

02
2017

Konstruktiver Ingenieurbau

Mauerwerksbau

Umbau einer
denkmalgeschützten
Sandstein-Gewölbebrücke

Stahlbau

Tragwerk St. Pauli
Stadiondach

Beurteilung von
bestehenden Stahltragwerken
aus alten Baustählen

Grundbau

Brückenwiderlager aus
Kunststoff-Bewehrter
Erde (KBE) – Grundlagen
und Anwendungsbeispiele

Holzbau

aquabasilea –
Holz und Stahl im Stresstest

Erdbebensichere
Passivhaus-Residenz

Baurecht

Baukostenobergrenzen –
ein Risiko auch für Ingenieure



Peter Simchen, Frank Purtak, Jens Hirche

Umbau einer denkmalgeschützten Sandstein-Gewölbebrücke

Entwurf, statisches Modell und Erfahrungen zehn Jahre danach

Die schadhafte Carolabrücke über die Prießnitz in der Dresdner Albertstadt war unter Beachtung denkmalpflegerischer Auflagen umzubauen. Dabei sollten die Pfeiler, Widerlager und Gewölbebögen aus sächsischem Sandstein instand gesetzt und der Überbau erheblich verbreitert werden. Gleichzeitig wurde eine Erhöhung der Tragfähigkeit erforderlich. Berichtet wird über die Entwurfslösung, das gewählte statische Nachweisverfahren sowie über die Erfahrungen nach zehnjährigem Betrieb der umgebauten Brücke.



Bild 1: Fotogrammetrische Aufnahme aus dem Jahr 1965

Einführung und Konstruktion

Ausgangssituation

Die Prießnitzbrücke wurde 1874/75 im Zusammenhang mit dem Bau der Dresdner Albertstadt, einer der damals größten zusammenhängenden Kasernenanlagen Deutschlands, errichtet. Sie wurde nach Carola von Wasa-Holstein-Gottorp (1833-1907), der Gemahlin von König Albert I. und letzten Königin Sachsens, benannt und trägt so, wie auch die erst zwanzig Jahre später errichtete Dresdner Elbebrücke, den Namen Carolabrücke.

„Die Kosten betragen 360.000 Mio. unter dem Eindruck damals hoher Baupreise.“ [1]

Die 77 m lange Brücke (Bild 1) führt die als Hauptachse angelegte Stauffenbergallee (früher Carolaallee) über das 20 m tief eingeschnittene Tal der Prießnitz. Die Gewölbebrücke mit drei 14,50 m weit gespannten Bögen wurde aus sächsischem Sandstein gebaut. Hinter den Widerlagern war je ein weiterer Entlastungsbogen mit 8,00 m lichter Weite vorhanden, die von den Flügelmauern verdeckt und in der Ansicht unsichtbar waren.

Hinter den im Talgrund stehenden Widerlagern wurden Straßendämme aus örtlich anstehendem Feinsand aufgeschüttet. Talseitig ist die Böschung bis 2:1 steil geneigt und mit Deckwerk aus Pläner, Kalk- und Sandstein befestigt.

Die flachgegründeten Pfeiler und Widerlager bestehen aus hammerrechtem Schichten- bis Bruchsteinmauerwerk, sogenannten „Horzeln“, aus Sand- und Kalkstein mit 30 cm starker Sandstein-Quadervormauerung. Gewölbebögen und Stirnmauern wurden aus Sandstein-Quadermauerwerk errichtet.

Die ursprüngliche Auffüllung wurde bei einem Umbau, vermutlich zwischen den beiden Weltkriegen des vorigen Jahrhunderts, entfernt und durch Längsrippen und eine Fahrbahnplatte aus Stahlbeton ersetzt. Die so geschaffenen Hohlräume wurden für die Überführung zahlreicher Ver- und Entsorgungsleitungen genutzt. Insbesondere die Fernwärme- und Hochdruck-Gasleitungen haben eine hohe Versorgungsbedeutung.

Die Brücke zeigte fortschreitende Schäden, hauptsächlich Setzungsschäden infolge

unzureichender Tragfähigkeit der Feinsand-Aufschüttungen und -Hinterfüllungen sowie Mauerwerksschäden durch defekte Abdichtung und Entwässerungseinrichtungen. Eine im Jahr 2000 durchgeführte Hauptprüfung ergab die Zustandsnote 3,8, wobei eine schnell voranschreitende Schädigung festgestellt und die Instandsetzung dringend empfohlen wurde. Für die bereits stark deformierten Entlastungsgewölbe bestand Einsturzgefahr.

Aufgabenstellung

Mit der Realisierung des Verkehrszuges Waldschlößchenbrücke im Dresdner Nord-Osten sollte die Stauffenbergallee vierspurig ausgebaut und eine Straßenbahntrasse in Mittellage angelegt werden. Neben der Instandsetzung war hierfür eine Verbreiterung der Brücke von 19,30 m auf 27,95 m notwendig. Gleichzeitig musste die Tragfähigkeit von Brückenklasse 30/30 auf 60/30 DIN 1072 erhöht werden, wobei zusätzlich Straßenbahnlasten und Schwerlasten bis 155 t Gesamtmasse und 12 t Achslast zu berücksichtigen waren.

Einer vorangegangenen Machbarkeitsstudie [2] zufolge wurde der Umbau als realisierbar

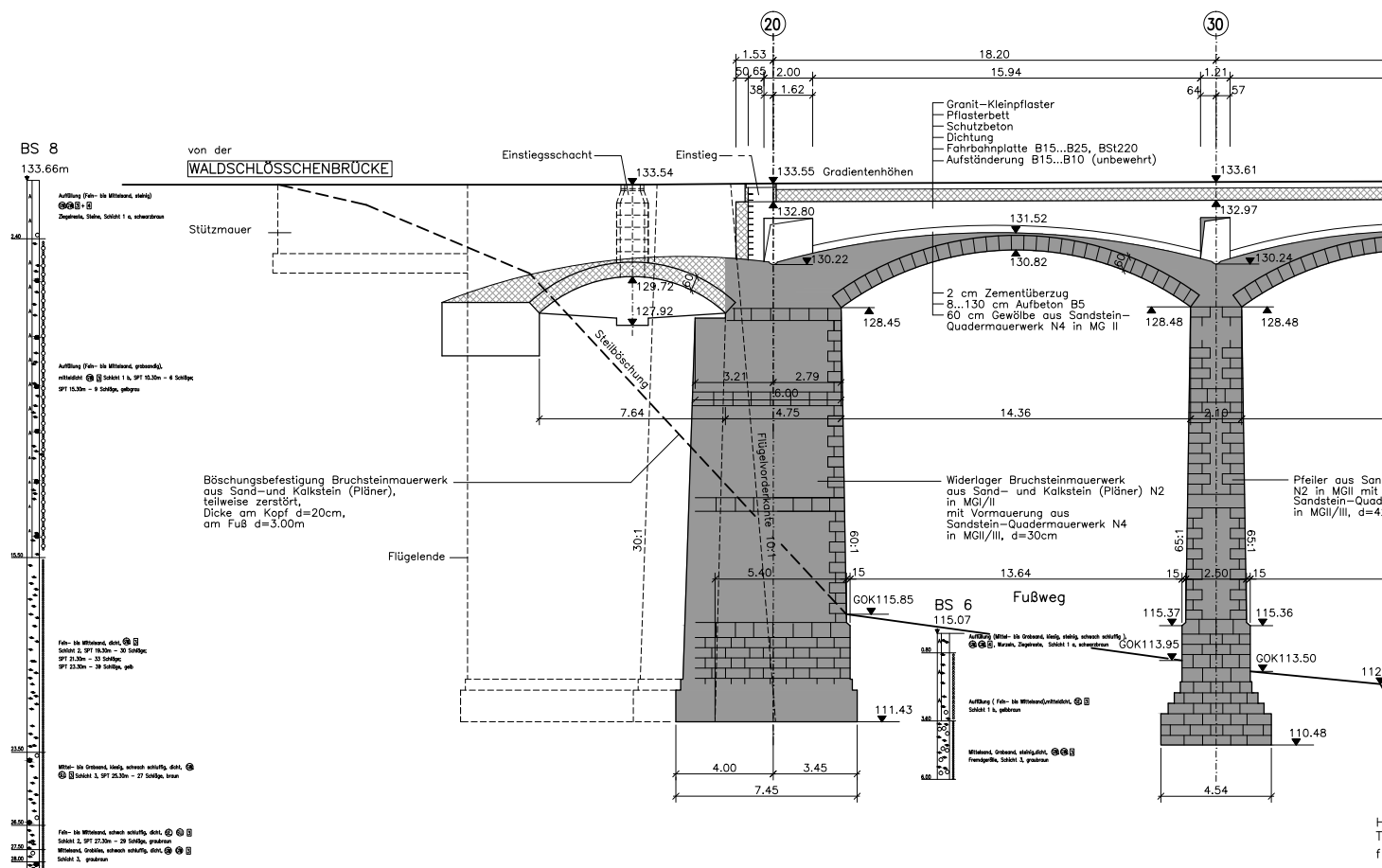


Bild 2: Längsschnitt des Bestands und nach dem Umbau

und kostengünstiger als ein Neubau, für den 12,2 Mio. DM veranschlagt wurden, eingeschätzt. Ein Ersatzneubau an gleicher Stelle schied aus Gründen des Denkmalschutzes ohnehin aus.

Entwurf

Um das denkmalgeschützte Bauwerk in seiner wesentlichen Erscheinungsform und Substanz zu erhalten, erfolgte die Brückenverbreiterung durch eine selbsttragende Überbauung (Bild 2). Mit dem Abbruch der Fahrbahnplatte und der Längsrippen wurde über dem Gewölbe ausreichende Konstruktionshöhe für einen separaten Brückenüberbau geschaffen, der in der Ansicht durch die vorhandenen Stirnwände verdeckt ist. Die Verbreiterung erfolgte durch beidseitige Kragplatten, die über die zu erhaltende Stirnmauern ragen.

Die Querschnittsausgestaltung des Überbaues ergibt sich aus den Zielstellungen

- einer halbseitigen Bauweise unter Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs mit einer mindestens 3,00 m breiten Fahrspur je Richtung,
- der Unterbringung zahlreicher vorhandener und zukünftig erforderlicher Versorgungsleitungen und

→ der geforderten Begehrbarkeit von Hohlräumen.

Gewählt wurde ein vierstegiger Plattenbalkenquerschnitt aus Stahlbeton (Bild 3), der in zwei Bauabschnitten halbseitig hergestellt und unter Verkehr genommen werden kann. Zwischen den Stegen verläuft auf dem Gewölberücken jeweils ein Wartungsgang. Außerdem ist ausreichend Raum für die Überführung von Versorgungsleitungen vorhanden.

Über den Widerlagern und Pfeilern wurden lastverteilende Auflagerbalken angeordnet, auf denen der Überbau ruht. Die 60 cm dicken Gewölbe aus Sandstein-Quadermauerwerk werden damit nur noch durch ihr Eigengewicht und einen 10 bis 130 cm mächtigen Aufbeton der Festigkeit B5 belastet. Der Überbau reicht bis hinter die Brückenden und ist dort auf Pfahlböcken gelagert. Sie bestehen aus je neun bis zu 24 m langen Großbohrpfählen mit Durchmesser 1,20 m, welche die Lasten in den unter der Feinsandauffüllung anstehenden Kies abtragen. Um die an den Pfeilerköpfen angreifenden Horizontalkräfte möglichst klein zu halten, wurden Topfgleitlager

gewählt. Die auftretenden Lagerreibungskräfte sind geringer als die von üblichen Verformungslagern verursachten Lagerückstellkräfte. Die Bremskräfte aus Straßen- und Straßenbahnverkehr werden vom Pfahlbock in Achse 10 aufgenommen.

In den Planungszeitraum fiel 2000 die Entscheidung der Dresdner Verkehrsbetriebe, auf die Straßenbahntrasse aus wirtschaftlichen Gründen vorerst zu verzichten. Allerdings sollte deren optionale Nachrüstung weiterhin vorbereitet werden. Damit reduzierte sich die erforderliche Brückenverbreiterung von geplant 8,65 m auf 1,70 m, also 85 cm auf beiden Seiten. Eine nachträgliche Verlängerung der Kragarme und das Ausfräsen des Gleisbettkoffers in Mittellage wurden statisch und konstruktiv berücksichtigt.

Später wurden dann mit dem 2007 begonnenen Bau der Waldschlösschenbrücke über die Elbe und dem anschließenden Tunnel unter der Bautzner Straße Tatsachen geschaffen, die das Nachrüsten der Straßenbahntrasse nicht mehr ermöglichen.



Bild 4: Herstellung der Auflagerbalken auf der abgeräumten südlichen Brückenhälfte im Juli 2002

Statischer Nachweis mit dem Stützlinien-Traglast-Verfahren

Belastung

Die Berechnung der Straßenbrücke erfolgte im Jahr 2000 auch für die bestehende Gewölbekonstruktion anhand des Lastmodells SLW 60/30 nach DIN 1072 [3]. In der Hauptspur sind $33,3 \text{ kN/m}^2$ auf 6 m Länge anzusetzen; die Restfläche ist mit 5 kN/m^2 so zu belasten, dass die Beanspruchung ungünstig wird. Bei Bögen ist hier für den Nachweis in der Regel die halbseitige Belastung maßgebend.

Die Temperaturbeanspruchung wird im Beispiel nicht angesetzt, da das Gewölbe diese Zwängungsspannungen über die Fugen sofort abbaut. Interessiert die Beanspruchung aus Temperatur dennoch besonders, beispielsweise für den Winterfall, so ist im Modell nach Aufprägung der Eigenlast („Vorspannung“) erst die Temperaturlast anzusetzen, bevor die Verkehrslast eingeleitet wird. Sollte eine klassische Bogenkonstruktion aus schadfreiem Mauerwerk unter Temperaturbeanspruchung nicht nachweisbar sein, dann liegt dies eher am gewählten Berechnungsmodell als an der über Jahrhunderte hinweg bewährten Konstruktion!

Statisches Modell

Mit bekannter Geometrie wird das Berechnungsmodell nachfolgend mit finiten Scheibenelementen im ebenen Verzerrungszustand generiert. Nach Eingabe der Parameter zur Geometrie teilt der interne Netzgenerator das Gebiet in finite Elemente [4] ein (Bild 5). Um die nichtlinearen Untersuchungen bezüglich der Rechenzeit zu optimieren, kann bei der Voruntersuchung des Modells eine grobe Vernetzung genügen. Bei der Dokumentation ist das Netz entsprechend zu verfeinern. Empfehlenswert sind mindestens vier finite Elemente in Bogendickenrichtung.

Die Modellierung der Widerlager und Pfeiler erfolgt mit Hilfe eines elastischen Kontinuums. Die Sohlflächen dieser Gründungskörper sind vertikal und horizontal mit den jeweiligen Federsteifigkeiten in horizontaler und vertikaler Richtung gelagert. Eine mögliche Klaffung der Sohlfuge für eine über die erste Kernweite hinausgehende Resultierende lässt sich alternativ mit Einbau von Kontaktelementen, die keine Zugspannungen übertragen, berücksichtigen.

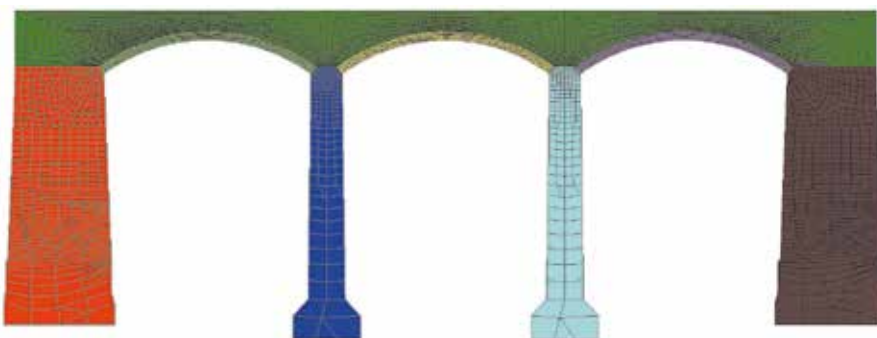


Bild 5: FE-Netz (Material) mit Verfeinerung im Bogenbereich

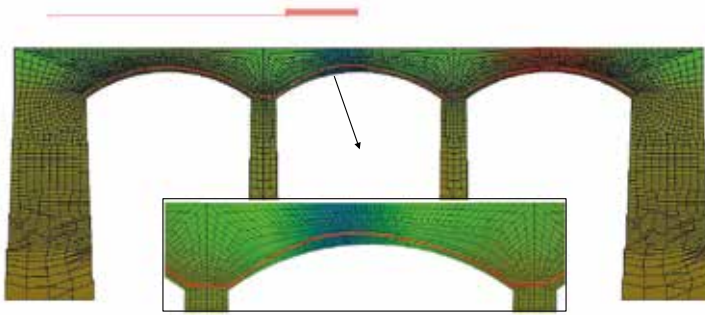


Bild 6: Laststellung mit zugehöriger Stützlinie im rechnerischen Bruchzustand

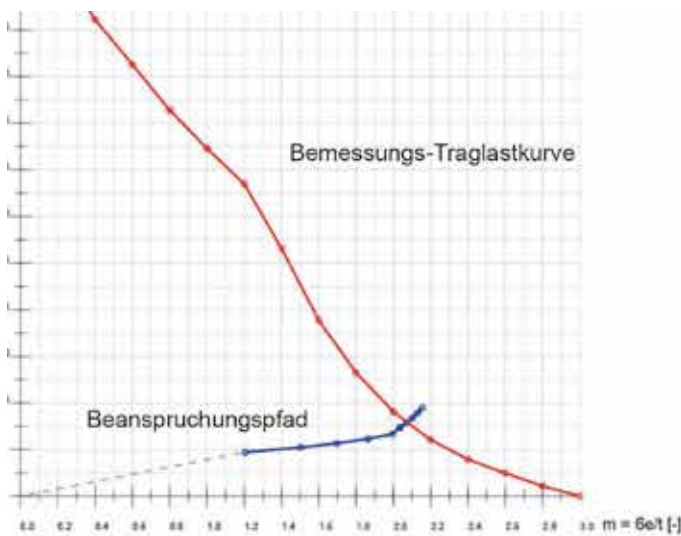


Bild 7: Bemessungs-Traglastkurve und Beanspruchungspfad des maßgebenden Schnittes

Die Steifigkeiten von Widerlagern und Pfeilern sind mit deren elastischen Kennwerten und der realen Querschnittsgeometrie abzubilden. Auflagersteifigkeiten zur Simulation des Baugrundes sind praktikabel über Federlagerungen ansetzbar. Dabei ist vom Planer zu berücksichtigen, dass die Bogenkonstruktion nur mit relativ steifen Widerlagern nachweisbar ist. Eine zu gering gewählte Steifigkeit führt zwangsläufig zum rechnerischen Versagen des Bogens, auch dann, wenn die Konstruktion offenbar in gutem Zustand ist.

Ermittlung der Stützlinie

In jeder Fuge wird die resultierende Normalkraft mit zugehöriger Ausmitte berechnet [5, 6] und grafisch als Stützlinie dargestellt (Bild 6). Eine Überprüfung der Stützlinie ist mit Hilfe eines einfachen Modells (z.B. mit

linear-elastischem Stabwerksbogen) möglich, solange die Resultierende innerhalb der ersten Kernweite liegt (bezogene Ausmitte $m = 6 \cdot e/t \leq 1$) und keine Strukturnichtlinearität durch Rissbildung mit klaffenden Fugen auftritt.

Die Stützlinie wird für jede Laststellung und Einwirkungskombination ermittelt. Programmintern ergibt sich aus der Vielzahl aller Stützlinien diejenige mit dem größten Ausnutzungsgrad der Konstruktion.

Nachweis mit Traglastverfahren

Die Bögen bestehen aus qualitativ hochwertig gemauertem Quadermauerwerk [7]. Das Traglastverfahren beruht einerseits auf dem Beanspruchungspfad (N, m) aus schrittweiser Laststeigerung und andererseits auf der

Tragfähigkeit des Mauerwerks unter ausmitiger Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve). Die Teilsicherheitsbeiwerte werden für die Steinzug- und Steindruckfestigkeit mit $\gamma_{z,St} = 1,8$ und $\gamma_{d,St} = 1,3$ angesetzt [8]. Die Bemessungswerte zur Ermittlung der Bemessungs-Traglastkurve ergeben sich folglich zu:

Stein:

$$\text{Druckfestigkeit: } f_{d,St,d} = \frac{31,50 \text{ N/mm}^2}{1,30} = 24,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Zugfestigkeit: } f_{z,St,d} = \frac{1,54 \text{ N/mm}^2}{1,80} = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

Mörtel:

$$\text{Druckfestigkeit: } f_{d,St,d} = \frac{8,00 \text{ N/mm}^2}{1,00} = 8,00 \text{ N/mm}^2$$

Die Bemessungs-Traglastkurve der Mauerwerksfestigkeit für die gegebenen Geometrie- und Materialparameter zeigt Bild 7.

Ergeben sich für alle zu untersuchenden Einwirkungskombinationen mit kompletter Lastaufprägung ($\gamma_{LM1} = 1,30$) für jede Fuge nur Beanspruchungspfade unterhalb der zugehörigen Traglastkurve ohne jeglichen Schnittpunkt mit dieser, dann liegt nirgends ein rechnerischer Bruchzustand bzw. Versagenszustand als Gelenkkette vor. Der Nachweis ausreichender Standsicherheit für die Bogenkonstruktion ist damit erbracht. Die Pfeiler und Widerlager werden in einer Nachlaufberechnung, z.B. zum Grundbruch, nachgewiesen.

Am Bogen 2 der Brücke wird die Verkehrslast aus SLW 60/30 bis zum Dreifachen ($\gamma_{rechn.} = 3,0$) gesteigert; der Bruch tritt beim Teilschritt 7,13 von 10 ein. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch bei $\gamma_{Bruch} = 7,13/10 \cdot 3,0 = 2,14$. Mit Hilfe des Stützlinien-Traglast-Verfahrens beträgt der Ausnutzungsgrad η der Brückenkonstruktion für das Lastmodell SLW 60/30:

$$\eta = \gamma_{SLW} / \gamma_{Bruch} = 1,30 / 2,14 = 0,6 < 1,0$$

Nachweis erfüllt!

Die Bauzustände werden am „abgeräumten“ Bogen für die Belastung durch einen 10t-Kettenbagger untersucht. Die Eigenlast ist somit minimal und die unsymmetrische Belastung im Viertelpunkt führt zu einer großen Ausmitte der Stützlinie. Bild 8 zeigt mit überhöhter Darstellung die klaffenden Fugen sowohl im Last- als auch Kämpferbereich.

Eine Lastverteilung der Verkehrslast in Quer- richtung ist hier am „abgeräumten“ Bogen nur möglich, wenn keine Längsrisse im Gewölbe vorhanden sind und der Verband mit annähernd „Halbsteinüberdeckung“ gemauert wurde.

Ergebnisbewertung

Die dargestellte Berechnung an einer Straßenbrücke zeigt, dass mit moderner Rechen- technik die Tragfähigkeit von Bogenbrücken sehr anschaulich mit dem Stützlinien-Trag- last-Verfahren nachweisbar ist. Nach Ermitt- lung der Stützlinie, bei räumlichem Modell der Stützfläche, sind für jede Laststellung und Einwirkungskombination die zugehöri- gen Normalkräfte und Ausmittigkeiten und daraus der Beanspruchungspfad aus Laststei- gerung in jedem Bogenquerschnitt bekannt. Das nichtlineare Verhalten aus belastungs- abhängiger Rissbildung mit sich öffnenden Fugen ist aus dem Beanspruchungspfad ersichtlich.

Der Schnittpunkt von Beanspruchungspfad und Bemessungs-Traglastkurve gibt den rechnerischen Bruchzustand an. Eine mög- liche Tragreserve ist nach Berücksichtigung von Lastfaktoren und gegebenenfalls eines Schwingbeiwertes sofort ersichtlich. Lässt sich die Bemessungslast im Iterationsprozess nicht vollständig aufprägen, so ist das Versa- gen zuvor durch Gelenkkettenbildung cha- rakterisiert und die Materialfestigkeit wird nicht erreicht. Dieses Systemverhalten gleicht dem Versagen schlanker Mauerwerkswände und ist bei sehr hohen Festigkeiten, z.B. bei Granitmauerwerk, denkbar. Wird von keiner Einwirkungskombination weder die Materi- alfestigkeit erreicht noch eine Gelenkketten- bildung verursacht, so ist die Standsicherheit ebenfalls nachgewiesen.

Erfahrungen aus den ersten zehn Jahren nach dem Umbau

Kommunale Baulastträger haben als Betrei- ber von Brücken und anderen Ingenieur- bauwerken eine abweichende Sicht auf Ersatzneubauten oder grundhaft instand gesetzte Bauwerke als Entwurfsplaner, Bau- leiter oder Bauunternehmer. Sie fokussieren sich neben Tragfähigkeit und Verkehrssicher- heit besonders auf Dauerhaftigkeit, gerin- gen Wartungsaufwand, Konfliktfreiheit an den Grundstücksgrenzen, gute Prüfbarkeit und reibungslosen Alltagsbetrieb. Während der Regelnutzungsdauer auftretende Pro- bleme haben bei Ersatzneubauten selten

konstruktive Ursachen. Sie sind vielmehr auf Mängel bei Stoff- und Ausführungsqualität oder auf Verarbeitungsfehler zurückzuführen. Bei sanierten Bauwerken dominieren eher Probleme, die in Folge denkmalrechtlicher Auflagen, konstruktiver Kompromisse oder gar Änderungen des statischen Systems entstanden sind.

Hier macht die Priebnitzbrücke im Verlauf der Stauffenbergallee keine Ausnahme. Nachfol- gend werden Beispiele für gestiegenen War- tungs- und Überwachungsaufwand in Folge des Umbaus näher erläutert und Schadensbil- der vorgestellt, die für erheblichen Überwa- chungs- und Untersuchungsaufwand sorgen.

Erheblicher Mehraufwand bei Wartung und Instandhaltung ist der Meisterei nach der Sanierung entstanden, weil im Zuge der Bau- maßnahme über 130 laufende Meter Vogel- einflugschutznetze (Bild 9) montiert werden mussten, um den längs verlaufenden Spalt zwischen der Oberkante der historischen Stirnmauern und der Konstruktionsunter- kante der neuen Fahrbahnplatte zu schlie- ßen. Viele derzeit übliche Systeme sind nicht besonders dauerhaft, in diesem Fall wurden unter anderem nicht UV-beständige Verbin- dungsmittel aus Kunststoff verwendet und auf rostfreie Anker und Spannschlösser für die Befestigung der Spannseile am Bauwerk zum Teil verzichtet.

Dadurch lösten sich bereichsweise die Netze vom Spannseil und bildete sich Korrosion an den Befestigungsmitteln. Nicht zuletzt liegt die Brücke im Grenzbereich zwischen urba- ner Besiedlung und einem Waldgebiet. Hier besteht nicht nur erheblicher Bedarf an Nist- plätzen für Vögel aus beiden Lebensräumen (Bild 10), sondern auch an Fledermausquar- tieren. Für letztere wurde zwar ein separates Quartier angelegt, das Angebot defekter Netze nahmen sie aber dennoch gerne an. Inzwischen haben sich sogar Marder Zugang verschafft. Allen Gattungen ist offensichtlich eine enorme Hartnäckigkeit bei der Überwin- dung und Beschädigung von Vergrämungs- einrichtungen eigen. Neben dem Aufwand für häufige Reparaturen des Systems wirkt die erhebliche Höhe des Überbaus über Gelände enorm erschwerend und Kosten treibend.

Der Einsatz einer Teleskoparbeitsbühne erfor- dert neben einer Arbeitshöhe von mindestens 26 m vor allem einen befestigten Untergrund

für die Abstützung, der im Bereich der Prieß- nitzau aber weitgehend fehlt. Der Unter- grund ist eher sandig und bereichsweise stark geneigt, für den Einsatz einer mobilen Bühne außerhalb des vorhandenen Waldweges also eher ungeeignet. Das Gelände im östlichen Feld ist mangels Brücke über den Bach gar nicht mit Fahrzeugen erreichbar.

Über längere Zeit defekte Vogeleinflug- schutznetze sind die Folge, verbunden mit zunehmender Verunreinigung der Hohlräume im Überbau. Planer sollten grundsätzlich darauf achten, dass der Einsatz von Vogelein- flugschutznetzen minimiert wird oder besser durch konstruktive Durchbildung überflüssig wird. Ausführende sollten an der Qualität und Dauerhaftigkeit der Materialien nicht sparen, sonst rächt sich dies später am Betreiber.

Wesentlich größere Probleme bereiten den Betreibern der Stadt Dresden die Folgen der Änderung des statischen Systems, die oben ausführlich beschrieben wurde.

Schon die Prüfberichte 2004H und 2007E wiesen Querrisse an den Unterseiten der Fahrbahnplatte, der Kragarme, der Aufbeton- flächen über den alten Widerlagern nahe der Kämpfer und über den Scheiteln der Gewölbe bis 0,2 mm aus.

In Auswertung der Hauptprüfung 2009S, ein- gefügt zur Ermittlung der Mängel vor Ablauf der Gewährleistung, hatten sich bereits viele Risse deutlich erweitert. So war eine Zunahme an der Unterseite der Fahrbahn- platte auf Rissweiten von bis zu 0,35 mm zu verzeichnen, in einem Fall sogar 0,5 mm.

In den Aufbetonflächen war eine Risszu- nahme in Verlauf und Rissweite erkennbar. Insbesondere diese starke Rissentwicklung über den alten Widerlagern und den Scheiteln der Gewölbe, jeweils quer zur Tragrichtung, lies auf eine nicht unerhebliche Veränderung des Verhaltens des Altbauwerkes schließen. Lage, Größe und Rissverlauf ließen die Ver- mutung entstehen, dass infolge des geänderten Kräfteverlaufes Bewegung in die alten Widerlager gekommen sein könnte. Gestärkt wurde die Vermutung unter anderem durch aufgefundene Querrisse in den Scheitelberei- chen der Gewölbe.

Nachdem bei der ersten Änderung der Brücke bereits erhebliche Auflasten von den Gewöl- berücken entfernt worden waren, trug der

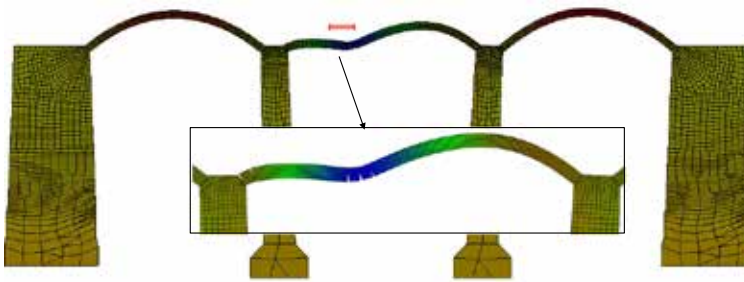


Bild 8: Abgeräumte Bögen unter Baufahrzeug (überhöhte Darstellung)



Bild 9: Vogeleinflugschutz, wenig dauerhaft und beschädigt



Bild 10: Verschmutzung und Gelege



Bild 11: Starke Risse im Aufbeton über dem Altwiderlager

Abbruch der alten Fahrbahnplatte und Längsrippen zur gänzlichen Entlastung bei. Auf die Gewölbe wirken heute nur noch die Eigenlasten, die Flächenlasten aus einem schwachen Aufbeton und die Reste der historischen Stirnmauern ein. Dies führte natürlich zu einer nicht unerheblichen Abminderung der Kämpferkräfte. Dieser Verlust des Horizontalkraftanteils auf den Widerlagerkopf in Richtung Hinterfüllung könnte in Verbindung mit der Erhöhung der Auflast hinter den Widerlagern infolge Verfüllung der alten Entlastungsgewölbe durchaus ein Ausweichen der Widerlagerwand zur Luftseite erklären. Wäre dies der Fall, müsste sich der lichte Abstand der Widerlager zueinander verringern, was nur durch Ausweichen der Gewölbescheitel nach oben möglich wäre. Dies wiederum könnte die Querrisse in den Scheiteln an den Gewölbeoberseiten erklären.

Um den Ursachen auf die Spur zu kommen, wurde besonderes Augenmerk auf geometrische Veränderungen der Widerlagerwände gelegt. Schon 2004 wurden bereichsweise Ausbauchungen des östlichen Widerlagers um mehrere Zentimeter gegenüber der Vertikalebene festgestellt. Nachdem spätere Prüfungen den Verdacht auf Zunahme des Ausbauchungsbetrages entstehen ließen, wurde ein Kontrollsystem zur Überwachung vorgeschlagen.

2010 wurde der Auftrag an ein Vermessungsbüro erteilt und zunächst ein Feld mit Referenzpunkten hergestellt, zwischen denen ein lokales Bezugssystem geschaffen werden konnte. Beide Widerlagerflächen wurden mit einem Raster-Scan mit 10 mm Maschenweite aufgenommen und über die Referenzpunkte georeferenziert. Die gewonnenen Daten wurden durch ein Ingenieurbüro ausgewertet und unter anderem als Ansichtsfläche der Widerlager mittels Isometrielinien visualisiert. Bisherige Folgemessungen lieferten keine signifikanten Differenzwerte und ließen noch keine abschließenden Ergebnisse zu.

Die messtechnische Überwachung wird weiterhin betrieben. Aktuell betragen die Rissweiten der Querrisse über den Scheiteln bis zu 0,7 mm und im Aufbeton über den alten Widerlagern bis zu 4,0 mm (Bild 11). Die regelmäßige Besichtigung und Kontrolle erfordert den Einsatz von ingenieurtechnischem Personal und erheblichen Zeitaufwand.

Einige weitere Erkenntnisse aus dem Umbau der Prießnitzbrücke sollen folgend nur kurz erwähnt, aber nicht vertiefend betrachtet werden.

Kappen

Wie bei vielen anderen Brücken auch, traten auch hier schon bald Risse größer 0,2 mm in den Stahlbetonkappen auf (Bild 12). Sie wurden 2012 behandelt. Die verbreitete Schädigung der Kappenoberfläche durch flächenhaft auftretende „pop ups“ steht weiter unter Beobachtung.

Hinterfüllung der Widerlager

Wenige Jahre nach der Inbetriebnahme zeigten sich Absenkungen der Hinterfüllung der neuen Widerlager in der Fahrbahn ab. Dieses Problem ist generell auch bei Ersatzneubauten in Dresden zu beobachten, insbesondere bei Rahmenbauwerken. Auch hier war die Baugrube für die Herstellung der neuen Widerlager auf den Pfahlköpfen nebst Kammermauer immerhin etwa 7 m tief gewesen. 2014 wurde die Absackung als verkehrsgefährdend eingestuft, die Instandsetzung der Fahrbahn am östlichen Widerlager musste veranlasst werden. Offensichtlich gelingt es auch heute noch nicht, sehr mächtige Hinterfüllungen ausreichend zu verdichten.

Steilböschung

Bei der grundhaften Instandsetzung wurden die extrem steilen und mit Sandsteinen gepflasterten Böschungen beidseitig des alten westlichen Widerlagers lediglich von wilden Aufwüchsen befreit und durch Zugänge zu den beiden neuen Widerlagern in der Böschungskrone ergänzt. Die befestigte Böschung hat eine Neigung von 1,2 zu 1,0 und ist bis zur ersten Berme etwa 12 m hoch. Ohne Spezialfirmen kann die Böschung nicht von Wildwuchs (Bild 13) frei gehalten werden. Heute stehen bereits wieder Bäume auf den schwer zugänglichen Flächen und verschieben erneut das Sandsteinpflaster. Der enorme Aufwand für die Wildwuchsbeseitigung bestand in der Vergangenheit auch schon, aber konstruktive, biologische oder stoffliche Änderungen der Situation hätten durchaus bei den Planungen Berücksichtigung finden können, um den Aufwand für die Zukunft zu verringern.

Mediendurchführungen

Sämtliche Durchbrüche für Medienleitungen sind von Beginn an wasserführend (Bild 14).



Bild 12: Deutliche Rissbildung in den Kappen



Bild 13: Befestigte Böschung mit erneutem Wildwuchs



Bild 14: Mediendurchführung Kammerwand



Bild 15: Durchdringung der Fahrbahnplatte für Kabel der öffentlichen Beleuchtung



Bild 16: Brückenansicht heute

Das betrifft sowohl Durchdringungen der Kammerwände als auch der Fahrbahnplatte für die Kabel der öffentlichen Beleuchtung. Hier sollten grundsätzlich konstruktiv bessere Lösungen planerisch berücksichtigt werden, um die permanente Durchfeuchtung von Bauteilen zu verhindern. Besonders zu beachten ist planerisch und konstruktiv, dass Leerrohre oftmals irgendwo Wasser aus dem Umfeld aufnehmen und sich an den Schnittkanten unplanmäßig in den Hohlkästen entwässern (Bild 15).

Architektonische Wirkung

Das Original der Brücke war an den Bauwerksenden und über den Pfeilern mit für die Bauart typischen Kanzeln aus Naturstein ausgestattet. Im Zuge des Umbaus (Bild 16) entfielen sie leider. Mancher mag die Reste der Konsole an den Pfeilerköpfen als störend oder unvollendet empfinden. Sie finden einfach nicht die vom Betrachter erwartete Fortführung oberhalb der Fahrbahnebene und sind ein Beispiel dafür, dass Änderungen auch das ästhetische Empfinden nicht verletzen sollten.

Fazit

Neben dem sparsamen Einsatz von Investitionsmitteln, der Minimierung von Bauzeit und Störung des Verkehrsnetzes, einer Optimierung des Eingriffs in die Natur während der Bauzeit und der Wirtschaftlichkeit für den Unternehmer sollte das Ziel einer grundhaften Instandsetzung immer auch ausgeprägt nachhaltig für die nächste Betriebsperiode ausgelegt werden.

Steigende Wartungs- und Unterhaltskosten dürfen niemals als Ergebnis einer grundhaften Instandsetzung entstehen.

Daher wird es für sehr wichtig gehalten, die künftigen Betreiber eines Ingenieurbauwerkes schon ab der Vorplanung intensiv in die Planungsprozesse einzubeziehen, deren Erfahrungen zu nutzen und während der Bauausführung über Abweichungen von der Ausschreibungsplanung immer mit dem den ursprünglichen Auftrag vergebenden Verwaltungs- und Betriebspersonal gemeinsam zu entscheiden.

Bei nach dem Umbau auftretenden Problemen ist es zweckmäßig, den Entwurfs- und Ausführungsplaner zur Ursachenfindung hinzuzuziehen. Dabei ist es generell von Vorteil, wenn Entwurfs- und Ausführungsplanung, ggf. auch Bauüberwachung, in einer Hand bleiben.

Nicht zuletzt sind beim Umbau von Ingenieurbauwerken die Anforderungen in der Aufgabenstellung auf das notwendige Maß zu beschränken. Nicht alles, was technisch möglich ist, ist gleichzeitig auch wartungsarm und einfach zu unterhalten. Hätte man auf die später ohnehin aufgegebene Straßenoption verzichtet, wäre die Überbauung mit einem Stahlbetonüberbau und somit ein Wechsel des statischen Systems vermeidbar gewesen. Mit einem Kompromiss bei den Geh- und Radwegbreiten wäre überhaupt keine Verbreiterung erforderlich geworden und die historische Ansicht erhalten geblieben.

Umbauten von Ingenieurbauwerken sind sehr komplexe Vorhaben mit hohen Ansprüchen an alle Beteiligten, was sich auch mit den Erfahrungen der Prießnitzbrücke bestätigt.

Literatur

- [1] Die Bauten – Technische und industrielle Anlagen von Dresden. Herausgegeben von dem Sächs. Ingenieur- und Architekten-Verein und dem Dresdener Architekten-Verein. Druck und Verlag von C. C. Meinhold & Söhne 1878.
- [2] Machbarkeitsstudie. EIBS Entwurfs- und Ingenieurbüro für Straßenwesen GmbH, März 1998
- [3] DIN 1072: „Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen“. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Dezember 1985
- [4] TW Brücke (Version 2016): Programmsystem zum Nachweis von Bogenbrücken. TragWerk Software, www.tragwerk-software.de
- [5] Purtak, F.; Fuchs, S.: Berechnungssystem für gemauerte Bogenbrücken. SAB Forschungsvorhaben 13715/0
- [6] Purtak, F.; Hirsch, U.: Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk. Mauerwerkskalender 2011, Ernst & Sohn, Berlin, 2011
- [7] Materialgutachten 1495, HTW Dresden, Prof. Grieger, 2001
- [8] Purtak, F., Geissler, K., Lieberwirth, P.: Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken. In: Bautechnik 8 (2007), Heft 8, S.525-542



Dipl.-Ing. Peter Simchen

bsi Ingenieurgesellschaft mbH
Bertolt-Brecht-Allee 22
01309 Dresden

www.bsi-dresden.de
simchen@bsi-dresden.de



Dr.-Ing. Frank Purtak

Trag Werk Ingenieure
Döking+Purtak Partnerschaft
Prellerstraße 9, 01309 Dresden

Telefon: 0351/ 433 08 50
fp@tragwerk-ingenieure.de



Jens Hirche

Landeshauptstadt Dresden,
Straßen- und Tiefbauamt

JHirche@Dresden.de