

Vorträge

**Realitätsnahe Tragfähigkeits-
bewertung historischer
Bogenbrücken**

Roger Schlegel, Johannes Will

Realitätsnahe Tragfähigkeitsbewertung historischer Bogenbrücken

Roger Schlegel, Johannes Will

Dynardo GmbH, Weimar, Germany

Zusammenfassung

An drei großen Eisenbahn-Viadukten wird die praktische Berechnung und Nachweisführung zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von historischen Bogenbrücken mit nichtlinearen Finite-Element-Modellen vorgestellt. Es wird gezeigt, dass die Verwendung numerischer Berechnungsverfahren gepaart mit leistungsfähigen Materialmodellen sehr realitätsnahe Berechnungen und damit eine zuverlässige Erschließung von Lastreserven ermöglicht. Die Berechnung wurde mit dem Programm ANSYS® unter Verwendung von speziell für historisches Mauerwerk und für Beton implementierten nichtlinearen Materialmodellen durchgeführt.

Keywords

Bogenbrücken, Tragfähigkeitsbewertung, Standsicherheitsberechnung, Gebrauchstauglichkeit, realitätsnahe, nichtlineare FEM-Berechnung, Mauerwerk

1. Einleitung

Wegen der großen Zahl historischer Bogenbrücken (Straßenbrücken sowie Eisenbahnbrücken) und eines zunehmenden Interesses seitens der Betreiber diese Konstruktionen auch weiterhin zu nutzen, gewinnt die Fragestellung nach einer realitätsnahen Tragfähigkeitsbewertung dieser Brückenbauwerke immer mehr an Bedeutung. Der überwiegende Teil dieser Brücken ist 150 Jahre und älter. In der Regel übersteigen die heutigen Verkehrslastbeanspruchungen die Lasten für die die Brücken seinerzeit gebaut wurden. Typisch für diese Brückentragwerke ist, dass mit vereinfachten Ingenieurmodellen und Berechnungsmethoden (wie z.B. Stützlinienverfahren, Gleichgewichtsbetrachtungen am Dreigelenkbogen, lineare Stabstatik) keine ausreichende Sicherheit mehr nachgewiesen werden kann. Nahezu immer stehen die mit derart vereinfachten (leider oft unbrauchbaren Methoden) ermittelten zulässigen Belastungen im Widerspruch zu den Erfahrungen des Betreibers über bereits beobachtete ertragbare Einwirkungen. Aber auch der bloße Einsatz numerischer Berechnungsverfahren, wie der FEM hilft allein von vornherein nicht weiter. Die sinnvolle Bewertung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Brückenbauwerks setzt die Berechnung realistischer Spannungs- und Verformungszustände voraus. Wesentliche Voraussetzungen hierfür sind neben der Erfassung der maßgeblichen Einwirkungen insbesondere die zutreffende Strukturmodellierung und die Verwendung eines geeigneten Materialmodells, welches das nichtlineare und orthotrope Materialverhalten sowie die wesentlichen Versagensmechanismen des Mauerwerkverbandes erfasst. Oftmals werden bei den gemauerten Bogenbrücken räumliche Tragstrukturen, bestehend aus dem eigentlichen Bogenmauerwerk, der Gründung, der Übermauerung bzw. Überschüttung und der meist in Querrichtung tragenden Fahrbahnkonstruktion, angetroffen. In diesen Fällen kommt der Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bauwerksbereichen sowie der Interaktion mit der Gründung eine große Bedeutung zu. In der Regel sind hierfür dreidimensionale Strukturmodelle erforderlich, da neben dem Bogen die Übermauerung bzw. Hinterfüllung und die Gründung infolge einer mittragenden bzw. stützenden Wirkung einen wesentlichen Beitrag zur Tragfähigkeit des Gesamtbauwerks leisten. Ein Vergleich der Leistungsfähigkeit verschiedener Berechnungsmodelle vom einfachen Stabwerksmodell bis hin zum nichtlinearen 3D-FEM Modell am Beispiel einer einfeldrigen Bogenbrücke ist in [12] enthalten. Es zeigt sich, dass das einfache Stabwerksmodell die Tragfähigkeit der Brücke gegenüber dem nichtlinearen 3D-FEM Modell um den Faktor 10 unterschätzt.

Im vorliegenden Beitrag sollen am Beispiel von drei großen Mauerwerksviadukten die wichtigsten Phänomene, die bei der Berechnung derartiger Bauwerke auftreten dargestellt werden. Außerdem soll aufgezeigt werden, dass es möglich ist, auch mit modernen, nichtlinearen Berechnungsmethoden nachvollziehbare und prüfbare Standsicherheitsnachweise, die im Einklang mit dem gültigen Regelwerk stehen, zu erstellen. Die berechneten Eisenbahn-Viaduktbrücken (Lützelalviadukt, Flutbrücke Braunsdorf und Viadukt Niederwiesa) befinden sich in Sachsen. Alle drei Brücken wurden aus Natursteinmauerwerk (Sandstein, Quarzitschiefer, Gneis, Porphyrtuff) gebaut und stammen aus dem letzten Drittel des 19. Jhdts. Sie wurden während ihrer gesamten Nutzungsdauer mehrfach saniert und teilweise mit Füllbeton im Fahrbahnbereich verstärkt. Die hier vorgestellten Berechnungen und Nachweise wurden im Zuge der geplanten Streckenwiederinbetriebnahme aufgestellt. Es konnten damit Lastreserven erschlossen und die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen auf ein Minimum reduziert werden, wodurch die Berechnungen für den Betreiber nicht nur zur Planungsgrundlage sondern auch ein wesentlichen Bestandteil seiner Investitionsentscheidung wurden.

2. Strukturmodellierung

2.1 Geometriemodelle

Die Modellierung aller drei Brückenbauwerke erfolgte mit 3D-Modellen. Dabei haben heute die FE-Geometriemodelle das Qualitätsniveau von CAD-Modellen bzw. überstiegen diese auch gelegentlich. In Fig. 1 bis Fig. 3 sind die Geometriemodelle des Lützelalviadukts, der Flutbrücke Braunsdorf und des Viadukts Niederwiesa dargestellt. Die verschiedenen Mauerwerksarten (Bogenmauerwerk, Pfeilmauerwerk, Bogen-Aufmauerung und Stirnmauern) werden in den relevanten Bereichen durch unterschiedliche Materialbereiche erfasst. Auch das Längsgefälle, welches die Höhe der Stirnmauern beeinflusst sowie die Grundrisskrümmung (im Falle des Viadukts Niederwiesa (s. Fig. 3) Krümmungsradius $R = 315$ m) wurden den Bestands- und Aufmaßunterlagen entsprechend berücksichtigt. Die Bogenspannweiten des Lützelalviadukts (Fig. 1) betragen 14,16 m (Bogenstich 7,08 m) für die Hauptbögen bzw. 5,09 m (Bogenstich 2,54 m) für die Nebenbögen. Die Flutbrücke Braunsdorf (Fig. 2) besteht aus 24 Bögen mit der Spannweite von 8,5 m und einem Stichmaß von

2,12 m. Das FE-Modell dieser Brücke beinhaltet die Bögen 17 bis 24. Die Spannweite der Hauptbögen des Viadukts Niederwiesia (Fig. 3) beträgt 14,16 m bei einem relativ geringem Bogenstich von 2,83 m. Die Modellabmessungen (Berechnungsausschnitt) betragen bei

- der Lützelalbrücke 103,62 m (Länge) und 29,72 m (Höhe),
- der Flutbrücke Braunsdorf 82,18 m und 8,29 m (Höhe) und
- dem Viadukt Niederwiesia 175 m (Länge) und ca. 25 m (Höhe).

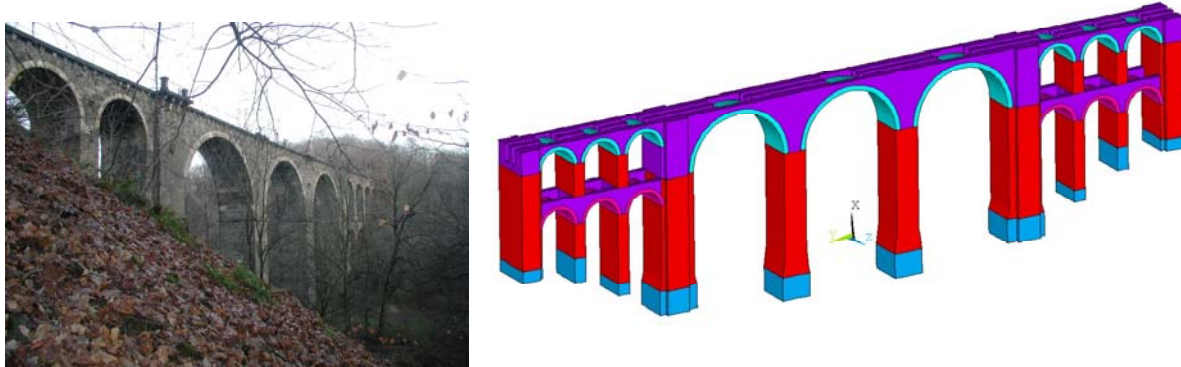


Fig. 1: Lützelalbrücke, rechts: 3D-Geometriemodell

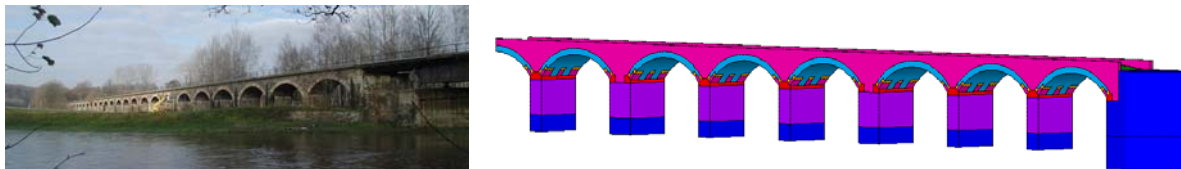


Fig. 2: Flutbrücke Braunsdorf, rechts: 3D-Geometriemodell

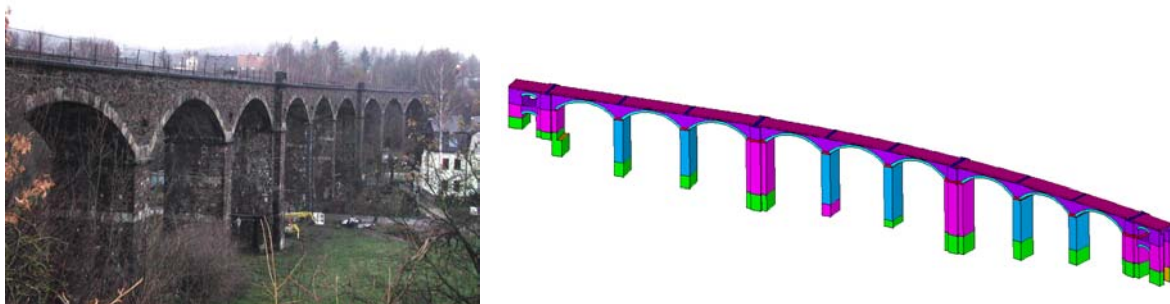


Fig. 3: Viadukt Niederwiesia, rechts: 3D-Geometriemodell

2.2 Diskretisierung, Finite-Element-Modell

Für die Diskretisierung der Struktur werden 8-knotige Volumenelemente verwendet (Solid45 Mechanik). Für die mechanischen Berechnungen wird Elementintegration mit extra shape functions verwendet (Behinderung von Schub- und Volumenlocking).

Die verwendeten Koordinatensysteme sind in ein kartesisches globales und mehrere lokale Koordinatensysteme zu unterscheiden. Mit Hilfe des globalen Koordinatensystems lässt sich die Geometrie des Gesamtbauwertes erfassen. Die lokalen Koordinatensysteme dienen der Ausrichtung der Materialeigenschaften des jeweiligen Elementes (Fugen im Mauerwerk). Es ist daher, wie in Fig. 4 gezeigt, in jedem Element nach den fugenbezogenen Koordinatenachsen des Mauerwerks ausgerichtet.

Das FE-Modell der Lützelalbrücke ist in Fig. 5 dargestellt. Es besteht insgesamt aus 46812 Elementen und 61287 Knoten. Es hat damit 181463 Freiheitsgrade. Das FE-Modell der Flutbrücke Braunsdorf ist in Fig. 6 dargestellt. Es besteht aus 36370 Elementen und 45087 Knoten. Es hat damit 132388 Freiheitsgrade. Das FE-Modell des Viadukts Niederwiesia ist in Fig. 7 dargestellt. Es besteht insgesamt aus 32000 Elementen und 42069 Knoten. Es hat damit 123345 Freiheitsgrade.

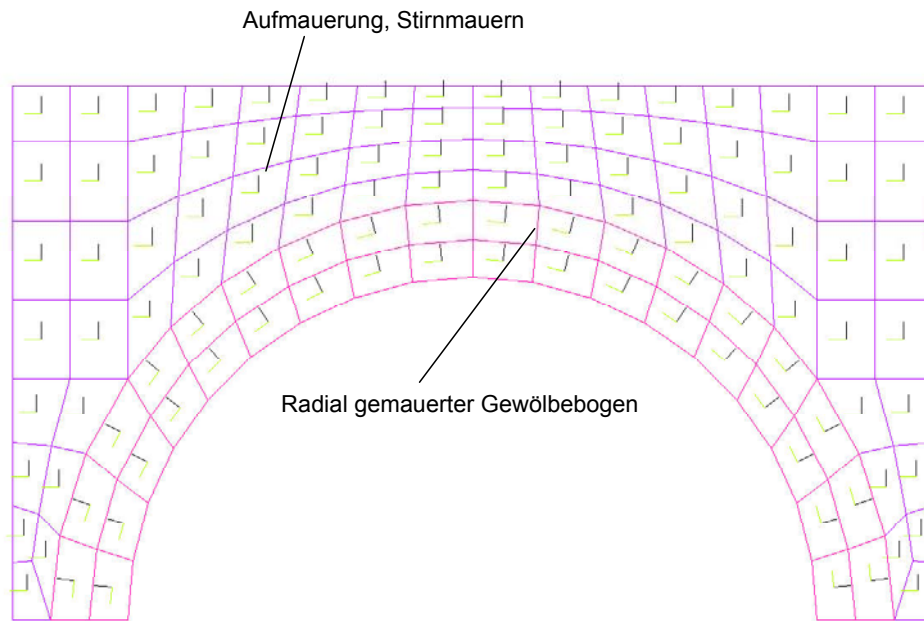


Fig. 4: Ausrichtung der Elementkoodinatensysteme nach der Richtung des Mauerwerksverbandes

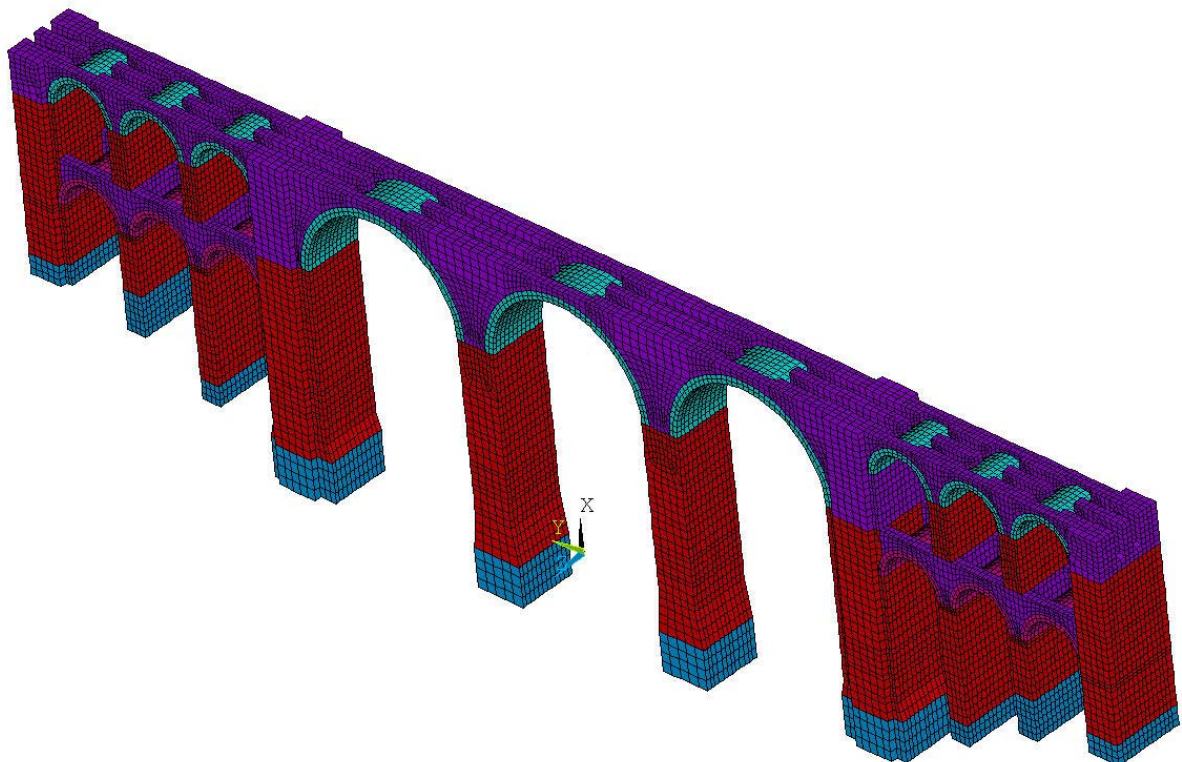


Fig. 5: FE-Modell der Lützelthalbrücke

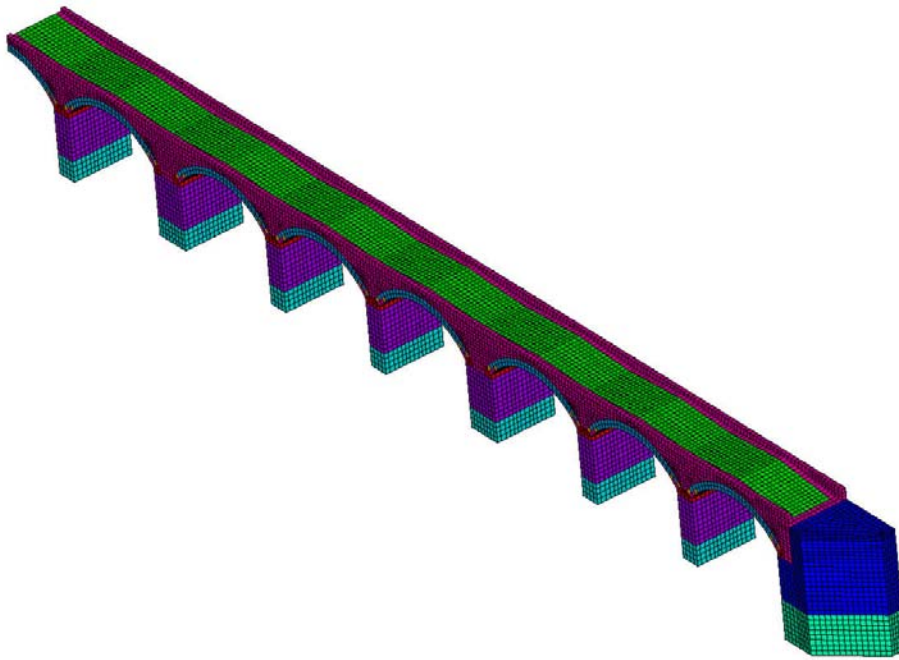


Fig. 6: FE-Modell der Flutbrücke Braunsdorf

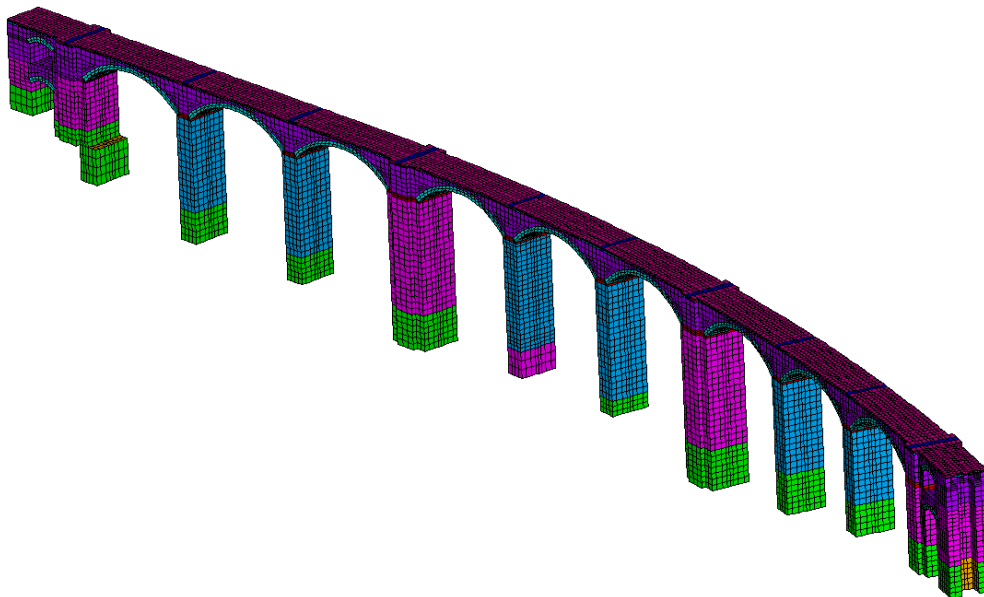


Fig. 7: FE-Modell des Viadukts Niederwies

3. Materialmodellierung

3.1 Nichtlineares Materialmodell für Mauerwerk

Für die Beschreibung der orthotropen Mauerwerksfestigkeit und der Mauerwerk-Versagensmechanismen wurde die von Ganz [4] vorgeschlagene Bruchbedingung verwendet und für den räumlichen Beanspruchungszustand erweitert [11]. Diese Bruchbedingung bildet die Grundlage der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 177/2. Für den Sonderfall einer einachsigen, vertikalen Druck- und gleichzeitigen Schubbeanspruchung ist eine weitgehende Übereinstimmung mit dem in DIN 1053 enthaltenen Bruchmodell von Mann [6] sowie dem für Schichten- und Quadermauerwerk aus

Sandstein vorgeschlagenen Modell von Berndt [2] gegeben. Durch die Verwendung des Bruchmodells nach Ganz wird darüber hinaus auch die Interaktion mit einer horizontalen Beanspruchung (parallel zur Lagerfuge) berücksichtigt. Für dicke Mauerwerksverbände (wie im vorliegenden Fall drei Viaduktbrücken) kann zusätzlich noch die Beachtung der Zug-, Schub- und Druckfestigkeiten in der dritten Richtung (parallel zur Lagerfuge) einbezogen werden [11]. Die erforderlichen Materialparameter dieses Modells sind die Druck- und Zugfestigkeiten des Mauerwerks, der Reibungswinkel und die Kohäsion zwischen Stein und Fuge sowie die Steinabmessungen. Die verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Druck- und Schubbeanspruchung sind in Fig. 8 und Fig. 9 dargestellt. Nähere Details zum Materialmodell für Mauerwerk, zu dessen Verifikation an Versuchsergebnissen sowie zur Implementation in ANSYS wurden u.a. in [11] veröffentlicht.

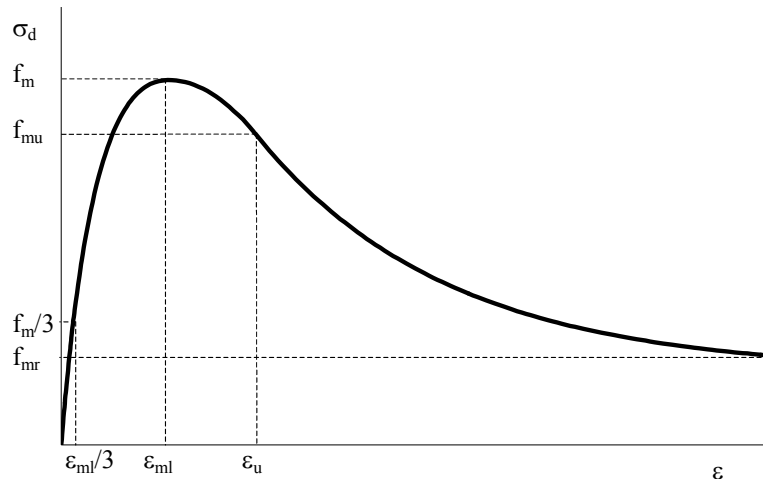


Fig. 8: Arbeitslinie für den Druckbereich in der Fließbedingung von Ganz

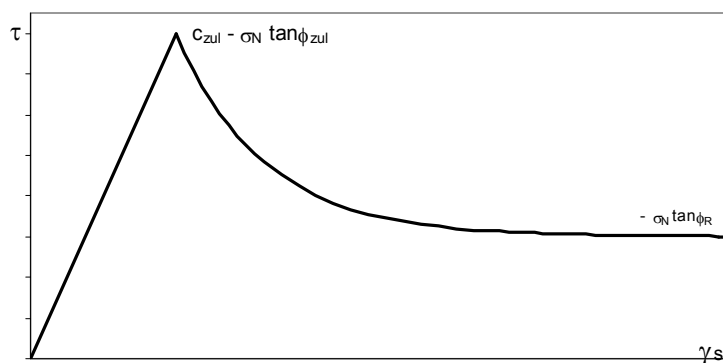


Fig. 9: Arbeitslinie für den Schubbereich in der Fließbedingung von Ganz

Die Modellierung des teilweise vorhandenen Füllbetons bzw. neuer Stahlbetonbauteile erfolgte ebenfalls mit nichtlinearen, elastoplastischen Materialmodellen für Beton und Bewehrungsstahl. Das Beton-Materialmodell basiert auf einer singulären Drucker-Prager Fließbedingung, das Materialmodell für Stahl verwendet die von Mises-Fließbedingung. Auch mit diesen Materialmodellen kann ein nichtlineares Spannungs-Dehnungsverhalten beschrieben werden. Nähere Details sind in [V 14] enthalten

3.2 Materialkennwerte

Die Einschätzung der Materialkennwerte erfolgte auf der Grundlage der Auswertung der durchgeführten Druck- und Zugversuche an den entnommenen Steinproben, deren petrografische Bewertung und der Bestimmung der Mörtelzusammensetzung (in allen Fällen MG1 - Kalkmörtel) durch die MFPA Weimar [7]. Dem Zustand und Alter (Verwitterungsgrad) des Natursteinmauerwerks wird durch konservative Materialkennwerte Rechnung getragen. Durch die gezielte Beprobung in verwitterten Steinbereichen sind in den Ergebnissen der Materialprüfung bereits Einflüsse aus dem

vorhandenen Verwitterungsgrad enthalten. Die Übertragung der ermittelten Kennwerte auf Kennwerte des Mauerwerksverbandes erfolgt auf der Grundlage des derzeit gültigen Normen- und Vorschriftenwerkes [10], [7], [3], [8], [9] sowie der aktuellen Fachliteratur. Bei der Bestimmung der Mauerwerksmaterialwerte wird die Konservativität (die Werte liegen auf der sicheren Seite und sollen die tatsächlich vorhandenen Kennwerte nicht überschätzen) gesichert. Die angesetzten Kennwerte wurden mit verschiedenen Berechnungsansätzen, Erfahrungswerten und den in der Fachliteratur verfügbaren Versuchsergebnissen verglichen. Die mittleren Druckfestigkeiten des Mauerwerks der Gewölbebögen betragen bei der Lützelthalbrücke 6,99 N/mm², bei der Flutbrücke Braunsdorf 8,77 N/mm² und beim Viadukt Niederwiesa 8,78 N/mm². Eine Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge wurde den Vorgaben der Normen entsprechend nicht in Rechnung gestellt. Zur Beschreibung der Mauerwerkschubfestigkeit wurde ein Reibungswinkel von 35° und eine Haftscherfestigkeit von 0,02 N/mm² zu Grunde gelegt. Für die aus mehrschaligem Mauerwerk erstellten Brückenpfeiler wurden entsprechende gemittelte Materialkennwerte abgeleitet. Die Druckfestigkeit der Mauerwerkspfeiler schwankt zwischen 6,2 und 8,6 N/mm².

4. Nachweiskonzept, Bewertungskriterien und Umsetzung normativer Vorgaben

Laut der gültigen Normung dürfen im Mauerwerk Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht und parallel zur Lagerfuge nur in begrenztem Umfang übertragen werden. Ebenso sind auch die übertragbaren Schub- und Druckspannungen begrenzt. Für die Spannungsermittlung bedeutet das, dass auftretende unzulässige Spannungen iterativ umgelagert werden müssen, und ein Gleichgewichtszustand unter Ausschluss unzulässiger Spannungsgrößen zu ermitteln ist. Genau dieses Vorgehen wurde mit Finite Element Berechnungen unter zu Hilfenahme elasto-plastischer Materialgesetze verfolgt.

Weiterhin werden in den elasto-plastischen Berechnungen, im Fall der Überschreitung von Festigkeiten ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen des Brückenbauwerks nachgewiesen, wenn die aus den Überschreitungen resultierenden Ungleichgewichtskräfte im Gesamttragwerk erfolgreich umgelagert werden können. Nach erfolgreicher Umlagerung dürfen in den Spannungszuständen der konvergierten Gleichgewichtslösung keine Überschreitungen zulässiger Spannungen beobachtet werden. Die konsistente numerische Umsetzung der elasto-plastischen Materialgesetze in ANSYS [11], [14] sichert die Eindeutigkeit und Zulässigkeit der pfadabhängigen Lösung.

In den folgenden Auswertungen werden die plastische Vergleichsdehnung und die plastische Aktivität bewertet. Die plastische Vergleichsdehnung ist ein quantitatives Maß der plastischen Dehnungen. Die plastische Aktivität ist ein qualitatives Maß und zeigt an, welche Bereiche in den gefundenen Gleichgewichtszuständen plastisch aktiv sind. Das heißt, hier befinden sich die Spannungszustände auf der Fließfläche und Belastungen können nicht mehr in alle Richtungen aufgenommen werden.

Ein mögliches Versagen der Brücke (ein nicht ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen) wird durch das Versagen der zentralen Tragglieder identifiziert. Hauptgegenstand der Untersuchungen sind die Mauerwerksbögen. Überbeanspruchungen der Brücken können an Hand von Plastizierungen in den Bögen identifiziert werden und werden durch folgende Indizien angezeigt:

- es können die Ungleichgewichtskräfte nicht mehr umgelagert werden (es wird keine Konvergenz erreicht – globales Versagen)
- es gibt weiträumig starke plastische Dehnungen
- es kann mindestens ein durchgehendes Band plastischer Aktivitäten in den Haupttraggliedern identifiziert werden, bzw. fast der gesamte Bogen ist plastisch aktiv
- die maximalen globalen Verschiebungen im Bogen nehmen stark zu
- ein Versagensmechanismus der Bögen wird identifiziert [z.B.: zuerst bildet sich ein plastisches Gelenk in Bogenmitte heraus, dann bildet sich ein Dreigelenkbogen (z.B. plastische Gelenke in den Fußpunkten), dann versagt der Bogen infolge zu großer Druckspannungen oder infolge weiterer Gelenkbildung]

Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit werden die auftretenden Verformungen, Randdruckspannungen und die Lage der Resultierenden im Bogenmauerwerk begrenzt. Die Beschränkung des Druckspannungsniveaus kann auch im Hinblick auf die Materialermüdung unter dynamischen Einwirkungen sinnvoll sein. Wie die zyklischen Druckversuche [1], [5] zeigen, liegt die Dauerdruckfestigkeit von Mauerwerk bei 50 bis 60 % der statischen, einaxialen Mauerwerkdruckfestigkeit. In der europäischen Richtlinie [10] werden die Randdruckspannungen auf 65 % der charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeit (5% Fraktilwert) beschränkt. Dies sind bei den für Quadermauerwerk üblichen Streuungen ca. 45 - 50 % der mittleren statischen Mauerwerkdruckfestigkeit. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Einhaltung des

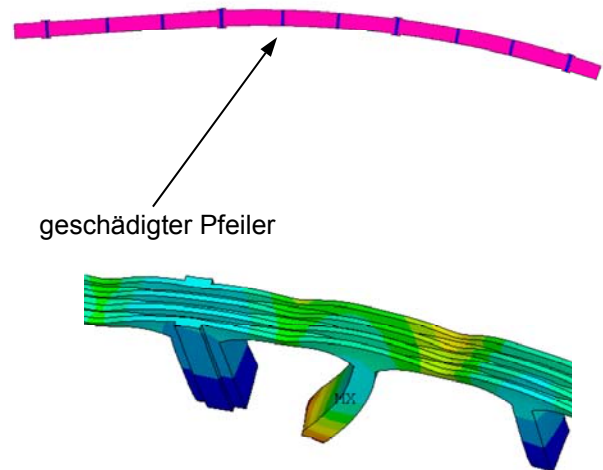
beschriebenen Druckspannungsniveaus kann durch die Bewertung der realitätsnahen, mit mittleren (oder bei starken Streuungen mit charakteristischen) Materialkennwerten ermittelten Spannungsverteilung sinnvoll geführt werden.

Neben dem Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sieht das Vorschriftenwerk die Ermittlung der Belastbarkeit, das heißt der maximal aufnehmbaren Verkehrslast vor. Die Feststellung, eine zulässige Spannung nicht überschritten zu haben, reicht dabei nicht aus, um abgesicherte Aussagen über das Tragvermögen einer Mauerwerkstruktur machen zu können. Vielmehr ist hierfür die Kenntnis der Versagenslast und der zugehörigen Versagensmechanismen erforderlich. Diese sind nur mit nichtlinearen Grenztragfähigkeitsberechnungen zu ermitteln.

5. Berücksichtigung vorhandener Schädigungen

Grundsätzlich sind vorhandene Schädigungen hinsichtlich einer z.B. durch Rissbildungen, Gefügerstörungen oder chemische Angriffe verursachten Reduzierung von Materialkennwerten wie Festigkeit und Steifigkeit zu beachten. Darüber hinaus müssen aber auch Strukturschädigungen und Imperfektionen, wie z.B. im vorliegenden Falle bleibende Pfeilerschiefstellungen im FE-Modell Eingang finden.

Der Pfeiler 4 des Viaduktes Niederwiesa (s. Fig. 10) wies erhebliche Schäden auf. Es wurde vermutet, dass während einer straßenseitigen Baumaßnahme eine Veränderung der Gründungssituation eingetreten ist. Mittels der 3D-Berechnungen konnte unter Annahme einer Verschieblichkeit im Fundament die vermessene Pfeilerschiefstellung qualitativ nachvollzogen werden. Die daraus resultierende Zwangsbeanspruchung führte in der Folge zur Gefügebrauchung und es stellten sich erhebliche Risse im Pfeiler ein. Der Pfeiler wurde mittels umlaufend verspannten Rundstählen über die gesamte Pfeilerhöhe gesichert. Eine zusätzliche Belastung des Pfeiler 4 sowie der angrenzenden Bögen infolge der Stützenverschiebung wurde in den elasto-plastischen Berechnungen zum Standsicherheitsnachweis als Lastfall Stützenverschiebung berücksichtigt.



Pfeilerschiefstellung bei initiiertem Verschieblichkeit des Pfeiler-Fundaments

Fig. 10: Geschädigter, schiefgestellter Pfeiler

6. Berücksichtigung früherer Sanierungsmaßnahmen und Gefügeveränderungen

Die bei der Flutbrücke Braunsdorf in früheren Sanierungsmaßnahmen im Bogenmauerwerk eingefügten Ziegelplomben wurden im FE-Modell durch entsprechende Materialbereiche berücksichtigt, da davon auszugehen ist, dass sowohl durch den Einbau als auch durch die geringere Steifigkeit der Ziegelplomben Lastumlagerungen zum Natursteinmauerwerk stattgefunden haben. Die Einbeziehung der Ausbesserungen im FE-Modell erfolgt an einem fiktiven und für alle Bögen repräsentativen Ausbesserungsbild (Fig. 11). Die vorhandenen Ausbesserungen sind vorwiegend im Auflagerbereich der Bögen vorzufinden. Alle in Fig. 11 als Ziegelplomben gekennzeichneten Elemente werden zunächst im Eigengewichtsfall deaktiviert und danach in einem zusätzlichen Lastschritt mit

dem Material der Ziegelplomben aktiviert, wodurch die bei der Sanierung eingetretenen Lastumverteilungen berücksichtigt wurden.

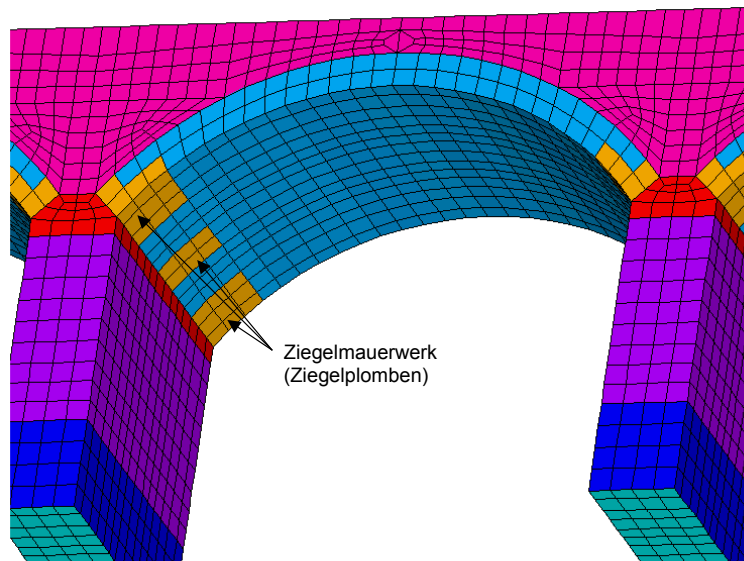


Fig. 11: Berücksichtigung der Ziegelplomben im FE-Modell

7. Nichtlineare Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Es wurden nichtlineare Lastgeschichteberechnungen für alle relevanten Lastkombinationen durchgeführt.

7.1 Einwirkungen

Für die zu berechnenden Lastfallkombinationen mit den Lastfällen Haupt- und Zusatzlasten wurden die Hauptlasten (Eigengewicht und Verkehrslast) mit den Zusatzlasten (Temperaturlasten, Windlasten und Beanspruchungen aus Seitenstoß) überlagert. Zuzüglich zur Überlagerungsvorschrift der Ril 804 [8] wurden die Anfahr- und Bremskräfte in den maßgebenden Lastfallkombinationen mit einbezogen. Damit stellen die Lastkombinationen wiederum konservative Grenzlastfälle nach [8] dar. In Tab. 1 ist ein Beispiel für die typische Lastfolge einer Lastfallkombination zusammengestellt.

Lastschritt	Belastung
1	ständige Lasten: Eigenlasten und Erddruck
2	Verkehrslasten UIC in ungünstigster Laststellung
3	Fliehkräfte
Σ	Lastfall Hauptlasten
4	Wärmewirkungen, Lastfall Winter oder Sommer
5	Windlasten auf Bauwerk und Verkehr
6	Seitenstoß
7	Bremskräfte
Σ	Lastfall Haupt- und Zusatzlasten

Tab. 1: Typische Lastfolge einer Lastfallkombination

7.2 Lastfall Eigenlasten

Der Lastfall Eigenlasten wird in allen Lastfallkombinationen als Lastschritt 1 berechnet. Grundsätzlich wird mit dem Lastschritt Eigenlasten der Ausgangszustand für die weiteren Berechnungen erzeugt. Das mit einer idealen (unverformten) Geometrie erstellte FE-Modell wird im Lastfall Eigengewicht in die verformte Ausgangslage gebracht. Zu vergleichen ist dieser Rechenschritt mit der Erstellung Bauwerkes, dem Abbinden des Mauerwerkes und des Füllbetons und dem Abbau der Leegerüste der Bögen am Ende der Bauphase. Als Folge des Lastfalles Eigengewicht treten Kraftumlagerungen ein, welche die Tragwirkung der Brücke aktivieren. Die in Fig. 12 dargestellten plastischen

Vergleichsdehnungen bzw. plastischen Aktivitäten am Gesamtmodell zeigen den Effekt der Initiierung der Ausgangslage und damit einhergehende Aktivierung der Bogentragwirkung sehr deutlich. Die auftretenden plastischen Dehnungen konzentrieren sich in den Bogenaufmauerungsbereichen und resultieren hauptsächlich aus Zugspannungsumlagerungen sowie Schubspannungsüberschreitungen. Diese Umlagerungen bzw. die damit einhergehenden Plastizierungen sind als Gefügefindung zu interpretieren und nicht mit sichtbaren Rissbildungen verbunden. Vielmehr entzieht sich z.B. das nicht in Bogenrichtung gemauerte Mauerwerk dem Lastabtrag und wirkt daher zu einem gewissen Anteil als Auflast der Bögen. In Folge dieser Kraftumlagerung wird die Bogentragwirkung des in Bogenrichtung gemauerten Bereiches erst aktiviert.

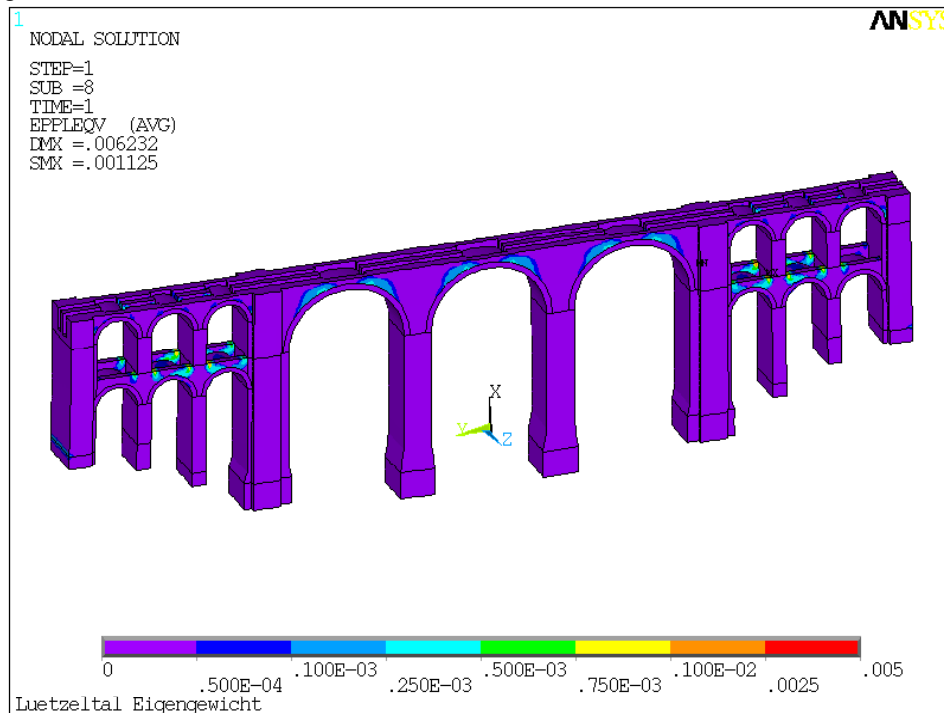


Fig. 12: Plastische Dehnungen unter Eigenlast, Lutzeltalviadukt

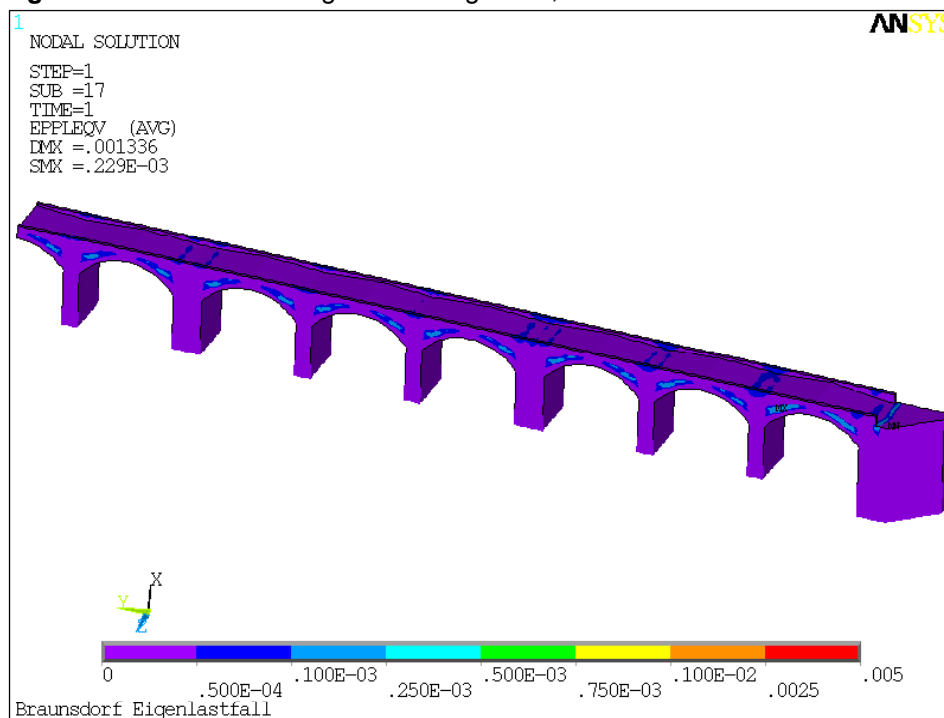


Fig. 13: Plastische Dehnungen unter Eigenlast, Flutbrücke Braunsdorf

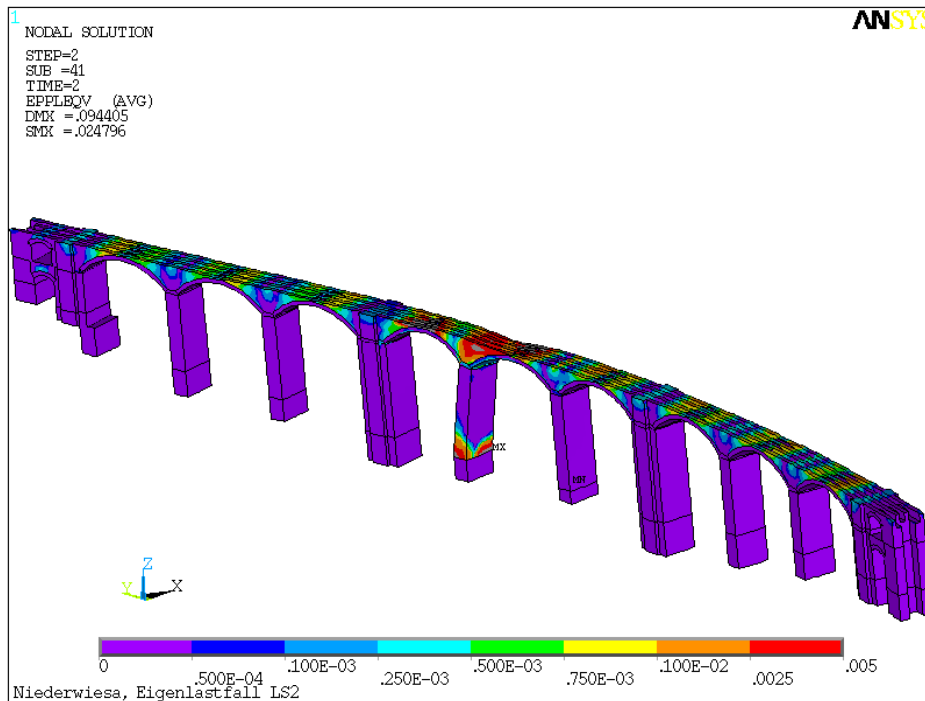


Fig. 14: Plastische Dehnungen unter Eigenlast mit berücksichtigter Pfeilerschiefstellung, Pfeiler 4 Viadukt Niederwiesau

7.3 Nachweise unter Hauptlasten bzw. Haupt- und Zusatzlasten

Es konnte in allen Lastschritten ein Gleichgewichtszustand gefunden und somit die globale Standsicherheit aller drei Brückenbauwerke nachgewiesen werden.

Entsprechend der Vorgaben der Norm [8] berücksichtigt der Lastschritt Hauptlasten die Eigenlasten und die Verkehrslasten (incl. Fliehkräfte) in ungünstigster Laststellung. In diesem Lastschritt sind sie Bögen aller drei Brücken voll überdrückt, d.h. die Resultierende der Druckspannungen befindet sich innerhalb der ersten Kernweite. Die plastischen Vergleichsdehnungen bzw. plastischen Aktivitäten am Gesamtmodell zeigen gegenüber dem Lastfall Eigengewicht eine leichte Zunahme der plastischen Dehnungen in der Aufmauerung. Die max. plastischen Dehnungen betragen ca. 1.5 mm/m. Die auftretenden plastischen Dehnungen konzentrieren sich in den Bogenaufmauerungsbereichen und resultieren hauptsächlich aus den aktiven Fließkriterien die zur Umlagerung unzulässiger Schub- und Zugspannungen gehören. Die an der Oberseite infolge einer Durchlaufwirkung entstehenden horizontalen Zugspannungen werden wie schon im Eigenlastfall auf die durch den Mauerwerksverband aufnehmbare Größe begrenzt.

Eine Ausnahme bildet der Bogen neben dem schiefgestellten Pfeiler 4 des Viadukts Niederwiesau. Hier ergeben sich infolge der durch die Pfeilerschiefstellung ausgelösten Torsion bereits unter Hauptlasten plastische Dehnungen infolge der Umlagerung unzulässiger Zug- und Schubspannungen an der Bogenunterseite (s. Fig. 15). Deshalb wurde diese Brücke durch eine Stahlbetonfahrbahn verstärkt.

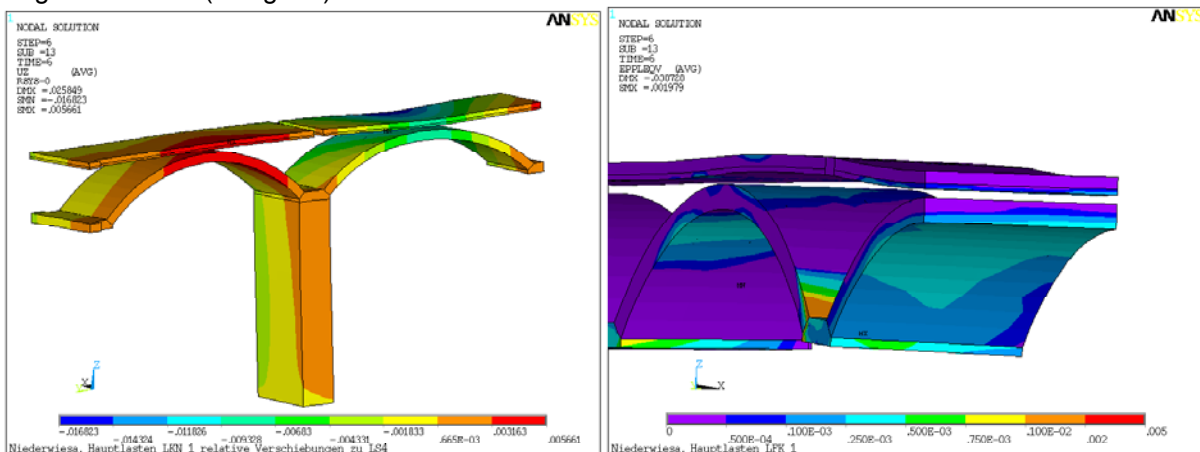


Fig. 15: Viadukt Niederwiesau: Torsionsbeanspruchung infolge Pfeilerschiefstellung

In den Pfeilern aller drei Brücken sind keine nennenswerten plastischen Dehnungen oder plastischen Aktivitäten zu erkennen.

Nach Eintragung aller Haupt- und Zusatzlasten sind an den Bogenunterseiten der Viadukte Lützeltal und Niederwiesa erste leichte plastische Aktivitäten zu erkennen, die jedoch auf den unteren Bogenbereich beschränkt bleiben. In Fig. 15 a sind die Bogenspannungen des Lützeltalviadukts im letzten Lastschritt geplottet. Direkt an der Bogenunterseite (grauer Bereich) sind erste Zugspannungsumlagerungen zu erkennen. Die Resultierende verbleibt dabei in der zweiten Kernweite (am Rande zur ersten Kernweite). In Fig. 15 b sind die Spannungen im Bogen und Füllbeton der Flutbrücke Braunsdorf dargestellt. Hier ist wird das Zusammenwirken beider Strukturbereiche und die Beteiligung des Füllbetons am Lastabtrag sehr deutlich.

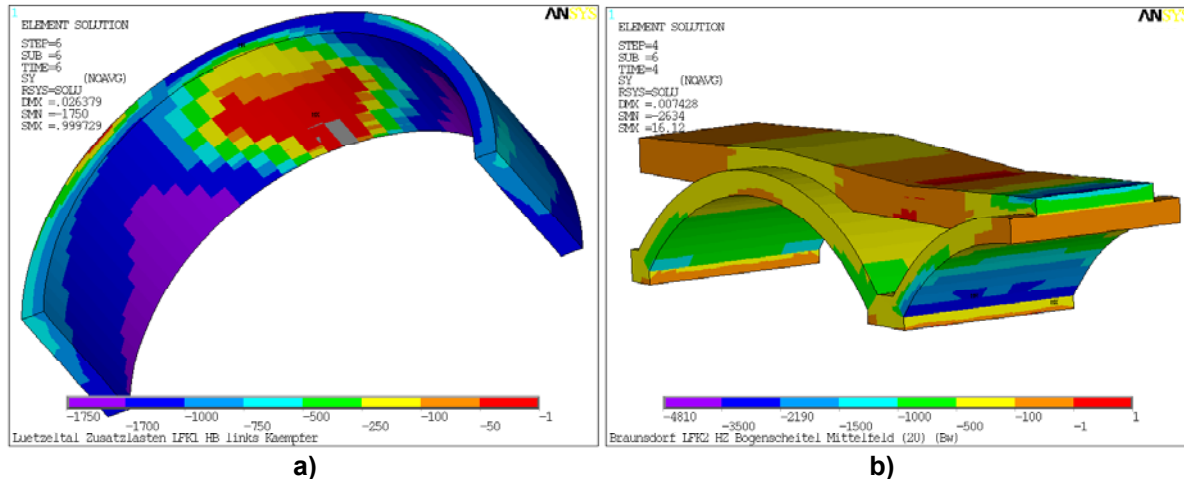


Fig. 15: Bogenspannungen σ_y (kN/m²) im Lastfall Haupt- und Zusatzlasten, a) Lützeltalviadukt, b) Flutbrücke Braunsdorf

Die Auslastung des Mauerwerks der drei Brücken unter Haupt- und Zusatzlasten ist in Tab. 2 zusammengestellt. Sie liegt in allen Fällen unter 50% des Mittelwerts der Mauerwerkdruckfestigkeit und ist damit auch bezüglich der Gebrauchstauglichkeit unkritisch. Auch die ermittelten Durchbiegungen der Bogenscheitel sind kleiner als L/550 und damit im zulässigen Bereich.

Viadukt	max. Durchbiegung Bogenscheitel	Auslastung Druckspannung (% der mittleren Druckfestigkeit)		
		Bogenmauerwerk	Aufmauerung Stirnwände	Pfeilermauerwerk
Lützeltal	L / 643	30 %	17 %	25 %
Braunsdorf	L / 1450	34 %	14 %	30 %
Niederwiesa	L / 550	45 %	14 %	44 %

Tab. 2: Auslastung der Brücken unter Gesamtlast (Haupt- + Zusatzlasten)

Charakteristisch für den Nachweis von Viaduktbrücken ist, dass neben den Eigenlasten und den Verkehrslasten die Temperaturbeanspruchungen als wichtigste Zusatzlast den Spannungs- und Verformungszustand maßgeblich mitbestimmen. In Fig. 16 ist exemplarisch die Historie der vertikalen Scheiteldurchbiegungen des Bogens in Feld 5 des Viadukts Niederwiesa dargestellt. Sehr deutlich wird der große Einfluss des Lastfalls Temperatur (Winter, Abkühlung).

Für den Nachweis der Widerlager kann ebenfalls der Lastfall Sommer (Erwärmung) einen großen Einfluss haben. In Fig. 17 sind die plastischen Vergleichsdehnungen des Widerlagers Nord der Flutbrücke Braunsdorf, welches freistehend ausgebildet ist, abgebildet. Auch wenn durch das Auffinden einer Gleichgewichtslösung eine globale Standsicherheit nachgewiesen werden konnte, zeigt jedoch das sich ausbildende Schubbandes vom Bogenaufleger bis zum Fundament sehr deutlich an, dass das Schubaufnahmevermögen des Widerlagers im Lastfall Haupt- und Zusatzlasten nahezu erschöpft ist. Weil eine Verschiebung des Widerlagers die Stabilität des Randbogens gefährden würde, wurden Maßnahmen zur Erhöhung der Gleitsicherheit des Auflagers durch entsprechende Widerlagerverstärkungen vorgenommen.

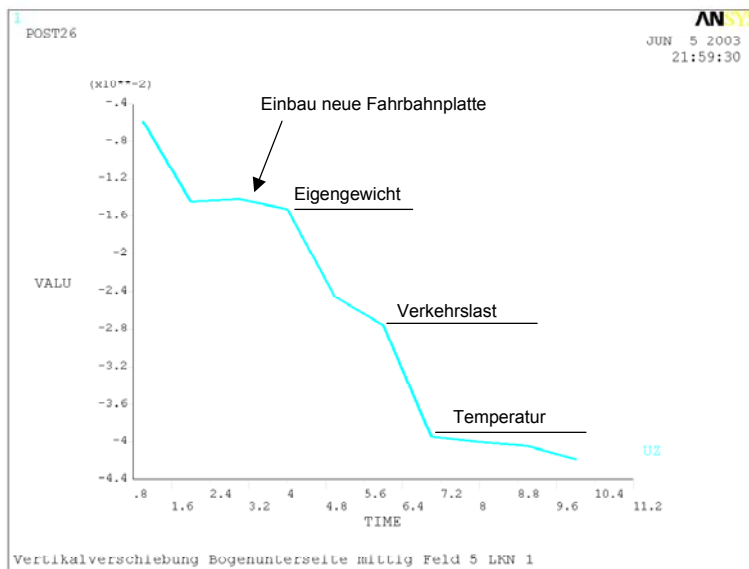


Fig. 16: Viadukt Niederwies: Historie der vertikalen Scheiteldurchbiegung Feld 5, LKN 1

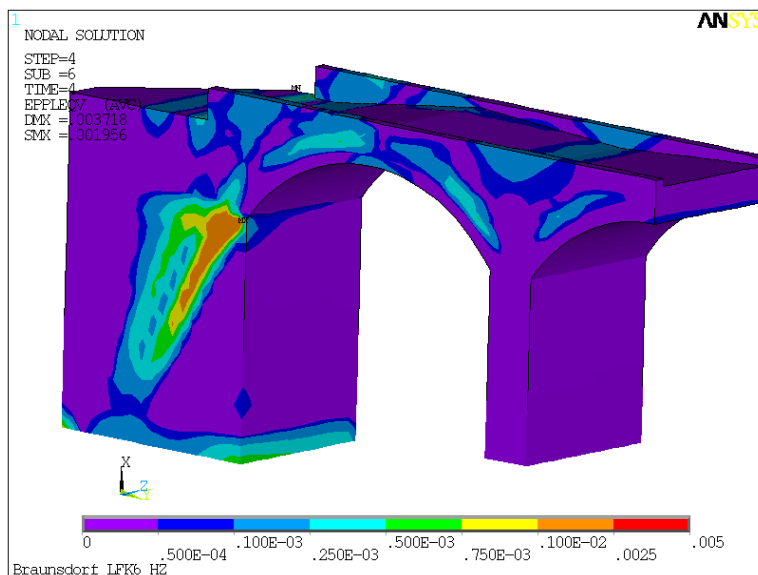


Fig. 17: Flutbrücke Braunsdorf: Plastische Vergleichsdehnungen, Lastfall LFK6HZ (Blick aus Norden)

8. Abschließende Anmerkungen und wesentliche Schlußfolgerungen

Sollen historische Bogenbrücken zuverlässig bewertet und gleichzeitig möglichst kostensparend saniert werden, werden nichtlineare Berechnungen, die realitätsnahe Materialmodelle beinhalten notwendig. Dadurch werden nicht nur vorhandene Lastreserven erschließbar, sondern auch Unsicherheiten, die mit vereinfachten Ingenieurmodellen nicht zu Tage treten, erkennbar. Die Rechenzeiten der Finite-Element-Modelle großer Brücken liegen für eine Lastkombination (s. Tab. 1) bei 5 bis 10 Stunden und damit in einem überschaubaren bzw. praktisch in jedem Falle brauchbaren Bereich.

9. References

- [1] Alshebani, M.M.; Sinha, S.N.: Stress-strain characteristics of brick masonry under cyclic biaxial compression. Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 9, S.1004-1007 (2000)
- [2] Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. Bautechnik 73, S. 222-234 Ernst & Sohn, Berlin (1996)

- [3] DIN 1053 Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung (Nov. 1996)
- [4] Ganz, H.R.: Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion. Dissertation. Birkhäuser Verlag Basel (1985)
- [5] Hughes, T.G; Roberts, T.M.; Goutis, G.; Bell, B.: Progressive damage to masonry from cyclic loading. Proc 6th Int. Symposium on Computer Methodes in Structural Masonry, Rom (2003)
- [6] Mann,W.; Müller,H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Berlin: Ernst u. Sohn. In: Mauerwerk-Kalender (1985)
- [7] Prüfberichte der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar (unveröffentlicht)
- [8] Ril 804 (B6) Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke
- [9] Ril 805 Bestehende Eisenbahnbrücken Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise
- [10] UIC-Kodex 778-3 E: Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton. Internationaler Eisenbahnverband (1995)
- [11] Schlegel, R.: Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Universitätsverlag (2004) ISBN 3-86068-243-1
Internet: http://e-pub.uni-weimar.de//frontdoor.php?source_opus=236
- [12] Schlegel, R.; Will, J.; Popp, J.: Neue Wege zur realistischen Standsicherheitsbewertung gemauerter Brückenviadukte und Gewölbe unter Berücksichtigung der Normung mit ANSYS
- [13] Schlegel, R.: Nichtlineare Berechnung von Beton und Stahlbetonstrukturen nach DIN 1045-1 mit ANSYS – Entwicklung, Implementation und Anwendung eines neuen Materialmodells. 23. CAD-FEM USER'S MEETING, Int. FEM-Technologietage 9.-11. November 2005, Bonn
- [14] Will, J.: Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien: Bauhaus Universität Weimar, Dissertation 1999, Berichte Institut für Strukturmechanik 2/99