

# Neue Wege zur realistischen Stand sicherheitsbewertung gemauerter Brückenviadukte und Gewölbe unter Berücksichtigung der Normung mit ANSYS

Dipl.-Ing. Roger Schlegel, Bauhaus-Universität Weimar  
Dr. Johannes Will, Dynardo GmbH  
Dipl.-Ing. Jürgen. Popp, Ingenieurbüro für Bauwerksprüfung

## Summary

Aufgrund des großen Bestandes gemauerter Brückenbauwerke (Gewölbebrücken bzw. Bogenviadukte) sowohl im Bereich der Eisenbahn- als auch der Straßenbrücken ist die Problemstellung der realistischen Tragfähigkeitsbewertung derartiger Konstruktionen von hoher Aktualität.

Typisch für diese Brückentragwerke ist, dass mit den bisher üblichen vereinfachten Berechnungsannahmen und Berechnungsmethoden keine ausreichende Sicherheit mehr nachgewiesen werden kann. Die wesentlichen Grundvoraussetzungen für die zutreffende Beurteilung gemauerter Bogenbrücken sind:

- die Wahl eines realistischen Berechnungsmodells,
- die Berücksichtigung der auftretenden geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten,
- die Einbeziehung eines für Mauerwerk zutreffenden Materialmodells,
- ein darauf abgestimmtes Nachweiskonzept.

Der Beitrag beschreibt die Nachrechnung und Stand sicherheitsbewertung von gemauerten Brückenviadukten bzw. Gewölbebrücken mit Hilfe moderner numerischer Berechnungsverfahren. Die Berechnungen wurden an detaillierten 3D-Modellen durchgeführt, welche den Einbauort und die Lage des Verbandes der unterschiedlichen Mauerwerksarten berücksichtigten. Die Grundlage der Berechnungen stellt ein in ANSYS implementiertes, elastoplastisches 3D-Materialmodell für Mauerwerk dar. Mit Hilfe dieses Materialmodells wird die Stand sicherheitsbewertung unter vollständiger Einbeziehung der gültigen Vorschriften im Brücken- und Mauerwerksbau möglich.

Es wird deutlich, daß nur mit Hilfe nichtlinearer Berechnungen das Tragverhalten derartiger Mauerwerksstrukturen zuverlässig und wirklichkeitsnah beschrieben werden kann. Weiterhin wird gezeigt, daß die Erstellung komplexer dreidimensionaler Strukturmodelle notwendig ist, um Strukturschädigungen und Versagensmechanismen zuverlässig abzubilden.

## Keywords

gemauerte Bogenbrücken, Gewölbebrücken, elastoplastisches Materialmodell, Stand sicherheit, Gebrauchstauglichkeit

## 1 Einleitung

Bei gemauerten Eisenbahn- oder Straßenbrücken handelt es sich um Bogen- bzw. Gewölbestrukturen. Typisch für diese Brückentragwerke ist, dass mit den bisher üblichen vereinfachten Berechnungsannahmen und Berechnungsmethoden keine ausreichende Sicherheit mehr nachgewiesen werden kann. Nicht selten standen die ermittelten zulässigen Belastungen im Widerspruch zu den Erfahrungen des Bauherren bzw. Betreibers über bereits beobachtete ertragbare Einwirkungen.

Diese Diskrepanz zwischen Berechnung und Realität ist seit längerem bekannt und war in den letzten Jahrzehnten Gegenstand einer fortwährenden Diskussion. Oftmals waren die Verbesserungsversuche der mit sehr einfachen Mitteln erhaltenen Berechnungsergebnisse davon geprägt, die zulässige Exzentrizität der Kraftresultierenden oder den für die Berechnung ansetzbaren Bruchwert der Materialfestigkeit nach oben zu korrigieren. Dabei trafen derartige Versuche der „realistischeren“ Bewertung gemauerter Bogenbrücken den eigentlichen Kern der Problematik nicht.

Die wesentlichen Grundvoraussetzungen für die zutreffende Beurteilung gemauerter Bogenbrücken sind:

- die Wahl eines realistischen Berechnungsmodells,
- die Berücksichtigung der auftretenden geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten,
- die Einbeziehung eines für Mauerwerk zutreffenden Materialmodells,
- ein darauf abgestimmtes Nachweiskonzept.

Durch die Einbeziehung dieser Grundvoraussetzungen in die Tragfähigkeitsbewertung wird es erst möglich, den Lastfluss und die im Bauwerk stattfindende Lastumlagerung zutreffend und sinnvoll zu beschreiben. Grundlegende Einschränkungen wie z.B. die starke Reduzierung der Freiheitsgrade, die Diskretisierung als 1D-Stabmodell oder die ausschließliche linear elastische Berechnungsweise sind mit der progressiven Entwicklung numerischer Berechnungsverfahren und der dafür zur Verfügung stehenden Hardware in der heutigen Zeit hinfällig geworden.

Der verantwortungsbewusste Umgang mit diesen verfeinerten Berechnungsmodellen verlangt, dass bei der Erschließung von Tragreserven die Konservativität aller Eingangsgrößen erhalten bleibt. Dabei muss immer nachgewiesen werden, dass die Belastungen der Struktur nicht unterschätzt und die Widerstände der Struktur nicht überschätzt werden. Eine weitere wesentliche Forderung ist, dass das verwendete Materialmodell mit Versuchsergebnissen verifizierbar sein muss.

Der vorliegende Beitrag vergleicht am Beispiel einer gewöhnlichen, in dieser Art sehr häufig vorkommenden Bogenbrücke die Eignung verschiedener Berechnungsmodelle und Berechnungsverfahren. Die Geometrie dieser Brücke ist in Bild 1 dargestellt. Das Bauwerk besteht aus einem gemauerten Bogen, zwei Stirnmauern sowie dem Widerlager- bzw. Fundamentmauerwerk. Die Verkehrslasten werden über in Querrichtung spannende (hier nicht dargestellte) Tragglieder wie z.B. Steinplatten oder gemauerte Bögen in die Stirnmauern eingetragen.

Die Materialkennwerte des vorhandenen Mauerwerks sind in Tab. 1 zusammengestellt.

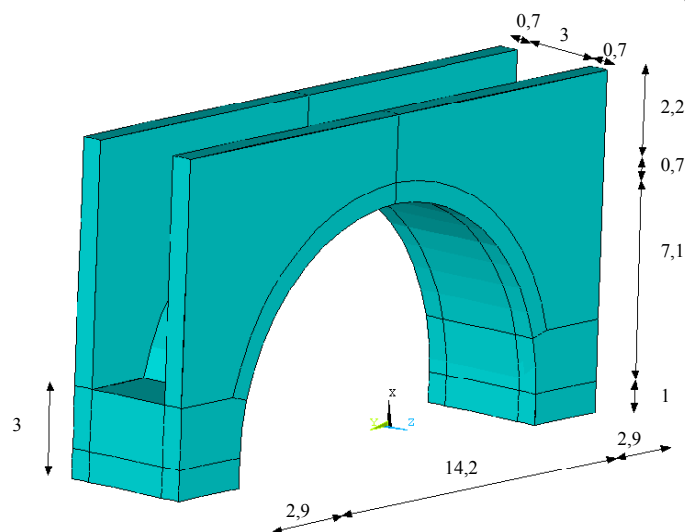


Bild 1: Geometrie des Berechnungsbeispiels

Materialparameter		
Elastizitätskennwerte		
E-Modul senkrecht zur Lagerfuge	$E_V$ (N/mm <sup>2</sup> )	10000
E-Modul parallel zur Lagerfuge	$E_H$ (N/mm <sup>2</sup> )	7500
Querdehnzahl	$\nu$	0,15
Schubmodul	$G_V$ (N/mm <sup>2</sup> )	4348
Schubmoduli	$G_H$ (N/mm <sup>2</sup> )	3261
Festigkeitswerte		
Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	$f_{mV}$ (N/mm <sup>2</sup> )	10
Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge	$f_{mH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	7,5
Reibungswinkel (Lagerfuge)	$\phi$ °	30
Haftscherfestigkeit (Lagerfuge)	$C$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,032
Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	$f_{tV}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0
Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge	$f_{tH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1
Stoßfugenabstand	$a_S$ (cm)	1
Lagerfugenabstand	$a_L$ (cm)	0,5
Überbindemaß	$\ddot{U}$ (cm)	0,5
Sonstige		
Wichte	$\gamma_{MW}$ (t/m <sup>3</sup> )	2,8

Tab. 1: Materialkennwerte des Mauerwerks

## 2 Modellbildung

In der Vergangenheit wurden, abhängig von den zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln, sehr unterschiedliche Berechnungsmodelle zur Bewertung derartiger Bogenbrücken verwendet. Am einfachsten war die alleinige Betrachtung des Bogenmauerwerks als Dreigelenkbogen oder eingespannter Bogen. Diese Berechnungsmodelle vernachlässigen das Zusammenwirken des Bogens mit der Aufmauerung oder Überschüttung und werden daher dem tatsächlichen Lastabtrag nicht gerecht. Die Folge ist eine unrealistische Traglasteinstufung die meist zu den Eingangs erwähnten Problemen führt.

In Bild 2 ist ein in der Praxis häufig verwendetes Berechnungsmodell dargestellt. Hierbei werden der Bogen und die Aufmauerung sowie die Fahrbahn mit Stäben diskretisiert. Die Stäbe der Stirnmauern sind Fachwerkstäbe, d.h. sie können nur Normalkräfte übertragen und sind daher gelenkig mit dem Bogen und der Fahrbahn verbunden. Da es sich in vorliegendem Fall bei der Fahrbahn nur um in Querrichtung spannende Tragglieder handelt, werden die Stäbe der Fahrbahn untereinander gelenkig gekoppelt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse wird die Gründung analog zum 3D-Modell durch Scheibenelemente berücksichtigt. Die Stäbe des Bogens sind durch eine entsprechende Kopplung (Querstäbe) mit dem Fundament verbunden.

In Bild 3 ist das 3D-Volumenmodell der hier beispielhaft untersuchten Brücke abgebildet. Für die Diskretisierung der Struktur werden 8-Knoten-Volumenelemente genutzt. Dabei wird die Elementintegration mit extra shape functions verwendet (Behinderung von Schub- und Volumenlocking).

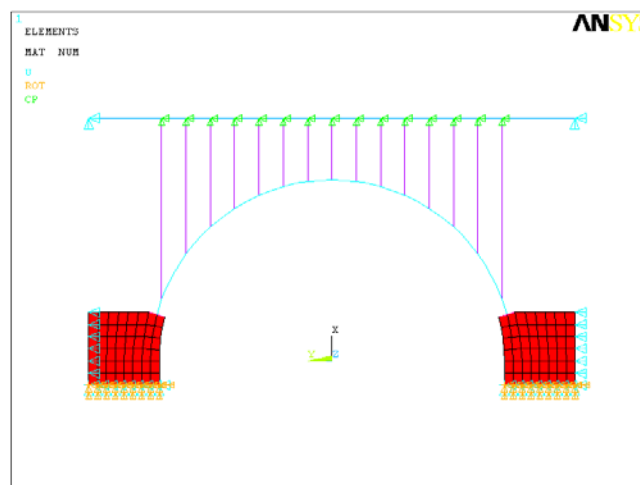


Bild 2: Stabmodell

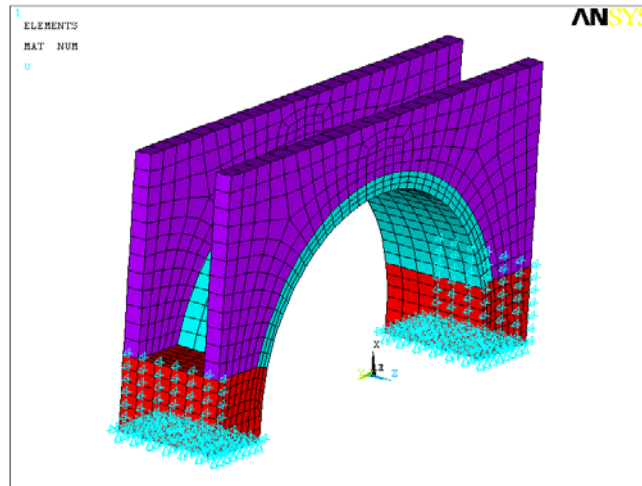


Bild 3: 3D-FE-Volumenmodell

### 3 Wahl des Berechnungsverfahrens und des Materialmodells

Die Komponenten Stein und Fugen des heterogenen Baustoffs Mauerwerk bedingen ein anisotropes Bruch- und Verformungsverhalten. Die Anisotropie liegt einerseits in den Mörtelfugen als Ebenen verminderter Festigkeit begründet. Deren Ausbildung ist unterschiedlich. Während die Lagerfugen durchgängig verlaufen, sind die Stoß- und Längsfugen treppenförmig (im Verband) ausgebildet. Die vertikalen Fugen (Stoßfugen, Längsfugen) können im allgemeinen nur Druckspannungen übertragen. Sie können zur Übertragung von Schub- bzw. Zugspannungen nicht herangezogen werden, da

- sie häufig (planmäßig oder unplanmäßig) nicht bzw. nur zum Teil vermörtelt ausgeführt werden,
- die Haftung zwischen Mörtel und Stein durch Mörtelschwinden teilweise aufgehoben ist und
- die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und den relativ glatten Stirnflächen der Mauerziegel gering ist.

Die fehlende Schub- und Zugtragfähigkeit der Stoßfugen bedingt eine heterogene Spannungsverteilung. Angreifende äußere Schub- und horizontale Zugspannungen müssen über die Lagerfugen von Stein zu Stein übertragen werden. Andererseits beeinflusst die anisotrope Struktur der Steine das Materialverhalten des Mauerwerks. Bei künstlichen Steinen folgt sie aus der Lochung und aus dem Herstellungsprozeß. Auch natürliche Steine können je nach Entstehung eine Richtungsabhängigkeit im Korngefüge aufweisen.

All diese grundlegenden Eigenschaften des Mauerwerks führen bei vielen Mauerwerkstrukturen dazu, daß bereits bei der Herstellung bzw. unter Eigengewicht aus den Interaktionen zwischen Steinen und Fugen Mikrorisse und Lastumlagerungen, die der Gefügefingung im Verband dienen, stattfinden. Sie dienen vornehmlich dazu den heterogenen Spannungszustand im Mauerwerksverband zu aktivieren. Dies gilt insbesondere für historisches Mauerwerk, welches meist von geringen Fugen- und relativ hohen Steinfestigkeiten gekennzeichnet ist.

Ein linear elastisches Materialmodell ist nicht in der Lage diese nichtlinearen Effekte, d.h. die für Mauerwerk typische Rissbildung und Gefügefingung abzubilden. Es ist daher für die Beurteilung von Mauerwerkstrukturen nur sehr eingeschränkt anwendbar. Die begrenzte Gültigkeit linearer Berechnungen wird noch verstärkt, wenn komplexere Mauerwerkstrukturen (wie die hier betrachteten Gewölbebrücken), bei denen die Interaktion verschiedener Bauwerksbereiche (z.B. Wechselwirkungen zwischen Stirnmauern und Bogenmauerwerk) von den oben beschriebenen nichtlinearen Effekten nennenswert beeinflusst werden. Dieser Tatsache wird auch im Vorschriftenwerk zur Berechnung von gemauerten Gewölbebrücken Rechnung getragen. In der Ril 805 [5] wie auch in [6] wird die Anwendung der Elastizitätstheorie für die Berechnung derartiger Brücken mit Hilfe realistischer dreidimensionaler Strukturmodelle, welche die Mitwirkung der Stirnmauern bzw. Überschüttungen berücksichtigen, begrenzt. Dort heißt es:

*"Das so erweiterte statische Strukturmodell des Gewölbebauwerks darf auf der Grundlage der Elastizitäts-Theorie berechnet werden. Hierbei dürfen an keiner Stelle größere Zugspannungen als 0,5 MN/m<sup>2</sup> auftreten."*

Mit der Zugspannung von  $0,5 \text{ MN/m}^2$  wird keine zulässige Spannung im Bezug auf die Zugfestigkeit des Baustoffes festgelegt, sondern ein kleiner Zugkeil erlaubt, der die Tragfähigkeit des Querschnitts auf Druck ohne Berücksichtigung dieses Zugkeils nicht beeinträchtigt.“ (Zitat aus Ril 805 [5])

Diese Begrenzung auftretenden Zugspannungen auf  $0,5 \text{ MN/m}^2$  (die wegen des fehlenden Bezugs zur konkreten Bauwerkssituation nicht unkritisch übernommen werden sollte) zeigt, daß auch im Vorschriftenwerk die Reglementierung der Anwendbarkeit linear elastischer Berechnungen zur Untersuchung von Gewölbebrücken Eingang gefunden hat.

In Bild 4 sind die typischen Rissarten im Mauerwerkverband dargestellt.

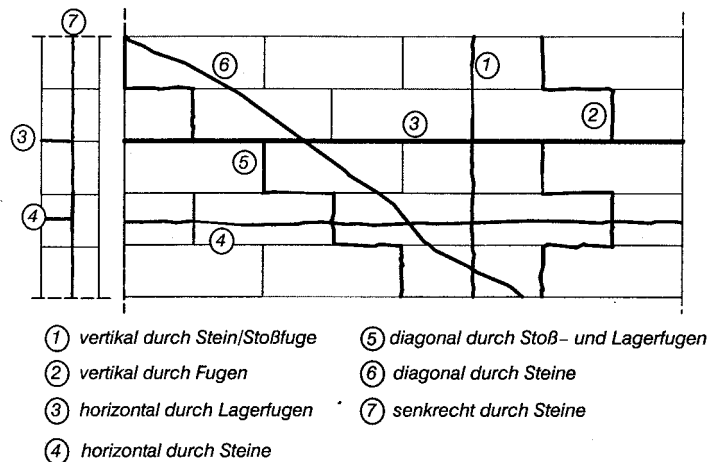


Bild 4: typisch Rissarten im Mauerwerk (aus [1])

Eine realistische Abbildung des Mauerwerkverbandes ist nur mit Hilfe elastoplastischer Materialmodelle möglich. Hierfür wurde von den Verfassern ein dreidimensionales, elastoplastisches Materialmodell auf der Grundlage der Bruchbedingung von Ganz [2] entwickelt und in die FE-Programmsysteme ANSYS und LSDYNA3D implementiert. Dieses Materialmodell wurde u.a. in [3] und [4] vorgestellt. Es beschreibt den Mauerwerkverband als ein Ersatzkontinuum und ist in der Lage die räumliche Festigkeit, die in Bild 4 dargestellten Rissbildungen sowie das realistische Spannungs-Dehnungsverhalten im Druck-, Zug- und Schubbereich zu beschreiben.

Für die numerische Modellierung von Mauerwerk gibt es neben der Beschreibung des Mauerwerkverbandes als verschmiertes Ersatzkontinuum noch die Möglichkeit der getrennten Modellierung der Steine und Fugen als sogenanntes Mikromodell.

Die Vorteile des Mikromodells liegen in der Möglichkeit, eine detaillierte Spannungsanalyse unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Materialeigenschaften und des Verbundes der beiden Komponenten Stein und Mörtel durchzuführen. Auftretende Risse und die Rissentwicklung können dabei diskret erfasst bzw. untersucht werden.

Zur Berechnung realer Mauerwerksstrukturen ist oftmals die Verwendung eines homogenen Modells sinnvoll. Der hauptsächliche Vorteil liegt dabei in der deutlichen Reduzierung des Modellierungsaufwandes. Mittels eines homogenen Ersatzmaterials wird mit mittleren Spannungen und Verformungen gerechnet. Voraussetzung für die Anwendbarkeit eines homogenen Modells ist, dass die Abmessungen der einzelnen Steine im Verhältnis zu den Abmessungen der zu untersuchenden Struktur klein genug sind und somit die auftretenden Diskontinuitäten verschmiert betrachtet werden können.

Oftmals ist auch eine Kombination beider Betrachtungsweisen zur Berücksichtigung lokaler Diskontinuitäten wie z.B. Fugen zwischen verschiedenen Bauteilen, Aufstandsflächen oder stark gegliederte Bereiche notwendig.

#### 4 Vergleichende Betrachtungen

Im Folgenden werden durch Vergleiche der in den Bildern 2 und 3 dargestellten Modelle an ausgewählten Ergebnissen die wesentlichen Einflüsse aus der Strukturmodellierung (2D-Stabmodell vs. 3D-Volumenmodell) und aus dem Materialmodell (linear elastisch vs. nichtlinear, elastoplastisch) vorgestellt.

## 4.1 Eigenlastzustand

Grundsätzlich wird mit dem Lastschritt Eigenlasten der Ausgangszustand für die weiteren Berechnungen erzeugt (erforderliche Lastgeschichteberechnung). Das bedeutet, dass das mit einer idealen (unverformten) Geometrie erstellte FE-Modell in die verformte Ausgangslage gebracht wird. Zu vergleichen ist dieser Rechenschritt mit der Erstellung des Mauerwerkes, dem Abbinden des Mauerwerkes und dem Abbau der Leererüste der Bögen am Ende der Bauphase. Als Folge des Lastfalles Eigengewicht treten Kraftumlagerungen ein, welche die eigentliche Bogentragwirkung aktivieren.

Nachstehend werden die Ergebnisse am Bogenscheitel folgender Berechnungsvarianten verglichen:

Variante 1: Stabmodell (Bild 2), linear elastische Berechnung

Variante 2: 3D-Volumenmodell (Bild 3), linear elastische Berechnung

Variante 3: 3D-Volumenmodell (Bild 3), nichtlineare Berechnung mit Hilfe des in [3],

[4] vorgestellten räumlichen elastoplastischen Materialmodells für Mauerwerk

In Bild 4a sind die Schnittkräfte des Stabmodells (Variante 1) im Bogenmauerwerk dargestellt. Bild 4b zeigt die zugehörigen Verformungen. Die Spannungen der Varianten 2 und 3 sind in den Bildern 5 und 6 enthalten. Der Vergleich der Spannungen und Verformungen im Bogenscheitel ist in Tab. 1 zusammengestellt. Es wird deutlich, daß mit Hilfe des Stabmodells aufgrund der fehlenden Horizontalsteifigkeit der Stirnmauern die ca. **10-fachen** Spannungen des 3D-Modells ermittelt werden. Die Vertikalverschiebung des Bogenscheitels wird mit dem Stabmodell ca. 3-fach größer ermittelt als mit dem 3D-Modell. Diese erhebliche Diskrepanz ist also zunächst vorwiegend der Strukturmodellierung (Stabmodell vs. Volumenmodell) zuzuordnen. Ein weiterer wichtiger Unterschied besteht in den Spannungen an der Bogenunterseite. Während in den beiden linear elastisch gerechneten Varianten (Var. 1 und 2) Zugspannungsbereiche ermittelt werden, ist das Bogenmauerwerk bei der Var. 3 vollständig überdrückt.

Variante	Ergebnisse im Bogenscheitel				
	$\sigma_{N,oben}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$\sigma_{N,unten}$ (kN/m <sup>2</sup> )		Vertikalverschiebung ux (mm)
	Rand	Mitte	Rand	Mitte	
1	-982 (-1232*)		+307		1,68
2	-107	-198	+32	-23	0,46
3	-93	-267	-37	-51	0,53

Tab. 1: Vergleich der Spannungen und Verformungen im Bogenscheitel

(\* Wert bei Ausschaltung der Zugzone)

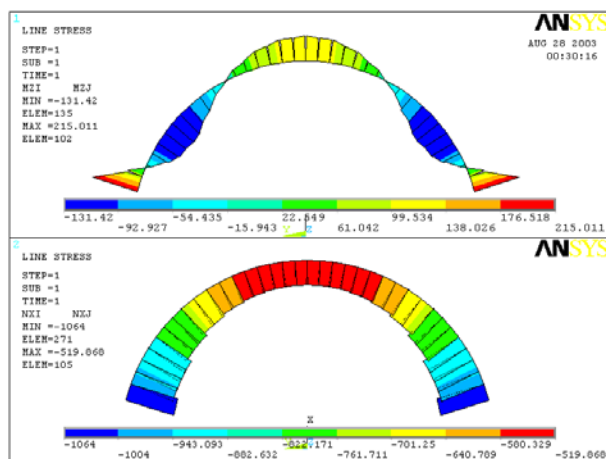


Bild 4a: Schnittgrößen des Stabmodells (Variante 1) im LF Eigengewicht

(positive, auf der Stabunterseite Zug erzeugenden Momente werden oberhalb der Stabachse angetragen)

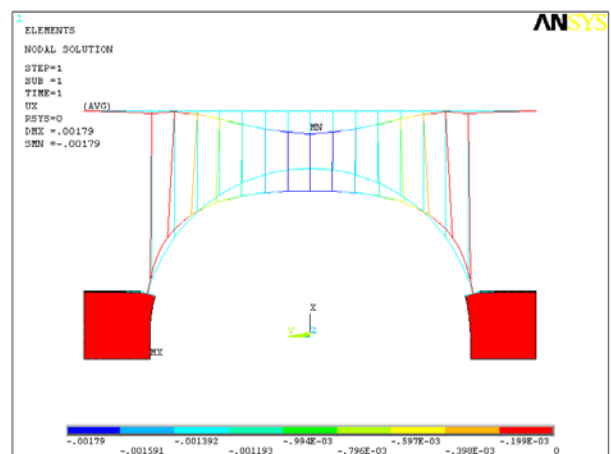


Bild 4b: verformte und unverformte Struktur

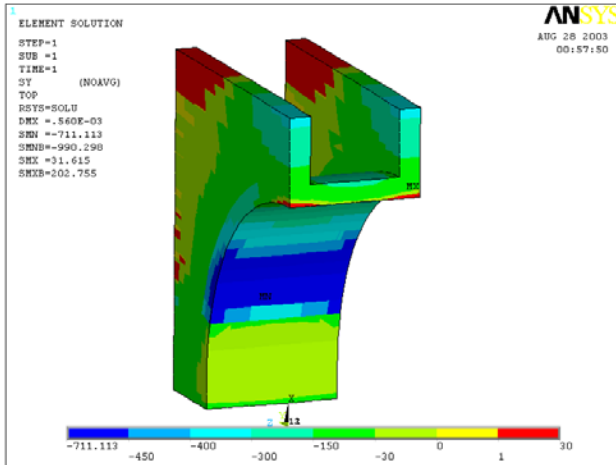


Bild 5: Spannungen 3D-FE-Volumenmodell, linear elastische Berechnung (Variante 2) LF Eigengewicht

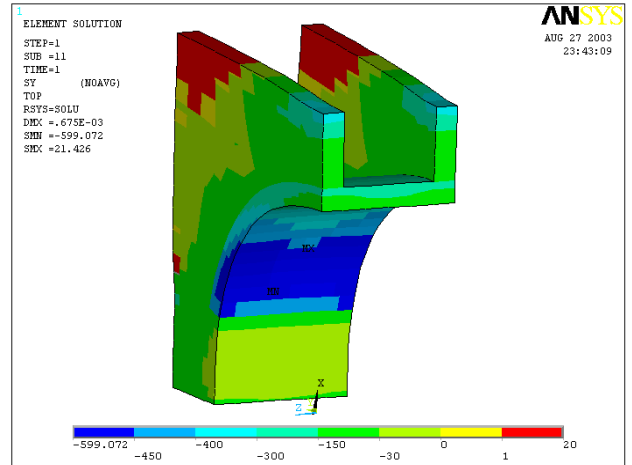


Bild 6: Spannungen 3D-FE-Volumenmodell, nichtlineare Berechnung (Variante 3) LF Eigengewicht

Der Grund hierfür liegt in der Umlagerung unzulässiger Schub- und horizontaler Zugspannungen im Stirnmauerwerk, die als Gefügefingung zu interpretieren sind. Sie führen zu geringen plastischen Dehnungen (Bild 7), die qualitativ den in Bild 4 dargestellten Rissbildern 2, 3, und vor allen 5 zuzuordnen sind. Derartige Rissverläufe werden auch häufig an den realen Bauwerken vorgefunden (Bild 8). Sie sind typisch für den Stirnmauerbereich und für die Verbundfuge zwischen Bogenmauerwerk und Stirnmauer. Ihre Berücksichtigung im Materialmodell ermöglicht erst die realistische Berechnung von Gewölbebrücken, da sie im Eigengewichtslastfall die Bogentragwirkung aktivieren.

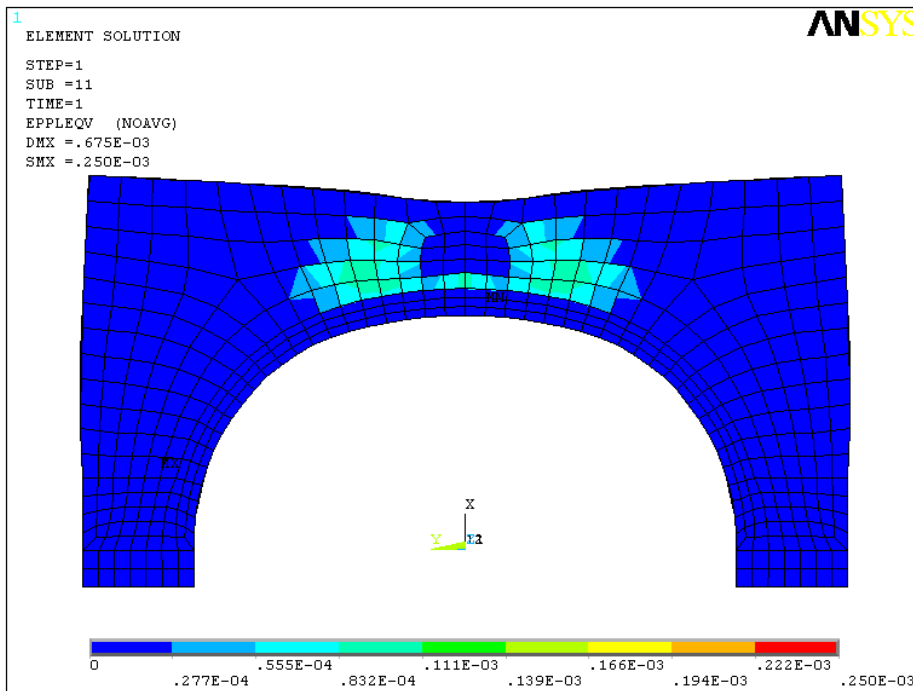


Bild 7: Plastische Dehnungen im Lastfall Eigengewicht



Bild 8: Typisches Rissbild in der Übermauerung

Diese Unterschiede im Ausgangszustand unter Eigengewicht haben auch einen großen Einfluß auf die ertragbare Belastung. Bei linear elastischer Betrachtungsweise wird der Bogen ähnlich einem Biegebalken betrachtet. Eine weitere Laststeigerung bewirkt eine Zunahme des "Feldmoments" in Bogenmitte. Folglich nimmt die Größe der Zugspannungen an der Bogenunterseite progressiv zu. Die nichtlineare Berechnung vermag es dagegen die Bogentragwirkung u.a. durch Einbeziehung der typischen Rissbildung im Stirnmauerwerk realistisch zu berücksichtigen. Hierdurch wird der Bogen zunächst überdrückt. Vergleichbar ist dieser Beanspruchungszustand im Bogenmauerwerk mit einer gewissen Vorspannung.

#### 4.2 Traglast

Für das hier betrachtete Brückentragwerk ist die ausmittige Verkehrslaststellung im Viertelpunkt der Spannweite maßgebend. Bei der Steigerung einer solchen Verkehrslast fällt beim Stabmodell sehr früh das unrealistisch große Einspannmoment an der lastabgewandten Kämpferseite auf. Selbst wenn diese Stelle vernachlässigt wird, so ist die an diesem Beispiel mit Hilfe des Stabmodells berechnete Traglast um den Faktor 10 kleiner als die mit dem realistischen Volumenmodell (Var. 3) ermittelte Traglast.

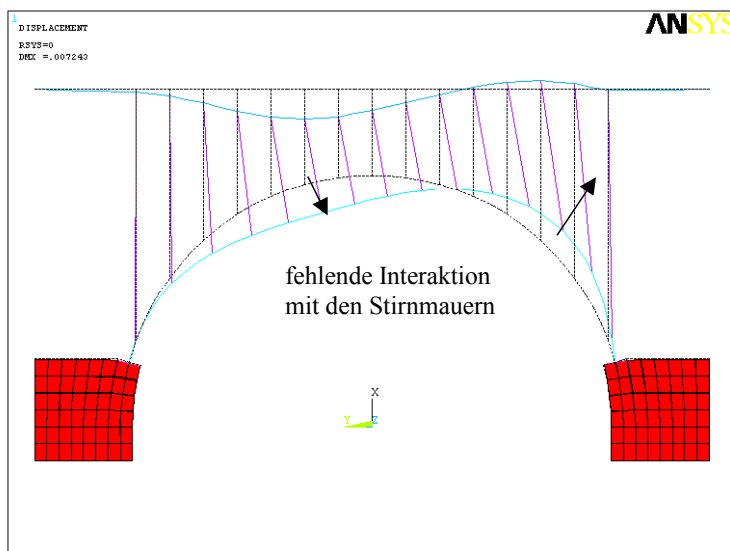


Bild 9: Verformung des Stabmodells unter ausmittiger Verkehrslast



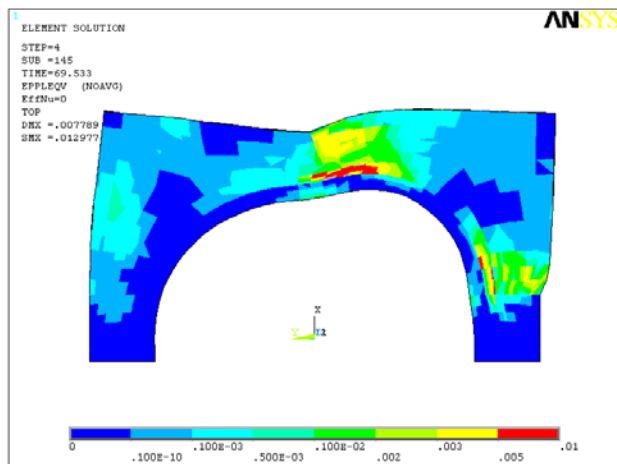


Bild 10: Plastische Dehnungen unter Traglast

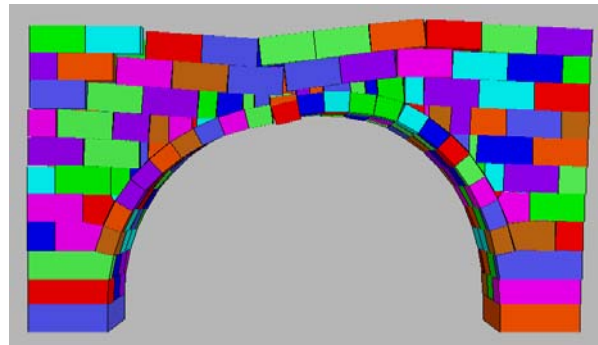


Bild 11: Bruchbild (Diskontinuummodell)

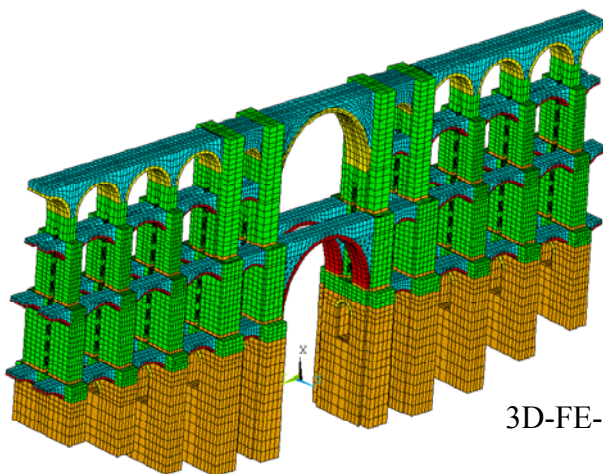
Bild 9 zeigt die Verformungen des Stabmodells unter ausmittiger Verkehrsbelastung. Durch die fehlende Horizontalsteifigkeit der Pendelstäbe kann der Bogen ungehindert seitlich ausweichen. Diese Vernachlässigung der Interaktion zwischen Bogenmauerwerk und den Stirnwänden trägt neben der linearen Berechnungsweise entscheidend zur wesentlich geringer ausfallenden Traglast bei. In Bild 10 sind die plastischen Dehnungen (Var.3) bei Erreichen der Traglast. Sie sind auf ein Schub- und Zugversagen in den Stirnwänden sowie auf eine Zugrissbildung im Bogenmauerwerk zurückzuführen. In Bild 11 ist das Ergebnis einer weiteren Vergleichsrechnung mit Hilfe eines Diskontinuummodells dargestellt. Auch hier werden die Versagensmechanismen und Rissbildungen im Bruchzustand gut sichtbar. Beide Modelle zeigten eine sehr gute Übereinstimmung.

### 4.3 Temperaturbeanspruchungen

Temperatureinwirkungen führen bei den i.d.R. sehr massigen gemauerten Brückenbauwerken zu erheblichen Beanspruchungen. Dabei ist meist für den Nachweis des Bogens der Lastfall Winter (Temperaturabkühlung) maßgebend. In Bild 12 sind die Verläufe der Gesamt-Vertikalverschiebungen der Hauptbogenscheitel der Göltzschtalbrücke [7] dargestellt. Deutlich erkennbar wird der dominierende Einfluß der Temperatureinwirkung (Lastschritt 4), welche nach den Eigenlasten die größten Zuwächse der Scheitelverschiebungen hervorruft.

Die zutreffende Erfassung der Beanspruchungen aus Temperatureinwirkungen setzt die realistische Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit voraus. Diese kann durch räumliche Volumenmodelle sehr gut abgebildet werden. Stabmodelle sind hierfür wenig geeignet.

Ebenso erforderlich ist die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens, da eine linear elastische Berechnung im Lastfall Winter zu sehr großen unzulässigen Zug- und Schubspannungen im Mauerwerksverband führen würde, die sich einer sinnvollen Bewertung entziehen.



3D-FE-Modell der Göltzschtalbrücke

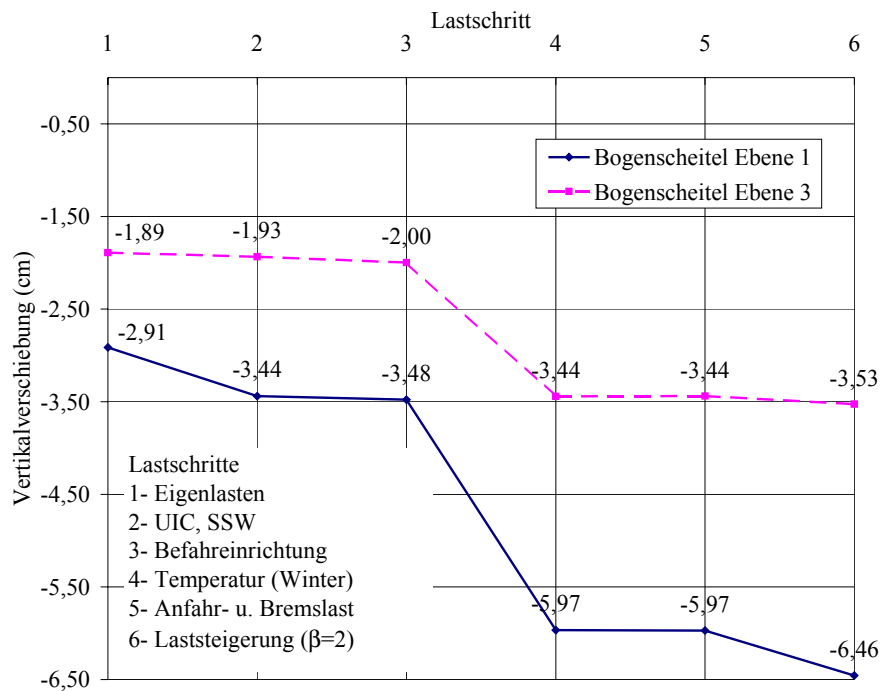


Bild 12: Totale Vertikalverschiebungen der Bogenscheitel der Hauptbögen (cm)

## 5 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Die teilweise erheblichen Diskrepanzen zwischen den Ergebnissen der rechnerischen Tragfähigkeitsbewertung mit herkömmlichen Verfahren und den beobachteten Belastungen sind vorwiegend auf die zwei Ursachen

- unrealistisches Strukturmodell und
- unrealistisches Materialmodell für Mauerwerk zurückzuführen.

Stabmodelle in der hier vorgestellten Art vermögen nicht die für die Tragfähigkeit der Brücke wichtige Interaktion zwischen Bogen- und Stirnmauerwerk richtig wiederzugeben. Verfeinerungen des Stabmodells, etwa durch die Einführung einer horizontalen Bettung sind durch den Einsatz nichtlinearer Feder Elemente prinzipiell möglich. Deren Verifikation mit realistischen Materialwerten ist jedoch schwierig. Außerdem stößt diese Modellierungsweise bei der Simulation von Temperatureinwirkungen schnell an Grenzen.

Die Verwendung räumlicher Modelle ermöglicht die Berechnung wirklichkeitsnaher Spannungsverteilungen unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bauwerksbereichen.

Realistische Berechnungen erfordern weiterhin ein zutreffendes Materialmodell, welches die wesentlichen Nichtlinearitäten des Mauerwerkverbandes erfasst. Erst dadurch wird es möglich die Gefügeföndung und Aktivierung der Bogentragwirkung unter Eigengewicht nachzuvollziehen und damit den notwendigen Ausgangszustand für die weiteren Belastungen zu generieren. Ebenso ist für es für die sinnvolle Prognose der Versagenslast notwendig Lastumlagerungen und Rissbildungen im Mauerwerksverband zu berücksichtigen.

## References

- [1] Al Bosta, S.: Risse im Mauerwerk. Verformungen infolge von Temperatur und Schwinden. Baupraktische Beispiele. Werner Verlag, 2. Auflage 1999
- [2] Ganz, H. R.: Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion. Birkhäuser Verlag Basel 1985
- [3] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.; Zrost, H.: Dreidimensionale Berechnung ein- und mehrschaliger Mauerwerkkonstruktionen unter Einbeziehung des anisotropen Riss- und Entfestigungsverhaltens. Das Mauerwerk (2003) Heft 1, S. 2-10

- [4] Rautenstrauch, K., Schlegel, R.: Moderne Konzepte zur Untersuchung von Mauerwerkkonstruktionen. 5. Informationstag des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau (IKI) 10. Oktober 2002, Tagungsband
- [5] Ril 805 Bestehende Eisenbahnbrücken Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise.
- [6] Internationaler Eisenbahnverband UIC-Kodex 778-3 E, Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton. (1995)
- [7] Schlegel, R.; Will, J.; Fischer, D.; Rautenstrauch, K.: Tragfähigkeitsbewertung gemauerter Brückenbauwerke mit modernen Berechnungsmethoden am Beispiel der Göltzschtalbrücke. Bautechnik 80 Heft 1, S.15-23
- [8] Lemos, J.V.: Assessment of the Ultimate Load of a Masonry Arch Using Discrete Elements. in Computer Methods in Structural Masonry - 3, G.N. Pande and J. Middleton, Eds. Books Journals Int., pp. 294-302, 1995