zug c der stromseitige Kragarm (Gelenk II) mittels Splitt ballastiert, der in den Hohlkasten eingefüllt wurde. Dieses sehr aufwändige Vorgehen wurde dann später für die beiden weiteren Züge a und b durch die Verwendung von Montageabspannungen ersetzt. Mit der Ballastierung bzw. dem Abspannen wurde bewusst die Bewegung des Kragarmendes beeinflusst. Die statischen Berechnungen hatten für die verschiedenen Bauzustände Vertikalbewegungen am Kragarmende zwischen 24,9 cm nach oben bzw. 32,5 mm nach unten ergeben. Für den Endzustand wurden immer noch Bewegungen zwischen 14,5 cm nach oben bzw. 23,3 cm nach unten prognostiziert.

Die außerordentlich dichte Längsbewehrung im Stützquerschnitt Achse D – im oberen Teil die Spann- und im unteren die schlaffe Bewehrung – ist in Bild 5, links, exemplarisch für Zug b abgebildet. Rechts ist der Spannungsverlauf über die Querschnittshöhe für verschiedene Lastfälle zu sehen. Unter Eigenlast,

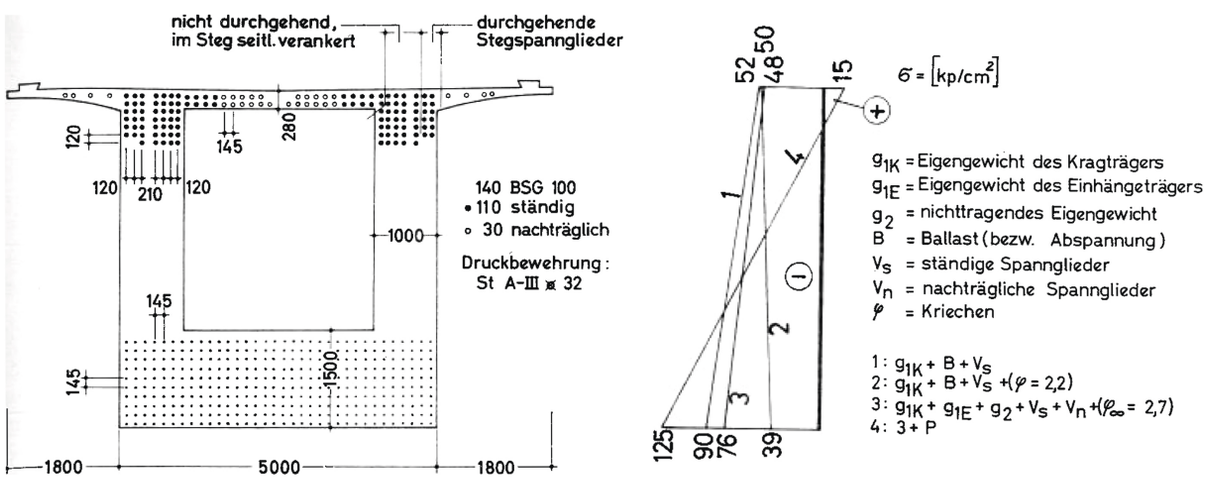


Bild 5 Anordnung von Spanngliedern und schlaffer Druckbewehrung (links) sowie Spannungsverteilung infolge verschiedener Lastkombinationen (rechts) im Stützquerschnitt Achse D, Zug b

Zeichnung: aus [10], mod.

Bild 6 Spanngliedzwischenverankerungen im Hohlkasten Zug a
Foto: Jenny Keßler (IMB TU Dresden)

Bild 7 Querträger in Achse C, Zug a mit Durchstiegsöffnung und Rohrleitungen
Foto: Silke Scheerer

Vorspannung (inkl. Kriechen und Schwinden) und Verkehr werden an der Querschnittsoberseite in geringem Maße Zugspannungen zugelassen, was einer beschränkten Vorspannung entspricht. Insgesamt wurden im Stützquerschnitt D in Zug b 140 Bündelspannglieder (BSG) 100 verbaut, in den benachbarten Zügen a und c sogar noch 40 bis 50 Spannglieder derselben Größenordnung mehr. Die 100 stehen für die Nennspannkraft je Bündelspannglied in Mp, was ca. 1 MN entspricht. Die Spanngliedlängen waren an den Momentenverlauf angepasst. Spannglieder, die nicht über die ganze Länge gingen, wurden in Konsolen in den Stegen sowie Boden- und Fahrbahnplatte verankert (Bild 4 unten und Bild 6).

In der Bodenplatte des Stützbereiches Achse D wurde massiv schlaffe Druckbewehrung in zehn Lagen eingebaut, um die Tragfähigkeit in der Druckzone des Querschnitts sicherzustellen. Der Bewehrungsgrad betrug hier 4 % und erreicht damit jenen von Stahlbetonstützen. Bügel dienten als Sicherung gegen Ausknicken.

3.3 Überbau in Querrichtung

In Querrichtung waren die Hohlkästen nur schlaff bewehrt. Den Schnittgrößen, die aus wechselnden Temperaturen entstanden, wurde besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Temperaturunterschiede rührten zum einen aus hohen Tages- und tiefen Nachttemperaturen her, zum anderen aber auch aus dem Betrieb der Fernwärmeleitungen, die im Innern der Brücke schlecht wärmeisoliert geführt wurden. Schnittgrößen im Querschnitt resultierten dann wiederum aus Zwang infolge behinderter Verformung des Kastens.

Über den Auflagern wurden jeweils Querscheiben angeordnet. Diese waren von diversen Öffnungen für den Durchstieg und die Leitungsführung durchbrochen (Bild 7). Für ihre Berechnung wurden Fachwerk- und Rahmenmodelle genutzt.

3.4 Gerbergelenke aus Stahlguss

Die jeweils drei Gelenke in den Überbauten sind Unikate. Üblicherweise wurden Gerbergelenke als Betonkonsolen mit Elastomerlagern ausgeführt. Für die Dresdner Brücke wurde ein Sondervorschlag (sog. Neuerervorschlag) zu „Stahlgelenken für Massivbrücken“ [14] eingereicht, nach dem die Gelenke dann auch ausgeführt wurden. Die Stahlgussteile wurden an den Stirnseiten der Stege der Kragarmenden und Einhängeträger nach dem Vorspannen der durchgehenden Stegspannglieder angebracht und mit mehreren Koppelbolzen an die verankerten Spannglieder gespannt (Bild 8). In [14] wurde neben Konstruktion und Spannvorgang auch eine Messanordnung zur Überprüfung

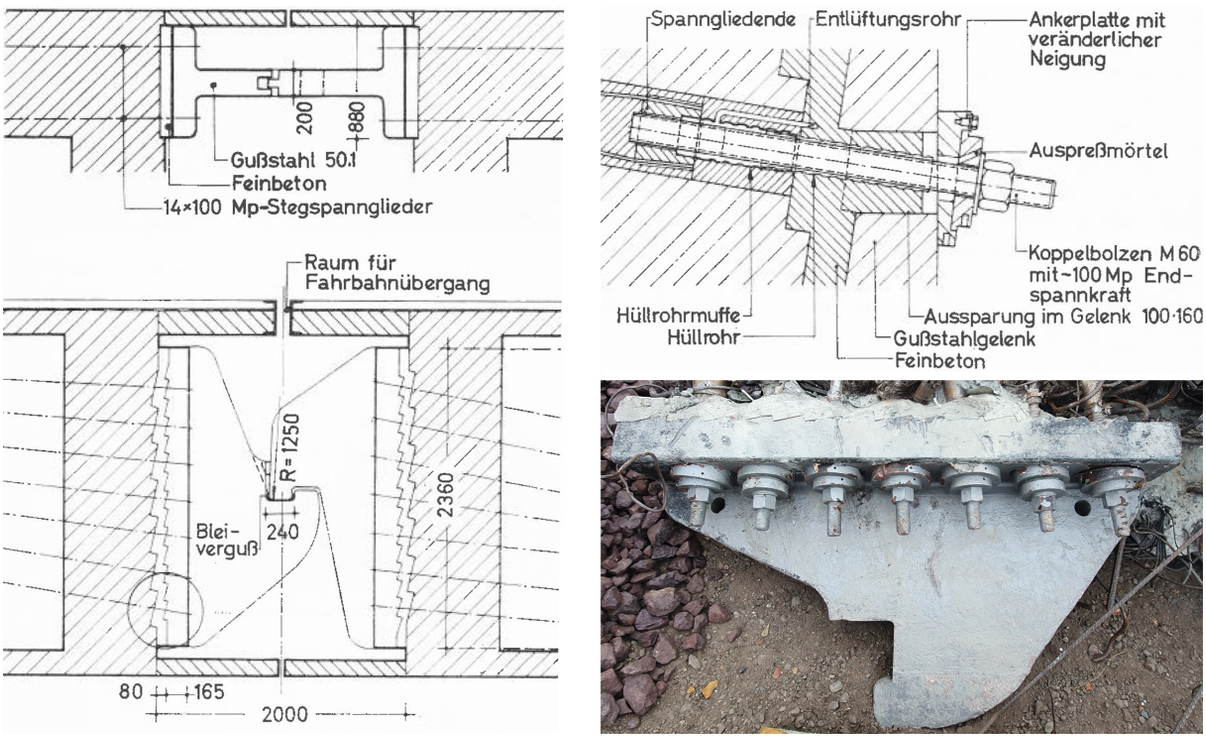


Bild 8 Gerbergelenke der Carolabrücke, links: Draufsicht und Ansicht, rechts oben: Detail der Verbindung Stahlgussteil–Steg, rechts unten: Teil des Gelenks I, Zug c, während des Abbruches
Zeichnungen: aus [10], mod.; Foto: Silke Scheerer

Bild 9 Querverbindung zwischen den Zügen a und b Foto: Silke Scheerer

der eingetragenen Kräfte in den Grundzügen beschrieben. Im Endzustand waren die Gelenke von außen nicht sichtbar, sondern wurden durch sogenannte „Betonschürzen" abgedeckt, die nachträglich anbetoniert wurden.

3.5 Querverbindung

In Höhe des Gelenks II sind die drei Einzelüberbauten durch einen Querriegel miteinander verbunden (Bild 9). Die konstruktive Durchbildung als Quergelenk ermöglicht neben Verdrehungen auch Längs- und Querbewegungen der Überbauten. Im Bauzustand ergab sich durch die Querverbindung die Möglichkeit, Höhenunterschiede zwischen den nacheinander hergestellten Überbauten mittels vertikaler Spannpressen auszugleichen. Im Endzustand war es Aufgabe der Querverbindung, Durchbiegungsunterschiede der drei sehr schlanken, separaten Hohlkästen infolge von Schwinden und Kriechen, Temperatur und Verkehr auszugleichen sowie Lasten quer zu verteilen und so die Mitwirkung der Nachbarüberbauten am Lastabtrag zu erzwingen.

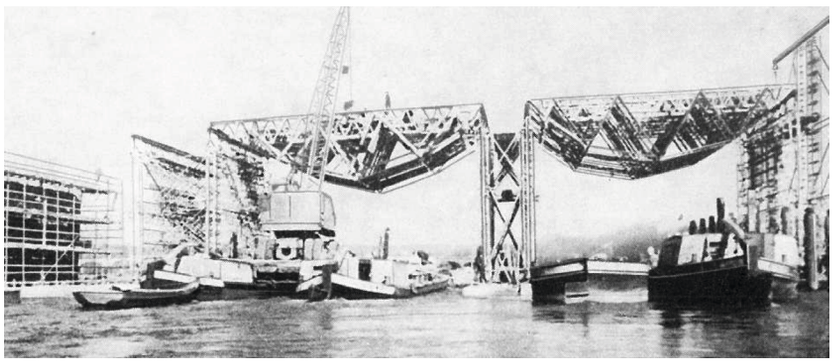


Bild 10 Montage des Lehrgerüsts über der Elbe
Foto: entnommen aus [15]

4 Bauausführung [15]

4.1 Bauablauf

1966 begann man mit der Beseitigung von 15.000 m³ Trümmermasse und von Restteilen der alten Carola-Brücke. Die Elbe teilte die Brückenbaustelle in zwei Teile, wobei der Großteil der Baustelleneinrichtung auf der Altstädter Seite platziert wurde. Personen wurden zunächst per Motorboot transportiert.

Bei der Errichtung der Widerlager und Pfeiler bzw. Stützen wurden soweit möglich die bestehenden Gründungen genutzt. Begonnen wurde mit Zug c und dem Abschnitt zwischen den Achsen A bis C auf der Altstädter Seite. Nach der Herstellung der Unterbauten wurde hier ein Lehrgerüst errichtet und der erste Teil des Überbaus hergestellt. Parallel dazu wurde der alte Pfeiler 3 im Strom abgetragen. Von Augenzeugen war bekannt, dass 1945 zwei Fliegerbomben im Bereich des geplanten Brückenneubaus in die Elbe abgeworfen worden waren [16]. Beim Abbruch des Pfeilers wurde im Mai 1967 eine dieser Bomben gefunden und geborgen. Die zweite Bombe wurde nun erst im Januar 2025 im Zuge der Abbrucharbeiten des eingestürzten Brückenzuges c entdeckt und entschärft [17]. Zwei weitere Blindgänger wurden am 27. und 28.01.2025 sichergestellt.

Anschließend wurden die Unterbauten in den verbliebenen Achsen erstellt und das Gerüst für den Neustädter Kragträger aufgebaut. Zwischen den beiden ersten Bauabschnitten errichtete man eine leichte Seilkonstruktion als Behelfsbrücke [18]. Diese diente dem Transport von Personen und der auf der Altstädter Seite hergestellten Bündelspannglieder. Außerdem wurden die Druckleitungen für den linkselbisch produzierten Frischbeton getragen. Die Einhängeträger bildeten den 3. und 4. Bauabschnitt.

Die Lehrgerüste wurden querverschieblich ausgebildet, um eine Mehrfachverwendung zu ermöglichen. Die unterschiedliche Krümmung der drei Überbauten im Grundriss war eine große Herausforderung. Im Flussbereich wurde das Lehrgerüst von Rammschuten aus erbaut, wobei eine auch einen Turmdrehkran trug (Bild 10). Die Einhängeträger wurden 20 cm über Solllage hergestellt. Nach dem Vorspannen der Einhängeträger wurden die Stahlgussbauteile der Gerbergelenke an die jeweiligen Stirnflächen angespannt. Die Spannkraft wurde in ausgewählten Bolzen mit einer Mikrometermessuhr ermittelt. Abschließend wurden die Einhängeträger mit Hilfe von Pressen in ihre endgültige Position abgesenkt.

Bild 11 zeigt die Carolabrücke während der Sanierung des östlichen Brückenzuges a (Herbst 2019 bis Sommer 2021).

4.2 Umgang mit dem Spannstahl

Als Spannbewehrung kamen ölschlussvergütete Spanndrähte St 140/160 aus Hennigsdorfer Produktion zum Einsatz [19], [20]. Die Nennfläche eines Spanndrahts betrug 50 mm². Im Zuge der Probennahme nach dem Einsturz von Zug c

Bild 11 Ansicht der Carolabrücke im Juni 2020 während der Sanierung des Zuges a
Foto: Stefan Gröschel (IMB, TU Dresden)

wurden darüber hinaus bei Zug b auch Drähte mit 40 mm² vorgefunden.

Die Bündelspannglieder wurden vor Ort vorgefertigt. Das Stahllager war in Massivbauweise ausgeführt, um den normativen Bestimmungen an den Korrosionsschutz gemäß [21] Rechnung zu tragen. Das Lager war beheizbar. Die Luftfeuchtigkeit wurde messtechnisch überwacht.

Je BSG 100 wurden zuerst 24 Einzeldrähte abgelängt. Auf das Stahlbündel wurde dann das Hüllrohr mittels Winden aufgezogen. Bei Längen über 50 m geschah dies abschnittsweise, und die Hüllrohre wurden entsprechend überlappt. Die längsten Spannglieder maßen immerhin 147 m (Kragträger auf der Neustädter Seite). Die Komplettierung mit den Verankerungsbauteilen (Konus, Manschette, Hüllrohrerweiterung) erfolgte entweder ebenfalls im Spannschuppen oder vor Ort an der Einbaustelle.

Um den Korrosionsschutz bestmöglich zu gewährleisten, bediente man sich verschiedener Maßnahmen von der Vorfertigung der BSG bis zum Verpressen der Bündel. Neben der bereits angesprochenen Temperierung und Feuchteüberwachung des Spannschuppens wurden die BSG im Zeitraum zwischen Betonage und Vorspannen in einem täglichen Rhythmus intensiv über die Einpress- und Entlüftungsöffnungen mit Kaltluft umspült. Dadurch sollte v. a. sich ansammelndes Tauwasser abgeleitet werden. Während der Kontrollen wurde visuell keine Rostbildung festgestellt. Nach Zeitzeugenberichten war bis zum Einbau der Spannglieder in die Schalung der Prozess weitestgehend kontrolliert. Ab dann sind die Korrosionsschutzmaßnahmen jedoch nur noch spärlich dokumentiert.

Mit dem Vorspannen wurde ca. sechs Tage nach Abschluss der Betonierarbeiten des jeweiligen Bauteils begonnen. Bei den Einhängeträgern erfolgte eine Teilvorspannung bereits am vierten Tag, um Schwindrissen vorzubeugen, 21 Tage nach Betonierende wurden Spannkraftverluste infolge von Kriechen und Schwinden durch Nachspannen ausgeglichen. Wird von normativen Vorgaben gem. GBL I Teil II Nr. 84 von 1967 „Anordnung über den Korrosionsschutz bei Spannbeton“ [21] abgewichen – hier heißt es in §7 Absatz (4), dass St 140/160 in Spannkanälen nicht länger als zehn Tage unverpresst bleiben darf –, so müssen besondere Maßnahmen gem. Absatz (7) [21] erfolgen. Aufgeführt werden hier Schutzgas im Hüllrohr, Schutzflüssigkeiten oder Warmluft. In jedem Fall bedurften diese Maßnahmen zur damaligen Zeit einer Zustimmung des Amtes für Messwesen und Warenprüfung oder der staatlichen Bauaufsicht des Ministeriums für Bauwesen.

4.3 Besonderheiten beim Betonieren

Die Carolabrücke wurde mit einem Normalbeton B450 konzipiert. Um eine gleichbleibende Betonqualität und -optik zu gewährleisten, wurden bspw. die Zuschläge in Vorratsboxen mit einem Fassungsvolumen von insgesamt 1.000 m³ gelagert. Um die Feuchtigkeit möglichst konstant zu halten, waren die Boxen mit einer Drainage versehen. Da nur wenige Erfahrungen mit der Pumpbarkeit und zum Schwindverhalten des B450 vorlagen, fanden im Vorfeld umfangreiche Technologietests statt.

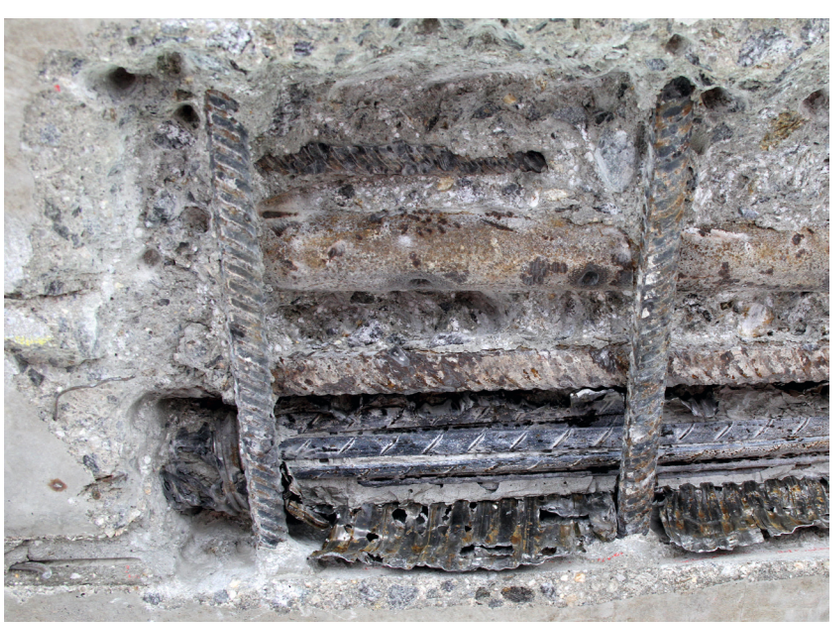


Bild 12 Beprobungsstelle Bodenplatte Zug b, Neustädter Seite, in Brückenlängsrichtung (horizontal im Bild) sind zwei Schlaffstähle, eine einbetonierte Rohrleitung und ein geöffnetes Spannglied zu sehen Foto: Silke Scheerer

Im Winter wurden die Zuschläge mit dampfführenden Rohrleitungen vorgewärmt. Außerdem wurde Warmwasser beim Mischen verwendet. Zudem war die Mischanlage eingehaust,

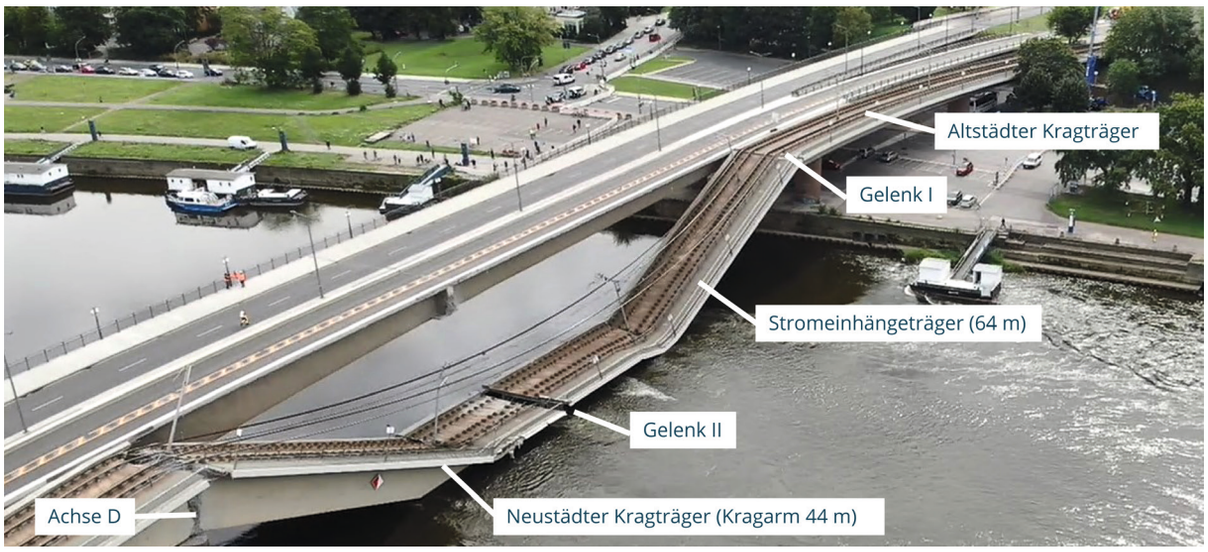


Bild 13 Zustand Carolabrücke kurz nach dem Teileinsturz von Zug c im September 2024
Grafik: MKP GmbH, [23], mod.

damit auch bei Temperaturen bis –15 °C Beton hergestellt werden konnte [22]. Bei großer Kälte wurde vor dem Betonieren Warmluft in die abgedeckte Schalung eingebracht, um eine zu schnelle Abkühlung des eingefüllten Frischbetons zu verhindern.

Zur Vermeidung von Schäden in der Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und Steg wurden beim Kragträger in Achse D infolge der erwarteten erheblichen Hydratationswärmeentwicklung Rohre zur Kühlung einbetoniert (Bild 12), die später wie die Hüllrohre der BSG ausgepresst wurden.

5 Teileinsturz im September 2024 und Ursachenforschung

In der Nacht vom 10. auf den 11. September 2024 stürzte der Brückenzug c der Carolabrücke ein. Zum Zeitpunkt des Teileinsturzes befanden sich glücklicherweise weder eine Straßenbahn noch Fußgänger oder Radfahrer auf dem Tragwerk. Die Verkehrslast betrug folglich Null. Im Folgenden werden die Erkenntnisse, die bis Anfang 2025 vorlagen und die zu großen Teilen im Rahmen der öffentlichen Sitzung des Bauausschusses der Stadt Dresden am 11.12.2024 präsentiert wurden, vorgestellt [23].

5.1 Rekonstruktion des Einsturzes

Die Untersuchungen zur Ursache des Teileinsturzes der Carolabrücke sind mittlerweile recht weit fortgeschritten. Es wurden verschiedenste Hypothesen überprüft und umfassende diagnostische und rechnerische Analysen durchgeführt. Auch den zahlreichen Hinweisen aus der Bevölkerung und von Fachleuten wurde akribisch nachgegangen. Die vorliegenden Zwischenergebnisse deuten darauf hin, dass wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion (s. Abschnitt 5.2) die Hauptursache für das Versagen der Spannglieder und nachfolgend des gesamten Tragwerks ist.

Es ist davon auszugehen, dass ein nicht unerheblicher Teil der Spanndrähte im Zug c bereits seit längerer Zeit geschädigt, zum Teil auch gebrochen war. Dies legen die Befunde, die in den nächsten Abschnitten vorgestellt werden, nahe. Der daraus resultierende Verlust an Steifigkeit des Überbaus Zug c führte dazu, dass die Querverbindung zu Zug b in Höhe des Gelenkes II immer stärker belastet wurde. Wir nehmen an, dass genau diese Querverbindung und die dadurch mögliche Lastumlagerung auf benachbarte Brückenteile möglicherweise lange Zeit einen Einsturz verhinderte.

Für einen sich stetig verändernden Spannungszustand waren v. a. die wechselnden Verkehrslasten und Temperaturen verantwortlich. Eine besondere Überlagerung aus Temperaturbeanspruchung und Verkehrslast führte vermutlich zu den entscheidenden Spanndrahtbrüchen, folglich zur weiteren Lastumlagerung und somit zur Überlastung der Querträgerverbindung in den Morgenstunden des 11. Septembers 2024. Im Moment des Versagens der gelenkigen Querverbindung war der Stützquerschnitt nicht mehr in der Lage, die entstehende Beanspruchung aufzunehmen.

In den zwei Wochen vor dem Einsturz war es in Dresden ungewöhnlich heiß. In der Nacht vom 10. auf den 11. September kühlte sich die Luft plötzlich sehr stark ab. Die Brückenoberseite verkürzte sich. Gleichzeitig wärmte das Elbwasser die Brücke weiterhin von unten. Dies führte zu hohen vertikalen Temperaturunterschieden und zu einer Aufwärtsbewegung der Kragarmenden der Kragträger. Diese Bewegung kann bspw. in den Daten der Gelenkspaltmessungen nachverfolgt werden. Die resultierenden Eigenspannungen auf Spanngliedebene waren bei Zug c etwas größer als bei Zug a, da Zug c keine puffernde Asphaltschicht besaß, die den Temperatureinfluss hätte dämpfen können.

Die Aufwärtsbewegung hat zu einer Entlastung der Querverbindung und damit einer Reaktivierung von Spannstahl über der Stütze D geführt. Infolge der dieser Bewegung entgegen wirkenden Verkehrslast durch die überfahrenden Straßenbahnen sind weitere Spanndrähte gebrochen. Der Kragarm Zug c stützte sich vermehrt auf die Querverbindung zu Brückenzug b ab. Letztendlich wurde die Konsole überlastet und riss ab, was in sofortiger Folge zum Versagen des Überbaus c in Achse D führte. Bild 13 zeigt eine Luftaufnahme des Bauwerks kurz nach dem Einsturz.

Die statischen Analysen der Carolabrücke haben bestätigt, dass das sehr schlanke Bauwerk mit einer sehr hohen Querschnittsauslastung entworfen, konstruktiv durchgebildet und erbaut wurde, vgl. [10]. Diese Besonderheiten standen einer ausgeprägten Rissbildung, die das Versagen hätte ankündigen können, entgegen. Entweder sind die Risse wegen des extrem stark bewehrten Zuggurts bei Achse D mit kaum merklicher Dehnungszunahme beim Ausfall einzelner Drähte nicht erkennbar oder aber die Rissbreiten bleiben planmäßig so klein, dass die Ankündigung eines für die Standsicherheit kritischen Zustands faktisch gar nicht oder erst viel zu spät stattfinden würde. Eine verlässliche Vorhersage z. B. nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium [24], [25] wäre mit den zulässigen und üblichen Methoden daher nicht möglich gewesen.

5.2 Spannungsrisskorrosion bei der Carolabrücke

Spannungsrisskorrosion (SpRK) wird als die initiale Hauptursache für den Einsturz des Brückenzugs c der Carolabrücke angesehen. Grundlegend kann wasserstoffinduzierte SpRK an hochfesten Spannstählen auftreten. Es müssen jedoch auch weitere Parameter gegeben sein. Maßgebend sind dabei meist Korrosionsvorgänge an den Spannstählen. Dafür ist eine zwingende Voraussetzung, dass der sogenannte Elektrolyt (z. B. ein Regen- oder Kondensattropfen und anderweitige Feuchtequellen) einen pH-Wert < 5 aufweist. Ist dies der Fall, erfolgt die kathodische Teilreaktion des Korrosionsprozesses unter Entstehung von Wasserstoff, infolge dessen es bei gleichzeitig auftretender Spannung zu einer Anrissbildung kommen kann. Kritisch in diesem Zusammenhang können auch eine unsachgemäße Behandlung der Stähle während des Transports oder auf der Baustelle sowie einwirkende Schadstoffe wie z. B. Chloride sein. Das sich daran anschließende Risswachstum durch wechselseitige Stimulation von Beanspruchung und Korrosion, ggf. mit einhergehender Querschnittsminderung trotz eines alkalischen Milieus durch den Verpressmörtel, kann wenige Tage, aber auch viele Jahre andauern, bis der Stahl schlussendlich durch Restgewaltbruch der verbliebenen Querschnittsfläche der betroffenen Drähte versagt.

Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion ist eine relativ seltene Korrosionsart. Sie kann generell an höherfesten Stahlwerkstoffen (Zugfestigkeit R_m > 800 MPa) auftreten [26]. Sie ist an das Vorhandensein von spezifischen Voraussetzungen gebunden. Hierzu zählen (1) ein Material, welches aufgrund seiner Zusammensetzung und Herstellung eine besonders hohe Anfälligkeit gegenüber dieser Art Korrosion aufweist, was auf ölschlussvergütete Spannstähle zutrifft, (2) das Vorhandensein eines Elektrolyten mit einem pH-Wert < 5 und (3) eine mechanische Zugbeanspruchung [27]. Alle diese Voraussetzungen waren bei der Carolabrücke in Summe gegeben.

Es ist sehr wahrscheinlich, dass der Mechanismus der SpRK trotz des gewissenhaften Umgangs mit dem Material während des Bauens in Gang gesetzt wurde und eine Verkettung mehrerer Umstände letztlich zu diesem Gesamtergebnis führte. Dazu zählen neben der nicht vorhandenen Umlagerungsfähigkeit von Kräften in den statisch bestimmten Einzeltragwerken auch die besonderen Bedingungen der Herstellung. So wurden in den Kragträgern die durchgehenden Stegspannglieder vorgespannt und unmittelbar danach verpresst. Die nachträglichen Spannglieder jedoch, die vor allem in der Fahrbahnplatte lagen und die späteren Lasten der Einhängeträger aufnehmen sollten, wurden zunächst teilvorgespannt und verweilten während der Herstellung des Stromein-

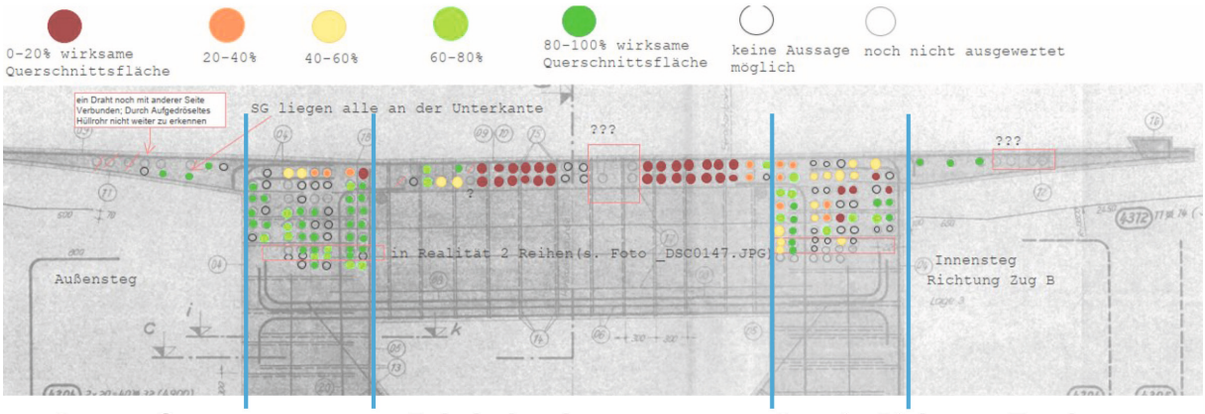
hängeträgers unverpresst im Hüllrohr. Es ist sehr wahrscheinlich, dass sich in dieser Zeit ein Zustand in den Hüllrohren einstellte, der die Bildung von Kondenswasser an den Hochpunkten ermöglichte. Die Wärmefreisetzung des erhärtenden Betons insbesondere der massiven Stege, die eingebauten Kühlleitungen zeugen davon, wirkte mit einem feuchtwarmen Klima im Hohlkasten sicherlich förderlich. Die Voraussetzungen für das Auftreten von wasserstoffinduzierter SpRK waren im Bauzustand also über einen längeren Zeitraum gegeben. Die aufgestellte These zu den Expositionsbedingungen der lange freiliegenden Spanndrähte im unverpressten Hüllrohr (v. a. in der Fahrbahnplatte) wird durch die festgestellten Schädigungsraten von nahezu 80 % und mehr gestützt.

Frühere Untersuchungen der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) hatten ergeben, dass bereits eine kurzzeitige Feuchtebeaufschlagung des Hennigsdorfer Spannstahls ausreichte, um den SpRK-Mechanismus und erste Anrisse zu initiieren. Daraus resultiert, dass die Anforderungen gemäß [21], Spanndrähte in Hüllrohren binnen zehn Tagen zu verpressen, ohne dabei besondere Schutzmaßnahmen zu applizieren, bei Tauwasseranfall keine Rissinitiierung verhindern können. Mit dem Verpressen kommt der Prozess zum Erliegen, da der pH-Wert infolge des alkalischen Verpressmörtels ausreichend hoch ist. Korrosionsprozesse zur Bildung einer schützenden Oxidschicht an den Spanndrähten erfolgen nun unter Reduktion von Sauerstoff, es findet keine Wasserstoffentwicklung statt. Nach Bildung dieser Oxidschicht und bei intaktem Hüllrohr erfolgt keinerlei Korrosion an den Spanndrähten. Eingetretene Anrisse stellen aber bereits die initiale Schädigung dar, die sich durch ermüdungswirksame Beanspruchungen bis zum Bruch der Spannstähle ausweiten können. Dieses Szenario ist für die Carolabrücke plausibel. Die Beanspruchung durch Straßenbahnen stellt hierbei ein wichtiges Indiz dar. Während die Flächenlasten einer Straßenbahn relativ gering sind, wirkten die relativ hohen Achslasten direkt und unmittelbar ermüdungswirksam auf den Brückenzug c ein. Aufgrund der Tragwerksdurchbildung wirkte sich dies besonders kritisch auf den stark beanspruchten Querschnitt in der Pfeilerachse D mit seiner hoch ausgelasteten Druckzone aus, wo ein fortschreitender Spannstahlausfall letztlich das finale Versagen einleitete.

In den Stunden nach dem Einsturz wurde so viel wie möglich im Bereich des Bruches dokumentiert. Besonders wertvoll erwiesen sich Fotos der Bruchstelle. Bild 14 zeigt im oberen Teil einen Auszug aus den Bauunterlagen. Farbig wurde der Zustand der gebrochenen Bündelspannglieder gekennzeichnet. Es wurde ein sehr diverses Bild vorgefunden. V. a. die Spannglieder in der Fahrbahnplatte waren zu einem großen Teil bereits seit langem geschädigt. Dies ist an den äußerst dunklen Bruchflächen vieler Spanndrähte sichtbar. Diese Brüche müssen bereits während des Baus oder kurz danach, in jedem Fall aber vor geraumer Zeit eingetreten sein (Foto links unten in Bild 14). Bei mikroskopischen Untersuchungen der Bruchflächen gebrochener Drähte der Carolabrücke an der BAM in Berlin wurden vereinzelt Mörtelanhaftungen vorgefunden, welche ein klares Indiz dafür sind, dass die betreffenden Brüche bereits vor oder bei dem Verpressen stattgefunden haben müssen.

Die zum Zeitpunkt des Teileinsturzes im Querschnitt D intakte Spannstahlfläche wurde im Fahrbahnplattenbereich bei mehr als 2/3 aller Spannglieder zu 0 bis 20 % bestimmt. Die BSG in den Stegen waren im Wesentlichen mit weniger Schäden behaftet, wobei der Zustand stromab besser als der stromauf war. Dabei ist festzuhalten, dass diese kein duktiles Bruchbild zeigten und somit nahezu alle gebrochenen Spanndrähte in Achse D eine Versprödung des Materials aufweisen. Drähte mit Anrissen besaßen die für SpRK typischen Anrisslinsen. Frische Bruchflächen waren metallisch glänzend ohne Korrosionsspuren (Foto rechts unten in Bild 14).

Wie aus den Aufnahmen der Bruchstellen ebenfalls erkennbar ist, wurde der eingebaute schlaffe Betonstahl wohl ohne größere Widerstände über lange Strecken aus dem Beton herausgezogen, was klar auf eine Verbundstörung hinweist. Die Gründe sind noch nicht völlig klar. Zum Teil könnten diese bis in die Herstellzeit der Brücke zurückreichen, wenn die Bewehrung beim Betonieren oder bereits während der Betonerhärtung begangen wurde oder die Betonage wegen der extrem engen Bewehrungslagen durch die Vielzahl an Spann- und Betonstahlbewehrung von vornherein kaum hohlraumfrei erfolgen konnte. Auch die detektierten Risse parallel zu den Spanngliedlagen, die später noch thematisiert werden, könnten die Verbundfestigkeit nachhaltig geschädigt haben. Dies ist umso schwerwiegender, weil in den aktuellen Richtlinien enthaltenen Nachweisen zum Ankündigungsverhalten sehr stark auf die Tragwirkung des von Spannungsrisskorrosion nicht betroffenen Betonstahls gesetzt wird.



Steg außen
Gezählt: 64 BSG
≤ 40 % Restfläche: 4 BSG
Geschädigt: ≥ 6,2 %

Fahrbahnplatte
Gezählt: 41 BSG
≤ 40 % Restfläche: 28 BSG
Geschädigt: ≥ 68,3 %

Steg in Richtung Zug b
Gezählt: 64 BSG
≤ 40 % Restfläche: 11 BSG
Geschädigt: ≥ 17,2 %

Bild 14 Ergebnisse der fotografischen Dokumentation des Spanngliedzustandes im Bruchquerschnitt Achse D Zug c (Stand Mitte Dezember 2024) Grafik und Fotos: MKP GmbH, [23], mod.

5.3 Bauwerksüberwachung bis 2024

5.3.1 Bericht über Messungen zu Beginn der 1990er Jahre [12]

Eine Voraussetzung für die Standsicherheit der Brücke war eine ausreichende Vorspannung der Koppelbolzen, mit denen die Stahlgussgelenke in Brückenlängsrichtung an die Stegspannglieder angeschlossen waren. Von den insgesamt 504 Bolzen der insgesamt neun Gelenke waren deshalb 121 als kontrollierbare Messbolzen ausgeführt worden.

Die höchste Zuverlässigkeit bei der Kraftmessung versprach man sich durch die Verwendung mechanischer Feinmessuhren. Aus der Dehnungsdifferenz zwischen Nullmessung und Messung unter Last wurde auf die vorhandene Bolzenkraft geschlossen. Die Bolzenkräfte waren im Zuge der Herstellung und dann erneut in den Jahren 1974, 1979, 1982 und wieder Anfang der 1990er Jahre bestimmt worden.

Bereits 1983 wurde eine klare Durchbiegung an Gelenk II beobachtet, die in der Zwischenzeit weiter zugenommen hatte. Mit der Messkampagne Anfang der 1990er Jahre sollten die Ursachen und die Auswirkungen auf die Nutzung des Bauwerks erkundet und verifiziert werden. Im Hohlkasten des Zuges c wurden Neigungen, Verschiebungen, Schwingungen und Temperaturen mit verschiedenen Messmitteln an unterschiedlichen Positionen erfasst. Wegen der jahreszeitlichen Schwankungen erfolgten die Messungen teilweise über einen Zeitraum von mehr als einem Jahr. Die wichtigsten Ergebnisse werden kurz vorgestellt.

Die Koppelbolzenkräfte schwankten in ihren Absolutwerten sehr stark und nahmen seit ihrer Vorspannung kontinuierlich ab. Die Abnahme verlangsamte sich aber im Verlauf der Jahre. Die für den Rückgang der Kräfte verantwortlichen Verformungen wurden auf Kriechen und Schwinden des Betons im Anschlussbereich zurückgeführt. Schäden an den Spannstählen waren zum damaligen Zeitpunkt nicht beobachtet worden. Dieser These mit entsprechend geeigneten Belegen ist man lange gefolgt und fand auch keinen Anlass, die Frage einer ausreichenden Standsicherheit zu stellen.

Die Überfahrt einer Straßenbahn bewirkte je nach Laststellung eine Durchbiegung von Gelenk II bis zu 12 mm nach unten und 3 mm nach oben. Für das globale Tragverhalten war dies nicht von Belang. Die Verformungen infolge kli-

matischer Temperaturunterschiede waren wesentlich größer und erreichte eine Spannweite von bis zu 65 mm innerhalb von 1,5 Tagen. Gegenüber der Nulllage betrugen die Durchbiegungen zwischen +20 mm (Bewegung nach oben) und –80 mm (nach unten). Auf der Basis der vorliegenden Messwerte und theoretischer Betrachtungen wurde abgeschätzt, dass sich das Gelenk II bis Anfang 1993 im Mittel um 30 cm nach unten bewegt hatte. Dies entspräche ca. 80 % der bis zum Ende der Nutzungszeit nach 80 Jahren insgesamt erwarteten mittleren Verformung.

Kritische Folgen für das Gesamttragwerk wurden nicht abgeleitet.

5.3.2 Ankündigungsverhalten

Das Thema Spannungsrisskorrosion ist nicht neu [28]–[30]. Aus den 1980er Jahren sind v. a. die Schadensfälle bei der Berliner Kongresshalle 1980 [31] und der Einsturz eines Binders bei einer Produktionshalle in Mannheim 1989 [30] bekannt. Daraufhin wurden diverse Anpassungen sowohl bei der Herstellung von Spannstählen als auch in den Entwurfsregelwerken zur Sicherstellung einer ausreichenden Robustheit von Spannbetonkonstruktionen eingeführt. Weiterhin wurde großer Wert auf das Vorhandensein eines Ankündigungsverhaltens derartiger Konstruktionen gelegt, z. B. [24], um ein kollapsartiges Versagen bei unbemerktem Spannstahlausfall zu verhindern. Aufgrund von Schadensfällen standen anfangs die vergüteten Spannstähle Neptun N40 (Felten & Guilleaume Carlswerke AG, Produktionszeitraum bis 1965) und Sigma (Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Produktionszeitraum bis 1978) im Fokus. Spätestens seit Mitte/Ende der 1990er Jahre ist auch bekannt, dass der bei der Carolabrücke verbaute, ebenfalls vergütete Hennigsdorfer Spannstahl empfindlich gegenüber dieser Art der Korrosion ist [32]. Er wurde bewusst 2011 in die Liste der gefährdeten Materialien nach Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion aufgenommen [25]. Die grundlegende Problematik für die Carolabrücke war bekannt. Normgerecht fanden regelmäßige Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [33] statt, zunächst ohne Auffälligkeiten. 1996 erfolgte eine erste Nachrechnung nach [24], in der das rechnerische Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden konnte.

Querrisse in der Fahrbahnplatte wurden erstmals im Jahre 2000 dokumentiert. Hierfür sind zwei Hauptursachen denkbar: übermäßige Kriechverformungen oder Versagen einzelner Spanndrähte in den Bündelspanngliedern (z. B. infolge von SpRK). Da die Kriechverformungen wegen der beobachteten Durchbiegungen des Tragwerks bekannt waren, vgl. Abschnitt 5.3.1, wurden diese als maßgebliche Ursache für die Risse angesehen. Dies war plausibel. Die Möglichkeit von unbemerkten Spannstahlbrüchen wurde nicht in Betracht gezogen. Die detektierten Risse wiesen sehr kleine Rissbreiten auf und wurden als nicht maßgebend angesehen. Da das Ankündigungsverhalten rechnerisch vorlag, waren für den Fall einer tatsächlichen Versagensvorankündigung größere Risse erwartet worden. Die durch den extrem hohen Bewehrungsgrad kaum wahrnehmbare Dehnungszunahme sowie die durch die hohe Auslastung eingeschränkte Rotationsfähigkeit v. a. des Stützquerschnitts in Achse D wurde nicht eingehend berücksichtigt. Ebenso wurde die entlastende Tragwirkung in Querrichtung durch die gelenkige Querverbindung am Gelenk II unterschätzt bzw. nicht berücksichtigt. Das wechselseitige Stützen der Überbauten führte zwangsläufig zu einer geringen Rissbreitenveränderung bei kritischer Schädigung eine Zuges.

Die Berechnung der Dauerfestigkeit des Spannstahls ergab keine Defizite. Zu den weiteren durchgeführten Maßnahmen gehörte die Messung der Rissbewegungen, um die Betrachtungen zur Dauerschwingfestigkeit zu untermauern. Ab 2004 wurden Fugenspaltmessungen am Gelenk II durchgeführt. Aus heutiger Sicht waren diese für die Beurteilung eines Vorankündigungsverhaltens allerdings ungeeignet.

5.3.3 Chloridbeanspruchung

Erwähnt sei, dass Teile der drei Überbauten, v. a. zwischen den Achsen D und E, auch Schäden infolge chloridinduzierter Korrosion aufwiesen. Als Hauptursache wurde seinerzeit eine beschädigte Entwässerungsleitung angesehen. Diese Schäden waren instandgesetzt worden, indem ein zerstörungsfreier elektrochemischer Chloridentzug (CITec Concrete Improvement Technologies GmbH, Dresden) erfolgte und die Oberflächen im Hohlkasteninneren zusätzlich rissüberbrückend versiegelt wurden. Im Zuge der Bauwerkserkundung im Herbst 2024 wurden korrodierte Spanndrähte und schlaffe Bewehrung vorgefunden. Diese waren aber nicht versagensursächlich.

5.4 Bauwerkserkundung seit Herbst 2024

In den letzten Monaten wurde eine Vielzahl an Materialuntersuchungen in situ an den Zügen a bis c und im Labor durchgeführt. Teilweise

wurden auch verschiedene zerstörungsfreie Prüfverfahren angewendet, um diese hinsichtlich ihrer Aussagekraft vergleichen zu können. Neben der Erforschung der Ursachen für den Einsturz wurden weitere Ziele verfolgt. Aus den Informationen über Material und Bauwerkszustand sollen:

- ❑ die Schadensursache und der Hergang des Einsturzes aufgeklärt werden,
- ❑ eine Beurteilung der Züge a und b (Straßenbrücke) z. B. im Hinblick auf eine (temporäre) Weiternutzung möglich sein,
- ❑ Rückschlüsse auf weitere Bauwerke mit vergleichbaren Problemen gezogen werden können,
- ❑ realistische Zustandsinformationen gewonnen werden, die bspw. für eine Rückbaustatik relevant wären.

Bohrkernentnahme. Anhand von Bohrkernen können bspw. das Betongefüge, die Tiefe von Rissen und die Betonfestigkeit beurteilt werden.

Öffnung von Spanngliedern und **Entnahme von Verpressmörtel und Spanndrähten.** An mehreren Stellen wurden bei allen drei Zügen Spannglieder geöffnet. Dies erlaubte punktuell die Beurteilung des Zustands der Hüllrohre und des Verpresszustandes. Der Hüllrohrzustand reichte von metallisch blank bis zu klar ersichtlichen Korrosionsstellen, jedoch keine großflächigen Durchrostungen. Der Verpresszustand war i. d. R. ausgezeichnet und hohlraumfrei, ein Beleg für eine sorgfältige Bauausführung. Der visuelle Zustand der Spanndrähte reichte von einwandfrei bis zu Drähten mit Korrosionserscheinungen. Teilweise festgestellte Korrosionsschäden in Form von Abrostungen an Bewehrung sind vermutlich auf chloridinduzierte Korrosion zurückzuführen, die aber nicht versagensursächlich war (s. Abschnitt 5.3.3). Für die Messung der Residualspannung wurden vor dem Durchtrennen eines Drahtes ein Dehnmesstreifen an diesem appliziert, um aus der Rückdehnung auf die vorhandene Spannung schließen zu können (Bild 15). Hierbei ergab sich eine große Streubreite von spannungslos bis zu Restspannungen im erwarteten Bereich.

Aktuell werden weitere Proben untersucht, um Aussagen über die Verteilung von Anrissen in Längsrichtung der Drähte zu erfahren.

Remanenzmagnetismus (oder magnetische Streufeldmessung). Mit diesem Verfahren können zerstörungsfrei Stahlbrüche oder größere Abrostungen geortet werden. Dafür wird der Untersuchungsbereich magnetisiert. Mittels Sonden wird an der Oberfläche die magnetische Flussdichte gemessen und in Form von Schwarz-Weiß-Bildern visualisiert. An einem Bruch bilden sich klar erkennbare magnetische Nord- und Südpole aus (sogenannte Dipolbildung). Diese Unregelmäßigkeit wird optisch als charakteristischer Schwarz-Weiß-Wechsel sichtbar. [34]

Die magnetische Streufeldmessung wurde durch Fachleute der Firma Ingenieure für das Bauwesen, Prof. Hillemeier & Knapp GmbH, Berlin durchgeführt. Ziel war die zerstörungsfreie Feststellung des Schädigungsgrads in

Bild 15 Beprobungsstelle in der Bodenplatte des Überbaus Zug b, links DMS für die Rückdehnungsmessung und rechts Durchtrennen des instrumentierten Drahtes mittels Dremel

Fotos: Silke Scheerer

ausgewählten Bereichen der drei Überbauten. Verdachtsstellen wurden v. a. beim Überbau von Zug b gefunden. Nach Öffnung von drei dieser Stellen wurden bei zweien teils massive Drahtbrüche festgestellt. In einem der geöffneten Spannglieder waren bspw. neun von 24 Einzeldrähten gebrochen. Allerdings wurden Drahtbrüche auch dort vorgefunden, wo es keinen Verdacht gegeben hatte, was an den Anwendungsgrenzen des Verfahrens liegt. Die Detektionsgenauigkeit des Verfahrens wird durch den Abstand zwischen der Sonde und dem untersuchten Spannglied beeinflusst. Um die Auflösung zu erhöhen, wurde daher bspw. die Asphaltschicht von der Fahrbahnplatte bei den Zügen a und b entfernt. Unter diesen Randbedingungen können Schäden der Spannglieder erkannt werden, wenn mindestens 20 % aller Drähte in einem Querschnitt gebrochen sind. Dies ist aber auch bei stark geschädigten Spanngliedern nicht zwingend der Fall, da die Brüche sehr oft beliebig über die Stablänge verteilt auftreten.

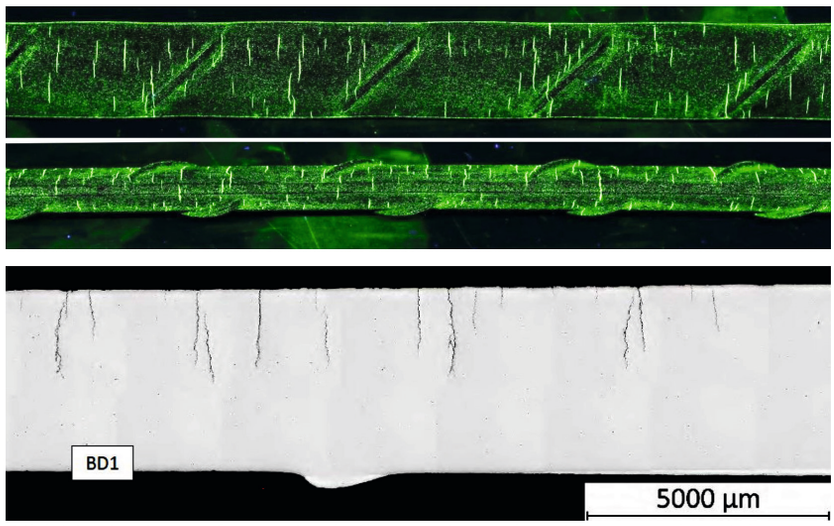


Bild 16 Anrissprüfung mittels fluoreszierendem Magnetpulver (oben) und Längsschliff (unten) bei zwei aus der Carolabrücke entnommenen Drähten Fotos: BAM Berlin, [23]

Magnetpulverprüfung. Hierbei wird ein Werkstück im Labor mit einem Prüfmittel auf Öl- oder Wasserbasis, welches fluoreszierende Magnetpulverpartikel enthält, benetzt. Während das Werkstück magnetisiert wird, lagern sich die magnetischen Partikel an Anrissen infolge der Magnetfeldänderung ab. Mittels einer UV-Leuchte können diese Ansammlungen in einem abgedunkelten Umfeld sichtbar gemacht werden. Die Magnetpulverprüfungen an Drähten der Carolabrücke wurden an der BAM in Berlin durchgeführt. Bild 16 oben zeigt einen dieser Drähte unter UV-Licht. Es sind enorm viele Anrisse zu sehen, die eindeutig auf Spannungsrisskorrosion zurückgeführt werden können. Unten im Bild wird ein Längsschliff eines Spanndrahtes gezeigt, wo ebenfalls sehr gut die typischen Anrisse zu sehen sind. Von den bis Mitte Dezember 2024 untersuchten 37 Proben wiesen 25 Anrisse auf. Dabei wurde bei der überwiegenden Anzahl der untersuchten Drähte aus Zug c derartige Vorschäden festgestellt.

Zugprüfungen am Spannstahl. In ersten statischen Tastversuchen im Otto-Mohr-Laboratorium (OML) der TU Dresden wurden Zugfestigkeiten ermittelt, die leicht über den Sollwerten der TGL 101–036, Blatt 1 [19] lagen. Das plastische Verformungsvermögen war gegenüber den normativen Vorgaben klar vermindert, was auf eine Versprödung des Materials hinweist. Eine Anrissprüfung war im Vorfeld nicht durchgeführt worden. Weiterführende Untersuchungen zum Zugtragverhalten von aus der Carolabrücke entnommenen Spanndrähten sind derzeit in Planung.

Weitere Untersuchungsergebnisse. Im Zuge der akribischen Inspektion der Überbauten wurden Risse im Beton parallel zu den Spanngliedern gefunden. Diese Risse waren teilweise bereits bekannt, wurden aber nie weiter thematisiert. Es gibt verschiedene Hypothesen für deren Ursache, hier sind die Untersuchungen noch nicht abgeschlossen. Es kann aber festgestellt werden, dass bei anderen Brückenbauwerken, die wegen SpRK außer Betrieb genommen wurden, gleichartige Risse auf größere Spannstahlschäden hingewiesen hatten.

Im Weiteren wurden auch **statische Berechnungen** zur Tragfähigkeit und zum Schadenshergang bis zum Bruch durchgeführt, auf die in diesem Beitrag aber nicht näher eingegangen wird.

6 Fazit und Ausblick

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Brücke entsprechend den anerkannten Regeln der Technik geprüft und überwacht worden und dennoch das Versagen ohne Vorwarnung eingetreten ist. Folglich ergibt sich die

Notwendigkeit, die Regeln zur Überwachung und Prüfung kritisch zu hinterfragen und – sofern erforderlich – anzupassen. Aussagen über das Bauteilinnere lassen sich nur schwer bis gar nicht treffen. Mit den üblichen Verfahren im Rahmen von Bauwerksprüfungen ist es nicht möglich, den Zustand der Spannstähle zutreffend und umfassend zu beurteilen, solange keine äußeren Veränderungen wie Risse an den Oberflächen der Spannbetonbauteile oder untypische Verformungen der Bauteile erkennbar sind. Jedoch wären Kenntnisse zum Spannstahlzustand aber enorm wichtig, wie der Teileinsturz der Carolabrücke, aber auch andere sich derzeit unter Beobachtung oder im Rückbau befindliche Spannbetonbrücken zeigen.

Daher ist der Erkennbarkeit von Rissen als Indiz einer Vorankündigung eines drohenden Versagens unabhängig von der Rissbreite eine besondere Bedeutung beizumessen. Die Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [25] definiert folgerichtig, dass nicht einsehbare Querschnitte, z. B. im Stützbereich, wenn dort durch Beläge oder elastische Beschichtungen eine unmittelbare Rissdetektion nicht möglich ist, als nicht nachgewiesene Querschnitte im Sinne des Ankündigungsverhaltens gelten. Eine faseroptische Überwachung der Stützbereiche könnte hier Abhilfe schaffen. In den seinerzeitigen Empfehlungen zum Nachweis des Ankündigungsverhaltens [24], die bei der Carolabrücke Anwendung fanden, waren derartige Unterscheidungen noch nicht enthalten.

Mit dem rechnerischen Vorankündigungsverhalten wird nachgewiesen, ob das Spannbetonbauteil auch bei unbemerktem und schrittweise ablaufendem Spannstahlausfall genügend Tragreserven entwickeln kann, um ein kollapsartiges Versagen abzuwenden. Hierbei spielt die gegenüber SpRK nicht sensitive Betonstahlbewehrung eine entscheidende Rolle, um bei ordnungsgemäßer Verankerung eine möglichst ausreichende Resttragfähigkeit gewährleisten zu können. Parallel zu den Bewehrungseinlagen verlaufende Risse können die Verbundwirkung genauso nachhaltig einschränken wie eine zu dünne Betondeckung, weshalb auf das Auffinden von Parallelrissen und die Messung der Betondeckung für das Ankündigungsverhalten eine bedeutendere Rolle zugeschrieben werden sollte.

Bei der Carolabrücke wurden Längsrisse auffällig, deren Ursache bisher nicht vollständig geklärt ist. Neben Temperaturzwängungen im Kastenquerschnitt könnten auch Ringzugkräfte infolge Rückverankerung gebrochener Spanndrähte verantwortlich sein. Bei anderen Bauwerken mit Spannungsrisskorrosion wurden derartige Risse ebenfalls bekannt und mit der Rückverankerung in Verbindung gebracht, so bei der Elsenbrücke in Berlin und der Brücke Altstädter Bahnhof in der Stadt Brandenburg an der Havel [35]. Die Handlungsanweisung legt hingegen den Schwerpunkt auf eine Biegerissbildung und untergeordnet auf Längsrisse.

Messtechnische Methoden, wie z. B. das Schallemissionsmonitoring zur Erfassung von Spanndrahtbruchereignissen sind seit längerer Zeit bekannt, blieben jedoch weitestgehend eine Sonderlösung im Rahmen objektbezogener Überwachungen. Eine breitere Akzeptanz und Einführung dieser Methoden sollte angedacht werden. Die Richtlinie SE-05 der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) legt hierfür einen wichtigen Grundstein [36], [37].

Das abschließende Gutachten zum Einsturz des Zuges c der Carolabrücke und dessen Ursachen ist derzeit noch in der Erstellung und wird voraussichtlich Ende März 2025 vorliegen. Parallel hat der Bund über die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) das Forschungsvorhaben „Erkundung und Verifizierung der Ursachen des Versagens der Carolabrücke mit Blick auf die Überprüfung und eventuelle Überarbeitung von Regelwerken für Betonbrücken“ (FE-Nr. 15.0729/2024/HRB) initiiert, in dem die Auswirkungen der Erkenntnisse aus dem Einsturz der Carolabrücke auf andere Bauwerke untersucht werden soll.

Mit dem Wissen über das spröde Versagensrisiko der Spannbewehrung ist eine Wiederinbetriebnahme der Züge a und b (Straßenbrücke) nicht zu verantworten. Diese Entscheidung wurde in vielfacher Hinsicht erörtert und gut abgewogen, da die Carolabrücke ein essentieller Bestandteil des Dresdner Straßennetzes war. Es wurde u. a. eine Probebelastung in Erwägung gezogen. Allerdings wurden in beiden Überbauten der Züge a und b Schadensmuster ähnlich zu Zug c festgestellt, welche einen fortgeschrittenen Schädigungszustand auch bei diesen Teilbauwerken anzeigen. Darüber hinaus wurde wegen des befürchteten extrem spröden Versagensmechanismus bei der hier vorliegenden wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion eine Probebelastung als zu riskant eingeschätzt.

Weitere Überlegungen betreffen die zeitnahe Gewährleistung der Unterquerung der bestehenden Züge a und b – betroffen sind Fuß- und Radwege, die Straße am Terrassenufer und die Elbe selbst als internationaler Schifffahrtsweg. Voraussetzung ist die messtechnische Überwachung mindestens im Bereich der Strombrücke und ggf. die temporäre Abstützung von Brückenteilen in beiden Uferbereichen. Beim Monitoring fiel die Wahl auf die Schallemissionsanalyse (SEA), mit welcher neue Drahtbrüche registriert werden können, s. z. B. [36]–[39]. Ein solches Monitoring wurde bereits zeitnah nach dem Teileinsturz über der Stütze D bei den Zügen a und b installiert. Eine Erweiterung auf den gesamten Strombereich zwischen den Achsen C und D erfolgte im Januar 2025. Diese Art Messung wird auch bei anderen Bauwerken durchgeführt. Ein Beispiel ist die Brücke über die Gleise der Deutschen Bahn im Zuge der Königsbrücker Straße in Dresden. Daten aus SEA und von verteilten faseroptischen Sensoren werden hier seit November 2023 erfasst. Signale, die auf eine fortschreitende Spanndrahtschädigung hinweisen, wurden bisher nicht aufgezeichnet [40]. An der Hochbrücke Budapester Straße, ebenfalls in Dresden, wird aktuell ein SE-Monitoring installiert.

Um den vollständigen Rückbau der Carolabrücke wird man nicht umhinkommen. Die Planung und Umsetzung eines Neubaus werden derzeit von der Stadt Dresden vorbereitet. Ziel ist ein schnellstmöglicher und wirtschaftlicher Wiederaufbau. Auch ein Entwurfswettbewerb ist im Gespräch.

Kurz vor Drucklegung dieses Beitrags wurden weitere Spanndrahtbrüche in den Zügen a und b durch das Schallemissionsmonitoring detektiert. Damit wird der komplette Abbruch der Brücke immer dringlicher. Eine Entscheidung über das Ermöglichen ausgewählter dringender Transporte per Schiff soll zeitnah getroffen werden. [41]

Dank

Die Autoren danken allen Personen, die ihr Wissen und ihre Erfahrungen im Zusammenhang mit der Ursachenerforschung mit uns geteilt haben. Dank gilt des Weiteren den an der Probensicherung, Probennahme und an Detailuntersuchungen mitwirkenden Firmen, Laboren und den Beteiligten der Stadt Dresden, von MKP und des Otto-Mohr-Laboratoriums der TU Dresden. Die Arbeiten im Rahmen der Bauwerkserkundung seit Herbst 2024 werden sowohl durch die Stadt Dresden, das Land Sachsen (Sächsisches Staatsministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr – SMWA) und den Bund (BASt) finanziert. Jakob Vogt vom IMB der TU Dresden danken wir für die Unterstützung bei der Zusammenstellung relevanter Literatur.

Literatur

[1] Oelsner, N.: Die Dresdner Elbbrücke im Mittelalter und in der frühen Neuzeit. In: Dresdner Geschichtsverein e.V. (Hrsg.): Dresdner Elbbrücken in acht Jahrhunderten, erschienen in: Dresdner Hefte 26 (2008) 94, Dresden: Michael Sandstein, Grafischer Betrieb und Verlagsgesellschaft mbH, 2008, S. 5–14.

[2] Dresdner Geschichtsverein e.V. (Hrsg.): Dresdner Elbbrücken in acht Jahrhunderten, erschienen in: Dresdner Hefte 26 (2008) 94, Dresden: Michael Sandstein, Grafischer Betrieb und Verlagsgesellschaft mbH, 2008.

[3] Liste der Elbquerungen in Dresden unter: https://de.wikipedia.org/wiki/Liste_der_Elbquerungen_in_Dresden inkl. weiterführender Links ebenda.

[4] Hirsch, E. (Regisseur): Carola-Brücke Dresden, Sprengung des alten Brückenträgers am 7. März 1952 [Archivtitel]. BR Deutschland, Kurz-Dokumentarfilm, 1952 – abrufbar unter: https://www.filmportal.de/node/1726836/video/1731223.

[5] Slavik, V.: Studienwettbewerb für die neue Elbebrücke in Dresden. Bauplanung – Bautechnik 18 (1964) 3, S. 124–135.

[6] Peschel, R.: Verkehrsplanerische und verkehrstechnische Gestaltung der Nord-Süd-Verbindung in Dresden. In: Bau der Nord-Süd-Verbindung in Dresden : Erinnerungsschrift, Dresden, 1971, S. 10–14.

[7] Fiedler, E.: Straßenbrücken über die Elbe in Deutschland : eine Darstellung der historischen Entwicklung dieser Brücken. Dresden, 2005.

[8] Kantschew, T.: Das geplante „Gauforum Dresden“ – Werkzeug zur Massenmanipulation – Gigantomanie des deutschen Faschismus. Publiziert bei Das neue Dresden – https://www.das-neue-dresden.de/gauforum.html, 2005 inkl. spätere Ergänzungen.

[9] Wikipediaeinträge zur Bebauung auf der Neustädter Seite: https://de.wikipedia.org/wiki/Sächsisches_Staatsministerium_der_Finanzen und https://de.wikipedia.org/wiki/Sächsische_Staatskanzlei#Gebäude.

[10] Berger, R.; Franke, M.; Thürmer, E.: Projektierung der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. DIE STRASSE 11 (1971) 6, S. 266–277.
[11] Schlimper, H.: Festansprache. In: Bau der Nord-Süd-Verbindung in Dresden : Erinnerungsschrift, Dresden, 1971, S. 1–3.
[12] Schleicher, C.: Langzeituntersuchungen an der Carolabrücke Dresden. Bautechnik 71 (1994) 1, S. 15–22.
[13] Kriesche, K.: Entwurfs- und Bauvorgaben für die Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. DIE STRASSE 11 (1971) 6, S. 264–277.
[14] Gremler, A.; Fischer, K.-H.; Thürmer, E.: NV 84/69 „Stahlgelenke für Massivbrücken". Eingereicht beim Büro für die Neuererbewegung (BfN) am 15.12.1969, angenommen am 20.02.1970.
[15] Fleischer, H.; Göbel, W.; Haffner, P.; Kluge, P.; Kamjunke, K.-H.; Riedrich, W.; Römhild, H.; Steglich, K.: Bauausführung der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. DIE STRASSE 11 (1971) 6, S. 278–290.
[16] Zeitzeugengespräch von Jakob Vogt (IMB, TU Dresden) mit Dipl.-Ing. Hilmar Uhlich, Bauleiter Carolabrücke von Januar 1967 bis September 1968, im Oktober 2024.
[17] Endt, C.; Schloms, M.; Kuhn, H.; Berndt, H.; Anders, F.; Siebert, P.; Schneider, A.; Just, J.: Weltkriegsbombe an der Carolabrücke: Dresden für mehr als einen Tag im Ausnahmezustand. Sächsische Zeitung online, 09.01.2025.
[18] Fischer, K.-H.; Göbel, W.: Seilkonstruktion als Behelfsbrücke. DIE STRASSE 10 (1970) 6, S. 334–337.
[19] TGL 101–036, Blatt 1: Spannstahl St 140/160 ölschlußvergütet Stahlmarken Technische Lieferbedingungen. 01.08.1966–31.12.1968.
[20] TGL 101–036, Blatt 2: Spannstahl St 140/160 ölschlußvergütet oval schräg gerippt Abmessungen. 01.08.1966–31.12.1968.
[21] Anordnung über den Korrosionsschutz bei Spannbeton vom 19. August 1967. Erschienen in: Gesetzblatt der Deutschen Demokratischen Republik, Teil II Nr. 84, Ausgabetag: 08.09.1967, S. 588–592.
[22] Riedrich, W.: Winterbauprobleme beim Bau der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. Bauplanung – Bautechnik 25 (1971) 9, S. 453–455.
[23] Aufzeichnung der Sondersitzung des Bauausschusses am 11.12.2024, abrufbar unter https://www.dresden.de/de/rathaus/politik/stadtrat/stadtratssitzung-live3.php und dort von Steffen Marx gehaltener Vortrag: Carolabrücke – Ursache und Hergang des Teileinsturzes. MKP GmbH, 2024.
[24] Bundesministerium für Verkehr (BMV, Hrsg.): Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. 07/1993.
[25] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). 06/2011.
[26] Kuron, D. (Hrsg.): Wasserstoff und Korrosion : Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr. Hubert Gräfen. Erschienen in: Bonner Studien Reihe 3, Bonn: Verlag Irene Kuron, 1986.
[27] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Bauverlag, 1995.
[28] Analyse und Auswertung von Schadensfällen bei Spannstählen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 308 (1980), S. 1–195.
[29] Mietz, J.; Nürnberger, U.; Beul, W.: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle. Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE 15.209 R91P, 2 Teile: BAM-Bez.: Vh 1341 und FMPA – Nr. 34-10566, Berlin/Stuttgart, 1994.
[30] Nürnberger, U.; Beul, W.: Abschlussbericht zum BMV-Vorhaben FE 15.209: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle, Teil 2 – Untersuchungen der FMPA (FMPA-Nr. 34-10566), Stuttgart, 1994.
[31] Schlaich, J.; Kordina, K.; Engel, H.-J.: Teileinsturz der Kongresshalle Berlin – Schadensursachen, zusammenfassendes Gutachten. Beton- und Stahlbetonbau 1980 (75) 12, S. 281–294.
[32] Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrißkorrosion. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) 7, S. 195–200 – DOI: 10.1002/best.199800370.
[33] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
[34] INGENIEURE FÜR DAS BAUWESEN Prof. Hillemeier & Knapp GmbH (Hrsg.): Magnetische Streufeldmessung – Zerstörungsfreie Ortung von Brüchen und Rissen in der Spannbewehrung. Infobroschüre,

download unter: https://zerstoerungsfreie-pruefungen.de/media/infobroschuere_zum_rm-verfahren_dt_jan_2023.pdf.
[35] Kaplan, F.; Steinbock, O.; Saloga, K.; Ebell, G.; Schmidt, S.: Überwachung der Brücke am Altstädter Bahnhof. Bautechnik 99 (2022) 3, S. 222–230 – DOI: 10.1002/bate.202200008.
[36] DGZfP-SE 05:2024-05: Detektion von Spanndrahtbrüchen mit Schallemissionsanalyse.
[37] Fiedler, M.; Pirskawetz, S.; Kaplan, F.; Holst, R.; Saloga, K.; Schmidt, S.; Sodeikat, C.: Detektion von Spanndrahtbrüchen mit Schallemissionsanalyse – Die neue Richtlinie SE 05 der DGZfP. Beton- und Stahlbetonbau, 120 (2025) 2, S. 150–164 – DOI: 10.1002/best.202400098
[38] Fricker, S.: Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken. Dissertation, ETH Zürich, 2009 – DOI: 10.3929/ethz-a-006512388.
[39] Käding, M.; Marx, S.; Schacht, G.: Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): 2023 BetonKalender, Berlin: Ernst & Sohn, 2023, S. 745–777 – DOI: 10.1002/9783433611180.ch15.
[40] Fiedler, M.; Deepe, P.; Schacht, G.; Zdanowicz, K.: Faseroptik und Schallemission bei Spannungsrisskorrosion – Eine innovative Anwendung an der Brücke über die Anlagen der DB AG im Zuge der Königsbrücker Straße in Dresden. In: Marx, S.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 13. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 19.03.2025 in der Messe Dresden, Dresden, 2025, 12 S.
[41] Carolabrücke: Abbruch wird ohne Ausschreibung direkt vergeben. Meldung vom 21.02.2025, https://www.dresden.de/de/rathaus/aktuelles/pressemitteilungen/02/pm_050.php.

Alle Internetverweise wurden am 21.02.2025 geprüft.