

Maßgebende Einwirkungen auf Bogentragwerke für Brücken aus Quadermauerwerk für beliebige Geometrien infolge Normlasten

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplomingenieur (FH)

dem Fachbereich Bauingenieurwesen / Architektur
der Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (FH)

vorgelegte Diplomarbeit.

Von Thomas Gröschke, geboren am 30.03.1977 in Bad Saarow-Pieskow.

Tag der Einreichung: 06.10.2004

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Bobsin, Dr.-Ing. Purtak

Aufgabenstellung

Maßgebende Einwirkungen auf Bogentragwerke für Brücken aus Quadermauerwerk für beliebige Geometrien infolge Normlasten.

- Lasten, Laststellungen und Lastkombinationen
- Lineare und nichtlineare Berechnungsmodelle, Vergleich
- Beanspruchung des Bogenquerschnittes, Stützlinien
- Eingabemaske erstellen
- Beispielberechnung mit Bemessung nach Traglastkurven

Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit widmet sich den für die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken relevanten Einflüssen. Hierzu werden anfangs Themengebiete der Modellgenerierung behandelt, um anschließend mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode ausführliche Parameterstudien unter Normlasten durchführen zu können. Abschließend wird ein Nachweiskonzept für Gewölbebrücken aus quaderförmigem Mauerwerk entwickelt und beispielhaft angewendet.

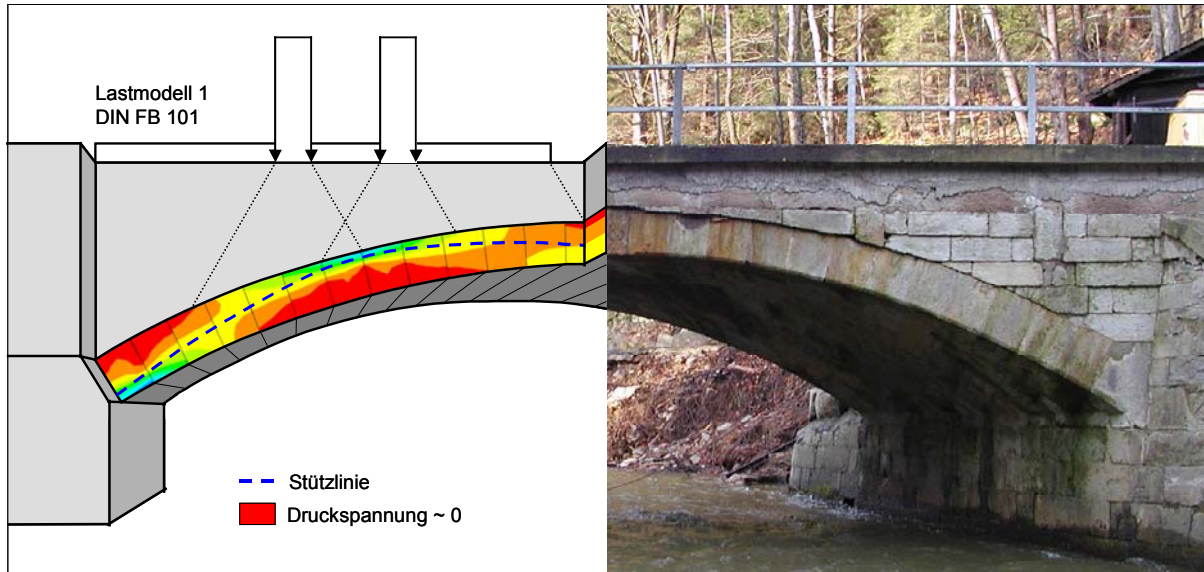


Abb. 1: Müglitzbrücke zwischen Bärenhecke und Glashütte [1]

Abkürzungsverzeichnis

F	Kraft
N	Normalkraft
N_{Bruch}	Normalkraft im Bruchzustand
N_{vorh}	rechnerisch vorhandene Normalkraft
Q	Querkraft
M	Moment
e	Exzentrizität von N bezüglich der Querschnittsmitte
m	bezogene Ausmitte von N; $m = 6 \cdot e/d$
u	Verschiebung
L	Spannweite des Bogens
F	Stichhöhe des Bogens
R	Krümmungsradius
d	Bogen- bzw. Gewölbedicke
d_s	Dicke am Scheitel
d_K	Dicke am Kämpfer
d_o	oberer Grenzwert der Mindestdicke
d_u	unterer Grenzwert der Mindestdicke
h_A	Höhe der Auffüllung über Bogenscheitel
h_{FB}	Höhe des Fahrbahnaufbaus
h_{St}	Steinhöhe
b_{St}	Steinbreite
t	Fugendicke
H	Horizontalschub am Kämpfer
φ_K	Anstiegswinkel des Bogens am Kämpfer
E_{St}	Elastizitätsmodul für Stein
$E_{\text{Mö}}$	Elastizitätsmodul für Mörtel
E_{MW}	äquivalenter Elastizitätsmodul für Mauerwerk
E_0	Elastizitätsmodul Ausgangszustand
E_s	Steifeziffer des Baugrundes
G_{MW}	äquivalenter Schubmodul für Mauerwerk
$\beta_{D,\text{St}}$	Steindruckfestigkeit
$\beta_{D,\text{St},5\%}$	5%-Fraktilwert von $\beta_{D,\text{St}}$
$\beta_{Z,\text{St}}$	Steinzugfestigkeit
$\beta_{Z,\text{St},5\%}$	5%-Fraktilwert von $\beta_{Z,\text{St}}$
$\beta_{\text{SZ},\text{St}}$	Spaltzugfestigkeit des Steins
$\beta_{D,\text{Mö}}$	Mörteldruckfestigkeit

β_{RHS}	Haftscherfestigkeit
τ	Schubspannung
σ	Spannung
ε	Dehnung
$\mu_{Mö}$	Querdehnzahl für Mörtel
μ_{St}	Querdehnzahl für Stein
γ_A	Wichte der Auffüllung
φ_A	Lastverteilungswinkel der Auffüllung
γ_{St}	Wichte des Steins
LM 1	Lastmodell 1 nach DIN FB 101
x_{DA}	Abstand von Brückenanfang bis Vorderkante Doppelachse des LM 1
x_{FL}	Abstand von Brückenanfang bis Vorderkante Flächenlast des LM 1
α_{Qi}	Abminderungsfaktor
Q_{max}	Traglast der Brücke
T_0	Aufstelltemperatur
T_{min}	tiefste Außenlufttemperatur
T_{max}	höchste Außenlufttemperatur
$T_{e,min}$	minimale Bauteiltemperatur
$T_{e,max}$	maximale Bauteiltemperatur
$\Delta T_{N,neg}$	Abkühlung des konstanten Temperaturanteils im Bauteil
$\Delta T_{N,max}$	Erwärmung des konstanten Temperaturanteils im Bauteil
α_t	linearer Temperaturexpansionskoeffizient
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung
R_d	Bemessungswert des Traglastwiderstandes
C_d	Gebrauchstauglichkeitskriterium
$\beta_{D,St,d}$	Bemessungswert der Steindruckfestigkeit
$\beta_{Z,St,d}$	Bemessungswert der Steinzugfestigkeit
σ	Standardabweichung
α	Ausnutzungsgrad
α_Q	Querkraftausnutzung
FEM	Finite-Elemente-Methode
K	Systemsteifigkeit

Die Bedeutung weiterer Abkürzungen ergibt sich aus dem Kontext.

Inhaltsverzeichnis:

Aufgabenstellung	II
Kurzfassung	IV
Abkürzungsverzeichnis	V
1 Einleitung	1
2 Ziele und Lösungsansatz	4
3 Diskussion der Begriffe Bogen und Gewölbe.....	6
4 Aufbau von Gewölbebrücken	8
4.1 Fahrbahn.....	8
4.2 Auffüllung	9
4.3 Aufmauerung	10
4.4 Gewölbe.....	10
4.5 Pfeiler und Widerlager	11
5 Ausgewählte Verfahren der Gewölbeberechnung.....	12
5.1 Kantungstheorie.....	13
5.2 Stützlinientheorie	16
5.2.1 Hängemodelle	18
5.2.2 Seilpolygonverfahren.....	21
6 Einwirkungen.....	22
6.1 Lastmodell 1.....	22
6.2 Temperatur	24
7 Modellierungstechniken	27
7.1 Iterative Modellanpassung.....	27
7.2 Diskontinuumsmodelle.....	29
7.3 Elastisch-plastische „Smeared Chrack“ Modelle	30
7.4 Vergleich statischer Modelle für Gewölbebrücken	32

8	Modellgenerierung	34
8.1	ANSYS®	35
8.2	NEWTON-RAPHSON-Verfahren	35
8.3	Brückenbogen	37
8.4	Stützlinie	38
8.5	Auffüllung	39
8.5.1	Stabwerksmodell	39
8.5.2	Scheibenmodell	41
8.5.3	Programmtechnisch umgesetzte Methode	44
8.6	Widerlager	45
8.7	Reihenfolge der Lastgenerierung	46
8.8	Generierung der Wanderlasten	46
8.9	Vorbereitung einer Eingabemaske	47
9	Parameterstudien	48
9.1	Vorbemerkungen	48
9.1.1	Statistische Erhebung	49
9.1.2	Standardbrücke	51
9.1.3	Versagensarten und Bruchkurven	53
9.2	Modelleinstellung	57
9.2.1	Netzfeinheit	57
9.2.2	Substeps	59
9.2.3	Schrittweite des Lastenzuges	60
9.3	Elastizitätsmodul	62
9.4	Auffüllung	63
9.4.1	Lastverteilungswinkel der Auffüllung	63
9.4.2	Höhe der Auffüllung	65
9.4.3	Wichte der Auffüllung	66
9.5	Spannweite	66
9.6	Bogendicke	67
9.7	Konische Bögen	70

9.8	Stichhöhenverhältnis F/L	72
9.8.1	Eigenlastzustand	73
9.8.2	Eigenlast und symmetrische Belastung unter Gleichlast	74
9.8.3	Eigenlast und Überfahrt des Lastmodells 1	75
9.8.4	Querkraftbeanspruchung aus Eigenlast und Überfahrt des Lastmodells 1.....	78
9.9	Auflagerverschiebungen	80
9.10	Temperatur	85
10	Nachweise.....	87
10.1	Vorschlag für ein Nachweiskonzept	88
10.2	Nachweis der Standardbrücke	90
10.2.1	Anwendung des entwickelten Nachweiskonzeptes.....	90
10.3	Vergleichsrechnungen	95
10.3.1	DIN 1053 (11/96).....	95
10.3.2	Seilpolygonverfahren.....	96
10.3.3	Diskontinuumsmodell ohne Mörtelfuge	97
10.3.4	Diskontinuumsmodell mit Mörtelfuge	98
11	Zusammenfassung und offene Probleme	101
12	Quellenverzeichnis	104
13	Eidesstattliche Erklärung	109
14	Anhang.....	110

1 Einleitung

Der Gewölbebau ist eines der ältesten Verfahren Räume zu überspannen und Geländeeinschnitte oder Flüsse zu überqueren. Heute sind allorts noch viele Gewölbebrücken vorhanden. In Sachsen entstanden die ersten Natursteinbrücken um die Mitte des 13. Jahrhunderts. Besonders zur Blütezeit des Silberbergbaus im 16. Jahrhundert baute man im Freiburger Raum massive Brücken aus unregelmäßigen Gneis-Hausteinen, die nicht selten auch heute noch ihre zuge dachte Aufgabe erfüllen. Hierzu gehört beispielsweise die um 1570 errichtete Altväterbrücke in Halsbrücke die eine einspurige Straßenüberführung über die Freiburger Mulde gewährleistet (Abb. 2 a).



Abb. 2: a) Altväterbrücke in Halsbrücke [45], b) Göltzschtalbrücke bei Mylau [ebenda.]

Nach einem zwischenzeitlichen Stillstand im Brückenbau, welcher durch den Dreißigjährigen Krieg (1618-1648) eintrat, konnte sich der Brückenbau unter dem sächsischen Kurfürsten Friedrich August I. (August der Starke, 1694-1733) stetig entwickeln. In dieser Zeit entstand beispielsweise die durch das Jahrhunderthochwasser im Jahr 2002 zerstörte Pöppelmannbrücke über die Mulde in Grimma, deren Wiederaufbau gegenwärtig diskutiert wird. Die wohl bedeutendsten sächsischen Gewölbebrücken wurden jedoch im 19. und am Anfang des 20. Jahrhunderts mit dem Ausbau der Verkehrsnetze errichtet. In dieser Zeit kamen die seit dem 17. Jahrhundert in stetiger Entwicklung befindlichen statischen Berechnungsverfahren erstmals ausführlich zur Anwendung.

Die größte Ziegelbrücke der Welt entstand mit der Göltzschtalbrücke im Zuge der Eisenbahnverbindung Leipzig - Nürnberg zwischen 1846 und 1851 bei Mylau im Vogtland [Abb. 2 b]. Die 574 m lange und bis zu 78 m hohe Brücke besteht aus 26 Millionen Ziegelsteinen und wird auch heute noch befahren. Zum Zeitpunkt ihrer Fertigstellung war sie zugleich die weltweit höchste Brücke der damals noch jungen Eisenbahngeschichte.

Neben den Schienennetz erforderte das anwachsende Straßennetz ab Mitte des 19. Jahrhunderts zunehmend größere Brückenbauwerke. Ein Beispiel hierfür ist die von 1875 bis 1877 entstandene Albertbrücke in Dresden [Abb. 3 a]. Sie überquert als letzte gemauerte Steinbogenbrücke die Elbe.

Einen weiteren Höhepunkt des Gewölbebaus in Sachsen markiert die Syratalbrücke (Friedensbrücke) in Plauen (Sachsen), die auch heute noch als die weitspannendste Steinbrücke Europas gilt [Abb. 3 b]. Sie wurde von 1903 bis 1905 im Zuge der jetzigen Friedensstraße errichtet. Die lichte Weite der korbformig gewölbten Hauptöffnung beträgt 90 m.



Abb. 3: a) Albertbrücke in Dresden [45], b) Syratalbrücke in Plauen [45]

Ebenfalls im Vogtland befindet sich die 635 m lange und max. 60 m hohe Elstertalbrücke Pirk, mit welcher der Bau bedeutender Gewölbebrücken in Sachsen seinen Abschluss fand. Sie besteht aus zwölf aneinandergereihten halbkreisförmigen Granitgewölben. Infolge der Kriegsanstrengungen stellte man die Bauarbeiten 1940 im unvollendeten Zustand ein [Abb. 4 a]. Erst im zweiten Bauabschnitt von 1991 bis 1993 erfolgte die Fertigstellung im Zuge des Ausbaus der Bundesautobahn A 72, die sechsspurig über das Weisse-Elster-Tal geführt werden soll [Abb. 4 b]. Hierzu sind zwei jeweils einseitig auskragende Hohlkastenquerschnitte aus Spannbeton zum Einsatz gekommen, welche jeweils über den Pfeilern punktförmig gelagert sind. Auch wenn dadurch die Gewölbe nicht ihre ursprünglich zuge dachte Tragfunktion besitzen, so gilt die Elstertalbrücke Pirk als größte europäische Quadersteingewölbebrücke.



Abb. 4: Elstertalbrücke Pirk a) nach 1940 [45], b) nach 1993 [ebenda.]

Allein in Sachsen erfolgten in den letzten Wochen des Zweiten Weltkrieges mehr als 600 gezielte Brückensprengungen. Hiervon waren viele Gewölbebrücken betroffen. Im Zusammenhang mit der Wiederherstellung kam es letztmalig zur umfangreichen Anwendung von tragendem Mauerwerk im Brückenbau.

Leider wurden in den neuen ostdeutschen Bundesländern im Zeitraum zwischen 1990 und 1995 im Zuge von Streckenausbauvorhaben eine ganze Reihe alter Gewölbebrücken durch Stahlbetonkonstruktionen ersetzt. Im Gegensatz hierzu entstanden besonders in China zwischen 1960 bis 1990 zahlreiche imposante Gewölbebrücken. Als größte Gewölbebrücke der Welt gilt derzeit die 1990 fertiggestellte Wuchaohe Brücke mit einer lichten Spannweite von 120 m und einer Gesamtlänge von 241 m.

Neben den hier vorgestellten Beispielen existieren gegenwärtig in Deutschland mehrere tausend Gewölbebrücken mittlerer und kleiner Dimensionen. Aus Gründen der Denkmalpflege und der Kosteneffizienz ist man zunehmend motiviert, Natursteinbrücken zu erhalten und gegebenenfalls zu ertüchtigen. Für die Neueinstufung von Verkehrswegen und Ausbauvorhaben ist es nötig, Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit am Bestand unter den heute gültigen Lastansätzen zu führen.

Die heute gültige DIN 1053-1 [10] ist in erster Linie für Neubauten ausgelegt. Die im Abschnitt 12 dieser DIN getroffenen Festlegungen für Natursteinmauerwerk sind sehr pauschal. Sie eignen sich deshalb nur bedingt zur genauen Einschätzung tatsächlich vorhandene Tragfähigkeitsreserven an bestehenden Gewölbebrücken. Diese Materialfestigkeitsnorm beruht auf dem Bruchmodell von MANN [2].

Aktuelle Hilfsmittel auf dem Gebiet der Rechentechnik ermöglichen die Berücksichtigung sowohl geometrischer als auch physikalisch nichtlinearer Tragwerkseigenschaften. Trotzdem liegt für das sehr komplexe Tragverhalten von Natursteinmauerwerk bisher kein konsistentes, alle Effekte ausreichend erfassendes Materialmodell vor. Für die Modellierung der Gewölbebrücke ist es mit den heutigen Möglichkeiten der Finite-Elemente-Methode (FEM) zudem nicht mehr zwingend notwendig, ein vereinfachtes Tragmodell für Mauerwerk anzuwenden.

Vor diesem Hintergrund hat das Dresdner Planungsbüro TRAG WERK INGENIEURE in Zusammenarbeit mit der ebenfalls in Dresden ansässigen G-M-G INGENIEURPARTNERSCHAFT das Forschungsvorhaben „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk“ [41] beim Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie bewilligt bekommen. Im Vordergrund steht das Ziel, Vorschläge für eine detaillierte Bewertung und Wichtung wesentlicher Einflussgrößen auf der Einwirkungs- und Bauwerkswiderstandsseite zu erarbeiten und ein speziell für Gewölbebrücken geeignetes Nachweisverfahren anzubieten. Hierzu ist die Entwicklung realitätsnaher Berechnungsmodelle nötig.

2 Ziele und Lösungsansatz

Als Mitarbeiter im Forschungsvorhaben „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk“ [41] möchte der Autor mit der vorliegenden Arbeit einen Beitrag zur Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Gewölbebrücken leisten. Hauptgegenstand der Untersuchungen sind Straßenbrücken.

Hauptsächlich sollen folgende Sachverhalte verfolgt werden:

- Weiterentwicklung eines ANSYS® - Berechnungsmodells [30] auf Grundlage des vom Büro TRAGWERK INGENIEURE [41] übergebenen Programmcodes. Hierbei steht vor allem die Programmierung der Verkehrslastgenerierung im Vordergrund.
- Vorbereitung einer Eingabemaske für die Modellparameter
- Studien zur Klärung der einzelnen Parametereinflüsse auf die Traglast von Gewölbebrücken
- Entwicklung und beispielhafte Anwendung eines Nachweiskonzeptes

Der Lösungsansatz für die Ermittlung der Tragfähigkeit durch realitätsnahe Simulation von Gewölbebrücken ist in Abb. 5 dargestellt. Bogenmodelle aus finiten Scheibenelementen mit den in Abschnitt 7.2 beschriebenen Kontaktbedingungen sind bei der Berücksichtigung von nichtlinearen Materialeigenschaften des Fugenmörtels noch sehr rechenzeitaufwendig.

Somit ist es notwendig, das Thema der Beanspruchbarkeit des Mauerwerks in einem gesonderten Modell zu betrachten. Die hierzu notwendige wissenschaftliche Abhandlung wird parallel zu dieser Arbeit von HIRSCH [31] durchgeführt. Darin werden Traglastkurven für die wesentlichen Geometrie- und Materialparameter ermittelt. Das dazu verwendete Finite-Elemente-Modell besteht aus drei quaderförmigen Steinen, wobei der Mörtel in den Lagerfugen berücksichtigt ist.

Das Themengebiet der Beanspruchung vertritt der Autor. Die Schnittgrößen werden hierfür im Bogen-tragwerk aus Quadermauerwerk ermittelt, wobei die rechenaufwendige Modellierung des Fugenmörtels entfällt.

Somit werden die beiden Themen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit von Gewölbebrücken in zwei getrennten FE-Modellen betrachtet. Die Schnittgrößen, welche aus der ungünstigsten Stellung von Normlasten an einem Brückenbogen ohne modelliertem Mörtel resultieren, sind im Rahmen des in Abschnitt 10.1 vorgestellten Tragfähigkeitsnachweises mit einer Bemessungstraglastkurve zu vergleichen. Hierdurch soll die gegenwärtige Lücke zwischen den Möglichkeiten der mechanischen Mauerwerksmodellierung und den verfügbaren Sicherheitsnachweisen geschlossen werden.

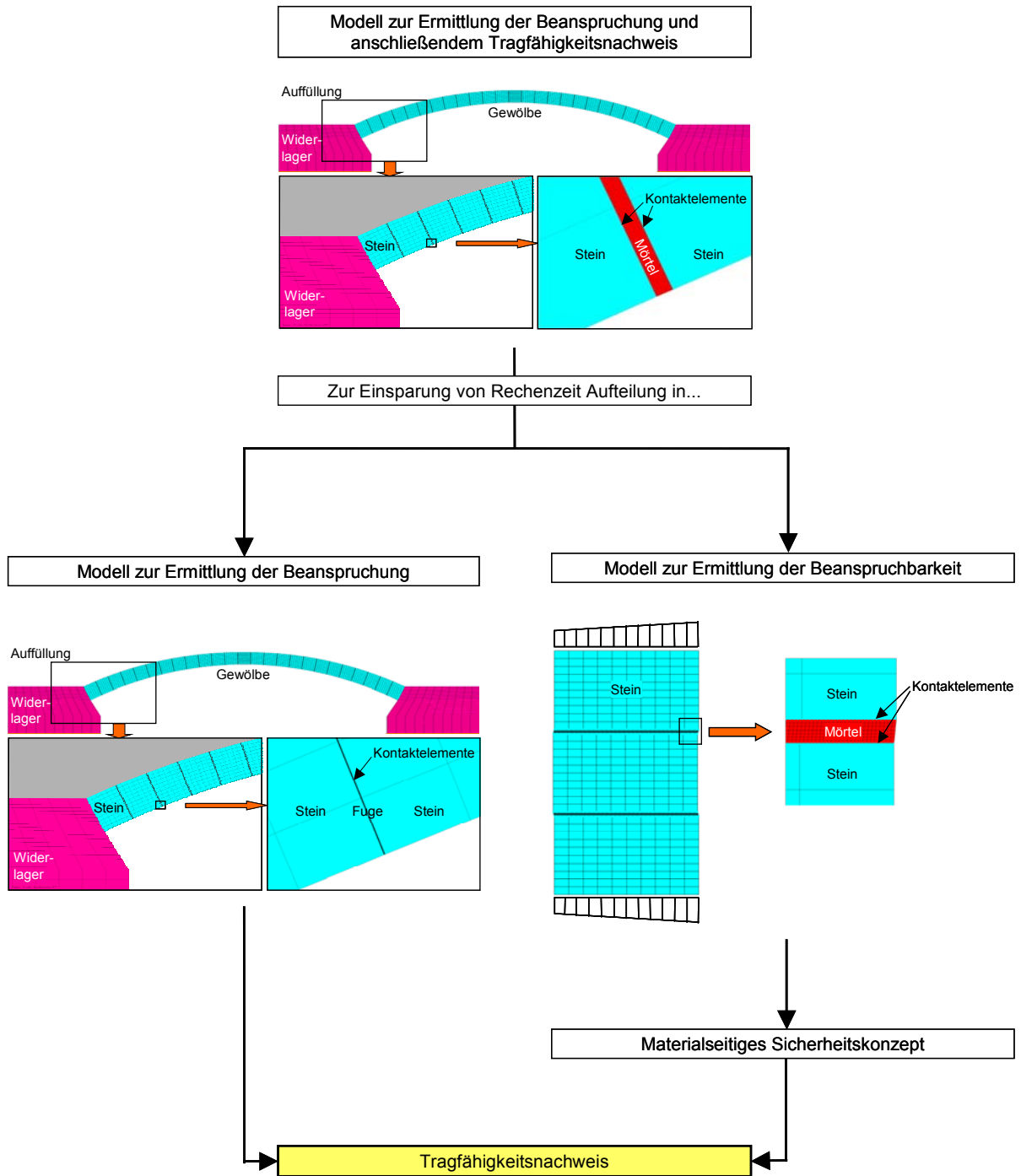


Abb. 5: Konzeptioneller Lösungsansatz durch entkoppelte Modelle

3 Diskussion der Begriffe Bogen und Gewölbe

In der aktuellen Literatur ist es üblich, die Begriffe Bogen und Gewölbe für ein und dasselbe Tragwerk zu verwenden. Betrachtet man jedoch die Geschichte der Baustatik näher, so besteht eine gerechtfertigte Differenz zwischen diesen beiden Bezeichnungen. Die folgenden Ausführungen orientieren sich an [3].

Das Substantiv „Bogen“ gehört zu dem Verb „biegen“ und bedeutet demnach: Biegung, Gebogenes. Ein Bogen ist daher im baustatischen Sinn ein gekrümmtes Tragwerk, dessen Lastabtragung zu einem nicht zu vernachlässigendem Anteil über innere Biegearbeit geschieht. Voraussetzung hierzu ist die Realisierung eines Hebelarms zwischen den inneren Kräften durch zugfeste Materialien, wie Holz, Stahl oder Stahlbeton.

Die Herkunft des Substantivs „Gewölbe“ steht hingegen im Zusammenhang mit der im römischen Steinbau verwendete Decke „camera“ [3]. Das Tragverhalten des Gewölbes beruht ausschließlich auf der Übertragung von Druckkräften zwischen den Steinen des verwendeten Mauerwerks.

„Ein Tragwerk ist dann ein Gewölbe, wenn die zu Sicherung der Raumüberspannung erforderliche Tragfunktion allein durch druckfeste Baustoffe mit vernachlässigbarer Zugfestigkeit fugend verwirklicht wird.“ [3]

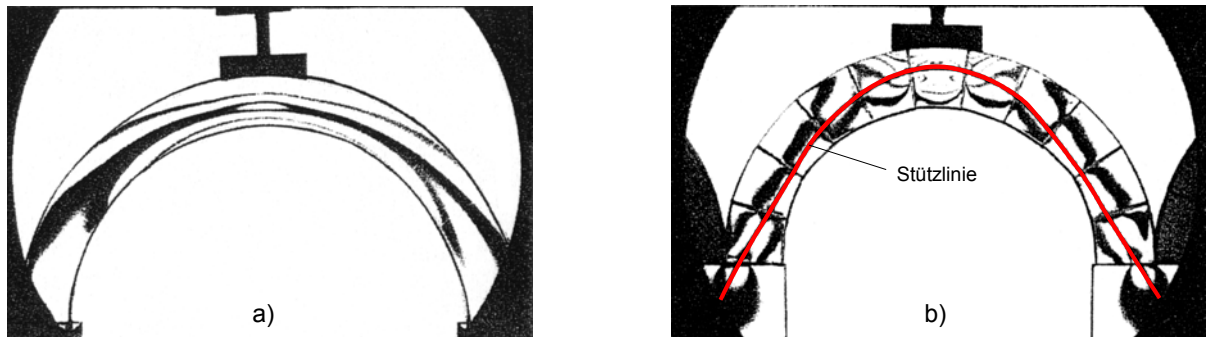


Abb. 6: Spannungsoptische Untersuchungen a) am Bogen und b) am Gewölbe von HEINRICH [3]

Die begriffliche Differenz kann beispielsweise mit den spannungsoptischen Untersuchungen von BERT HEINRICH aus dem Jahr 1979 untermauert werden. Die in Abb. 6 a) dargestellten Isochromaten weisen beim homogenen Bogen auf eine hohe Biegebeanspruchung hin, während die Tragqualität des Gewölbes in Abb. 6 b) durch reine Druckfortpflanzung in Richtung der Stützzlinie charakterisiert ist.

Seit dem 19. Jahrhunderts hat die Theorie des elastischen Bogens in die Baustatik Einzug gehalten. Die Grundlage liefert NAVIER (1785-1836) mit der Einführung der linearen Elastizitätstheorie in die Festigkeitslehre, wobei Spannungsnachweise bei zentrischer Beanspruchung mit einer rechteckigen und bei exzentrischer Beanspruchung mit trapezförmigen bzw. dreieckigen Normalspannungsverteilungen durchgeführt werden.

Dadurch ist es möglich, die Stützlinie an einem eindimensional gekrümmten, elastischen Kontinuum zu ermitteln. Tragstrukturanalysen, welche sich i.d.R. auf die Auswertung von Einflusslinien stützen, erfolgen seither für den Bogen als auch für das Gewölbe auf ein und derselben Grundlage. Dieser Abstraktionsprozess findet seinen Niederschlag in der Bedeutungsverschiebung der Begriffe Gewölbe und Bogen zugunsten des letzteren.

„Gewölbe hat sich auf der Ebene der Erkenntnis in ein eindimensional gekrümmtes Kontinuum, in den elastischen Bogen, verwandelt.“ [3]

Deshalb ist heute selbst in der Fachwelt von Bogenbrücken aus Mauerwerk die Rede, obwohl die Bezeichnung Gewölbebrücke, wie er in der Baugeschichte verwendet wird, treffender ist. Durch die Entwicklung der Plastizitätstheorie sowie der Rechentechnik ist es möglich, Modelle auf die speziellen Bedürfnisse von Mauerwerk anzupassen. Diese sind nicht zur Abbildung zugfester Materialien, wie sie für den Bogen typisch sind, geeignet. Tragwerksanalysen von Bogen und Gewölbe verlaufen demnach wieder zunehmend auf getrennten Wegen.

Eine weitere Unterscheidung zwischen Gewölbe und Bogen kann dadurch erfolgen, ob das betreffende Tragwerk die Beanspruchungen räumlich oder bevorzugt nur in einer Richtung abträgt. In Quelle [29] wird hierzu folgendes formuliert:

„Als Gewölbebrücke werden im folgenden überschüttete Tragwerke mit im Aufriss gekrümmter Tragwerksachse betrachtet, die geometrisch aufgrund ihrer geringen Querschnittshöhe zur großen Querschnittsbreite ein Flächengebilde darstellen und sich gegenüber den stabförmig aufzufassenden Bogenbrücken abgrenzen.“

Wird also ein 1 m breiter Streifen aus dem Gewölbe herausgetrennt, so kann für das entstehende Modell der Begriff „Bogen“ angewendet werden.

Der Begriff „Gewölbe“ sollte nach Meinung des Autors im allgemeinen Sprachgebrauch wieder häufiger Anwendung finden, da das reale Tragverhalten des Gewölbes seit seiner Entstehung, unabhängig vom gewählten Berechnungsansatz, unverändert geblieben ist. Es ist jedoch ebenso richtig, bei der Betrachtung ebener Mauerwerksmodelle mit gekrümmter Linienführung von einem Bogentragwerk zu sprechen. In den folgenden Ausführungen kommen beide Begriffe zur Anwendung.

4 Aufbau von Gewölbebrücken

Gewölbebrücken bestehen aus folgenden Bauteilen: Brückenaufbau, Aufmauerung, Gewölbe, Pfeiler und Widerlager [Abb. 7]. Der Brückenaufbau ist bei den bestehenden Gewölbebrücken recht unterschiedlich. Er untergliedert sich in Fahrbahnaufbau und Auffüllung [23].

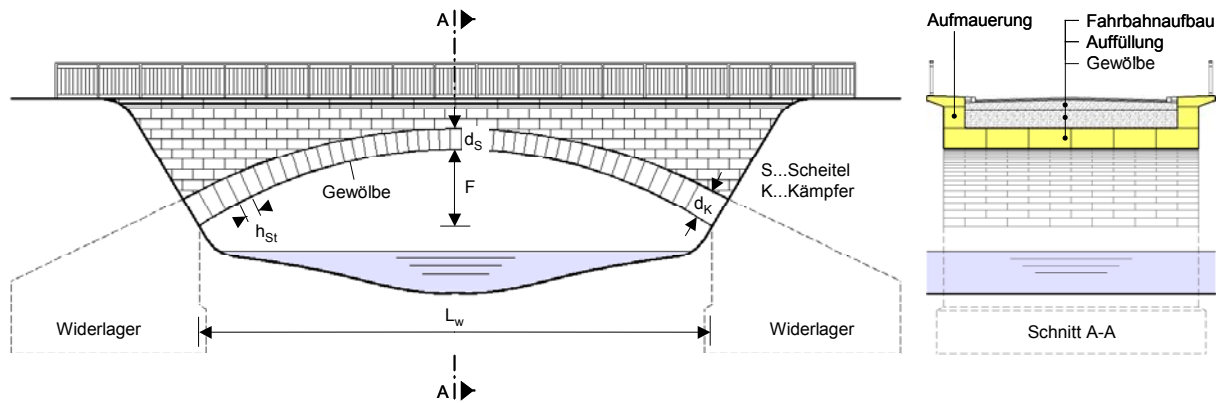


Abb. 7: Ansicht und Querschnitt einer charakteristischen Gewölbebrücke (ohne Maßstab)

4.1 Fahrbahn

Die Verkehrslasten werden direkt in den schichtenförmigen Fahrbahnaufbau eingetragen. Dieser gibt die resultierenden Kräfte an die darunter befindliche Auffüllung weiter. Die Tragfähigkeit, die Dauerhaftigkeit und die Entwässerung der Verkehrsfläche sind stets sicherzustellen. Hinweise auf die entsprechenden Richtlinien befinden sich im folgenden Text.

Der historische Schichtenaufbau für Straßenverkehrsflächen ist nur noch sehr selten anzutreffen. Er besteht in der Regel aus Pflastersteinen, die durch eine Sandbettung auf darunter befindliche Packlagen aufgebracht werden. Diese liegen wiederum auf der Auffüllung. Die Frage der Brückenabdichtung wird auf unterschiedliche Art und Weise gelöst. Neben der heute üblichen Integration in den Fahrbahnaufbau ist eine Anordnung direkt auf dem Gewölbe möglich, wobei die Auffüllung im zuletzt genannten Fall durchfeuchtet. In einigen Fällen wurde in der Vergangenheit sogar auf eine Brückenabdichtung verzichtet.

Einen Anhaltspunkt für einen zeitgemäßen Aufbau, der den heutigen Verkehrsbeanspruchungen gewachsen ist, kann die aktuelle Richtlinie „RStO 01“ [4, 5] bieten. Der Straßenoberbau wird darin in Bauklassen standardisiert, die sich an der bemessungsrelevante Beanspruchung, beruhend auf äquivalenten 10 t - Achsübergängen des jeweiligen Verkehrsweges, orientieren.

Eine konkrete Anwendung der „RStO 01“ ist für Gewölbebrücken besonders in Hinblick auf die von der Richtlinie abweichenden Frosteinwirkungen, Geometrie- und Untergrundverhältnisse oft nicht möglich, so dass im Rahmen von Modernisierungen der Verkehrsflächen Sonderlösungen zur Anwendung kommen. Allen gemeinsam ist hierbei die Tendenz zu einer hydraulisch gebundenen Tragschicht, die meist durch eine Stahlbetonplatte realisiert wird. Diese nimmt Biegezug-, Druck- und Schubspannungen auf und ist zudem stabil gegenüber Verformungen und Ermüdung. Außerdem verbessert sie die Lastverteilung und bietet eine solide Unterlage für eine wirkungsvoll Brückenabdichtung.

Ein heute üblicher Beispielquerschnitt eines Straßenaufbaus für eine Gewölbebrücke besteht aus:

- Deckschicht (Asphaltbeton, 4 cm)
 - Binderschicht (Asphaltbeton, 4 cm)
 - Dichtung (zweilagige Bitumenschweißbahn, 1 cm)
 - Hydraulisch gebundene Tragschicht (Stahlbeton, 20 ... 30 cm)
-
- Auffüllung in Funktion einer frostbeständigen Tragschicht (Sand, ...)
 - Gewölbe in Funktion des tragfähigen Untergrundes (Natursteinmauerwerk, ...)

In jedem Fall ist die Entwässerung durch ein ausreichendes Gefälle sicherzustellen. Als übliches Mindestgefälle sind hierbei 2,5 ‰ einzuhalten. Die Ermittlung der nötigen Entwässerungsmaßnahmen für die maximal zu erwartenden Wassermenge kann für Straßenverkehrsflächen nach der aktuell gültigen Richtlinie „RAS-Ew“ + Ergänzungsteil [6, 7] auf Grundlage eines Bemessungsregens von 15 Minuten Dauer erfolgen.

Durch den Ausbau der Verkehrsnetze ist es häufig nötig, die Verkehrsfläche auf der bestehenden Gewölbebrücke anzupassen. Die dafür gültige Richtlinie ist die RAS-Q [8]. Querschnittsverbreiterungen werden in der Regel durch seitlich über die Brücke hinausragende Stahlbetonplatten realisiert.

Bei Gewölbebrücken im Zuge von Eisenbahnlinien, die nicht den Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit bilden, besteht die Fahrbahn meist aus Gleisen, welche im Schotterbett verlegt sind.

4.2 Auffüllung

Zwischen Fahrbahnaufbau und Brückengewölbe befindet sich die seitlich durch Aufmauerungen begrenzte Auffüllung. In erster Linie dient sie zur Verteilung und Abtragung der aus dem Fahrbahnaufbau übernommenen Verkehrslasten auf die Gewölbeoberseite (Extrados). Zudem gewährleistet die Auffüllung die jeweilige Gradientenführung des Verkehrsweges.

Der Lastverteilungswinkel ist abhängig vom jeweiligen Auffüllmaterial. Als Anhaltswert für verfestigten Sand oder Kies kann 60° (gemessen zur Horizontalen) angenommen werden. Diese körnigen Materialien tragen die punktförmigen Verkehrslasten gemäß dem idealisierten Kugelmodell aus der Geotechnik ab [Abschnitt 8.5]. Einen für die Tragfähigkeit der Gewölbebrücke günstigeren Einfluss haben hydraulisch gebundene Auffüllungen, z.B. aus Magerbeton. Dieser verteilen die Verkehrslasten mit einem Lastverteilungswinkel von zirka 45° über einen größeren Gewölbebereich. Außerdem ist es unter bestimmten Voraussetzungen möglich, eine mittragende Wirkung der Auffüllung in Rechnung zu stellen. Analytische Beschreibungen zu Aufbautenmitwirkungen sind in [9] zu finden.

Die Stärke der Auffüllung über dem Gewölbescheitel liegt üblicherweise zwischen 30 und 150 cm und nimmt in Richtung der Kämpfer zu. Die Wichte differiert je nach Material zwischen etwa zwischen 15 kN/m^3 (Ziegelschotter) und 23 kN/m^3 (unbewehrter Beton). Je größer die Gesamtlast der Auffüllung ist, desto mehr unterstützt diese den stabilisierend wirkenden symmetrischen Lastanteil der Gewölbebrücke.

4.3 Aufmauerung

Als Aufmauerung bezeichnet man das Mauerwerk, welches den seitlichen Brückenabschluss über dem Gewölbe gewährleistet. Die Ausführungsart und das Material werden nicht immer in Anlehnung an das ausgeführte Gewölbe gewählt. Nicht selten ist im Gegensatz zum verwendeten Gewölbe, Bruchstein und verschiedenen Ausführungen von Schichtenmauerwerk anzutreffen.

Nachgewiesen werden muss in erster Linie der Widerstand gegenüber dem horizontalen Querdruck, welcher aus der Verkehrslast sowie den Eigenlasten des Fahrbahnaufbaus und der Auffüllung besonders dann entsteht, wenn keine hydraulisch gebundene Auffüllung existiert. Aufgenommen wird der horizontale Querdruck durch die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den überdrückten Lagerfugenbereichen, deren klaffender Bereich nach DIN 1053 [10] bis zur Mitte des Querschnitts reichen darf.

Die Aufmauerung kann je nach der zum Gewölbe ausgeführten schubfesten Verbindung zur Lastabtragung in Brückenlängsrichtung herangezogen werden. Durch den Steifigkeitsunterschied zu den restlichen Gewölbebereichen besteht jedoch die Gefahr von Stirnringrissen in Gewölbelängsrichtung.

4.4 Gewölbe

Das eigentliche Haupttragwerk der Brücke ist das Gewölbe. Es trägt die Lasten aus Verkehr, Fahrbahnaufbau, Auffüllung, Aufmauerung, Gewölbeeigenlast und Brückenausbau ausschließlich über Druckkräfte in die angrenzenden Widerlager bzw. Pfeiler ab.

Hierfür kann der Verbundbaustoff Mauerwerk, dessen Tragverhalten dadurch geprägt ist, dass er senkrecht zu den Lagerfugen eine vernachlässigbar kleine Zugfestigkeit besitzt, vorteilhaft eingesetzt werden.

Als Material kam an historischen Brückengewölben besonders häufig Sandstein, Kalkstein, Granit, aber auch Gneis und Ziegel zur Anwendung. Anzutreffende Mörtelqualitäten entsprechen meist der Mörtelgruppe I nach DIN 1053-Anhang A. Die Verarbeitungsqualität reicht vom einfachen Schichtenmauerwerk bis hin zum hochwertigen Quadermauerwerk.

Die am häufigsten anzutreffende Gewölbeform ist die des Kreisbogensegmentes und des Halbkreises. Daneben existieren jedoch auch spitz- [Abb. 8 a], korb- [Abb. 8 b] und parabelbogenförmige Geometrien. Nach dem Verhältnis von Stichhöhe zu Spannweite werden zudem gedrückte und überhöhte Gewölbegeometrien unterschieden.



Abb. 8: a) Hammerbrücke in Freiberg (1550-76) [45], b) Inselbrücke in Berlin (1914) [45]

Der häufig gebaute kreissegmentförmige Brückenbogen aus Quadermauerwerk ist der Untersuchungsschwerpunkt der vorliegenden Arbeit.

4.5 Pfeiler und Widerlager

Jede Gewölbebrücke wird an ihren Enden durch Widerlager abgeschlossen. Diese nehmen die horizontalen und vertikalen Auflagerkräfte des Gewölbes auf. Die Vertikalkräfte werden über Bodenpressung in den Baugrund eingetragen. Den Horizontalkräften der Gewölbe wirkt die Sohreibung zwischen Widerlager und Baugrund, sowie der Erddruck an den jeweils erdzugewandten Widerlagerseiten entgegen. Große Eigenlasten der Widerlager wirken sich günstig auf die Aufnahmefähigkeit der Horizontalkräfte aus, da die durch die Sohreibung aufnehmbaren Kräfte von den Beträgen der jeweils lotrecht wirkenden Lasten abhängen. Für die Aufnahme von Vertikalkräften muss die Aufstandsfläche des jeweiligen Widerlagers in Abhängigkeit von der vorhandenen Tragfähigkeit des Baugrundes ausreichend groß bemessen sein.

Pfeiler werden zwischen aneinandergereihte Gewölben eingesetzt. Die in den Baugrund abzuleitenden horizontalen Auflagerkräfte der angrenzenden Gewölbe sind vergleichsweise gering, da der größte Anteil auf das jeweils gegenüberliegende Gewölbe weitergeleitet wird. So dienen sie in erster Linie zur Übertragung von Vertikalkräften in den Baugrund. Entscheidend ist demnach eine ausreichend große Aufstandsfläche. Bei Flussbrücken müssen an den im Wasser stehenden Pfeilern Schutzmaßnahmen gegen Auskolkungen ergriffen werden.

Die Ausführung von Pfeilern bzw. Widerlagern ist recht unterschiedlich. Sie bestehen aus ein- bzw. mehrschaligem Mauerwerk oder aus Beton. Bei ausgeführten Hinterfüllungen sind meist Sand, Kies, Steine, Ziegelschutt oder Magerbeton anzutreffen. Da der ganzheitliche Zustand bestehender Gründungskörper oft nicht vollständig dokumentiert ist, sollte man bei fehlenden Untersuchungen für Nachrechnungen nur vorsichtige Schätzungen der Materialkennwerte vornehmen, um bei den Nachweisen auf der sicheren Seite zu verbleiben.

5 Ausgewählte Verfahren der Gewölbeberechnung

Trotz der Tradition des Gewölbebaus, welcher seit Jahrtausenden angewendet wird, ist dessen realitätsnahe Berechnung bis heute eine schwierige statische Aufgabe geblieben. Die Anwendung statischer Methoden ist vor allem seit der barocken Stilepoche festzustellen. Im folgenden Abschnitt werden zwei wichtige Verfahren zur Tragfähigkeitanalyse von Gewölben vorgestellt, deren Ursprünge bis in das 17. und 18. Jahrhundert zurückreichen und seither in weiterentwickelter Form immer wieder zur Anwendung gelangen. Die Rede ist von der Kantungstheorie und der Stützlinienmethode. Diese Verfahren lösten Schritt für Schritt das damals übliche empirische Vorgehen ab.

Es existieren eine Reihe von Berechnungsverfahren, die sich auf Dauer nicht durchgesetzt haben. Hierzu gehört vor allem die der spätantiken Denktradition verhafteten Keiltheorie, die in der Renaissance durch Überlegungen von LEONARDO DA VINCI (1452-1519) auf Gewölbekonstruktionen angewendet wurde. Diese Theorie beruht auf der Idee einer aus reibungsfreien Keilen zusammengesetzten Maschine, wobei das Gleichgewicht am Gewölbestein (Keil) im Mittelpunkt der Betrachtung steht. Die Implementierung der klassischen Theorie der Festkörperreibung zwischen den Keilen durch das entsprechende Gesetz von COULOMB (1736-1806) potenzierte den Rechenaufwand enorm, so dass diese Theorie schon seit Ende des 18. Jahrhunderts nur noch von rein historischem Interesse ist. Sie soll deshalb nicht näher erläutert werden. Detaillierte Informationen hierüber sind beispielsweise in [3] zu finden.

5.1 Kantungstheorie

Den Ausgangspunkt der Kantungstheorie bildet die Analyse von Gewölbebruchfiguren. Auf Grundlage dieses bruchmechanischen Ansatzes geschieht die Berechnung des Gleichgewichtes an einem System, welches entsprechend der Rissbilder in einzelne Starrkörper unterteilt wird.

Die mutmaßlich erste Berechnungsmethode, welche auf eine konkrete empirisch gefundene Bruchfigur zurückgeht, lieferte PHILIPPE DE LA HIRE (1640-1718) im Jahre 1712. Er ging von einem Halbkreisgewölbe aus, welches einen Scheitelbereich besitzt, der in den unter 45° angenommenen Bruchfugen nach unten gleitet. Die entstehenden Gewölbeteile verhalten sich wie Starrkörper, wobei die Widerlagersohlen um ihre äußeren Punkte „kanten“. Diese Methode, welche sich noch nicht gänzlich von der in Abschnitt 5 angesprochenen Theorie des reibungsfreien Keils trennen kann, dient zur Bestimmung der Widerlagerstärken. Die Mindeststärken gelten als gefunden, wenn die in Abb. 9 b) dargestellten Gewichtskräfte G_1 und G_2 über die Winkelhebel L_2/R_2 bzw. L_3/R_3 mit der jeweiligen Kraft G des reibungsfrei nach unten gleitenden Scheitelkeils im Gleichgewicht stehen.

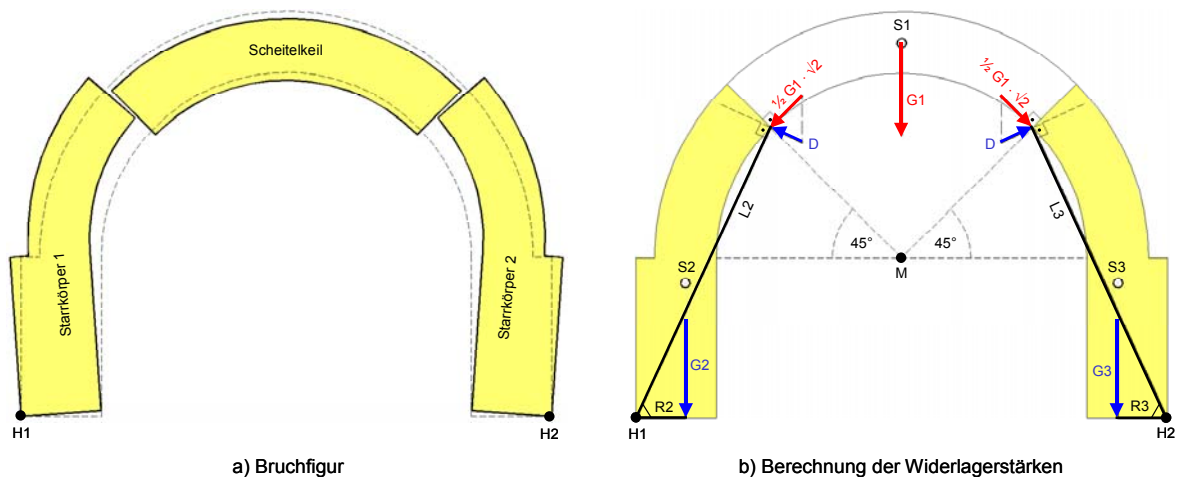


Abb. 9: PHILIPPE LA HIRE'S Mechanismus zur Bestimmung der Widerlagerstärken (1712 auf Grundlage von [3])

Die dargestellte Gleittheorie beherrschte die Gewölbestatik des 18. Jahrhunderts, obwohl ihre Richtigkeit verschiedentlich angezweifelt wurde [11].

Die Überwindung der Keiltheorie bei der konkreten Beschreibung beobachteter Bruchmechanismen gelang PIERRE COUPLET in seinem zweiten „Mémoire“ an die königliche Akademie der Wissenschaften im Jahr 1730. Auch er ging anfangs von reibungslosen Fugen aus. Im angesprochenen „Mémoire“ traf er jedoch drei Grundannahmen, welche die Entwicklung der Kantungstheorie entscheidend geprägt haben [3]:

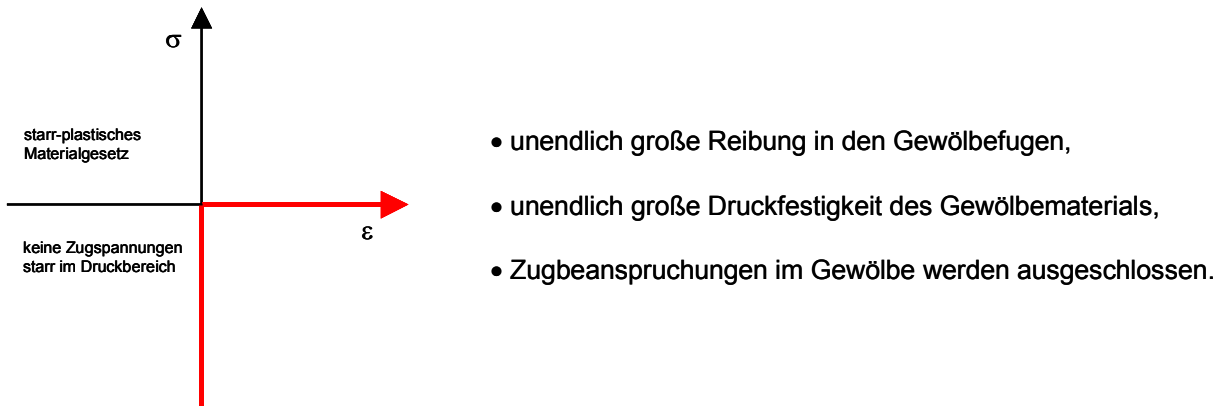


Abb. 10: Spannungs-Dehnungs-Charakteristik nach COUPLET, HEYMAN [3]

Die aus Bruchbildern hervorgehenden finiten Gewölbeteile verdrehen sich gegenseitig über ihre Innen- bzw. Außenkanten („Kantungstheorie“), wobei die Berührungsstellen als Gelenke interpretiert werden und die Lage der Stützlinie markieren. Die korrekte Lage der Stützlinie ist zu dieser Zeit noch unbekannt, jedoch lassen die erwähnten Grundannahmen den Schluss zu, dass sie innerhalb des Querschnitts verlaufen muss.

Unter diesen theoretischen Voraussetzungen war es fortan möglich, mit Hilfe von Mindestgewölbedicken einfache Traglastuntersuchungen durchführen. Für den in Abb. 11 a) abgebildeten Versagensfall eines halbkreisförmigen Gewölbes im Eigenlastzustand gibt COUPLET [3] einen unteren und einen oberen Grenzwert an. Der obere Grenzwert der Gewölbedicke kann als Interpretation der bereits 1669 veröffentlichten *Physica* des Jesuitenpaters HONEORÉ FABRI verstanden werden.

$$Gl. 1 \quad d_{u,Couplet} = 0,096 \cdot R \quad R \dots \text{Außenradius}$$

$$Gl. 2 \quad d_{o,Fabri} = 0,293 \cdot R$$

Für die Dicke $d < d_{u,Couplet}$ befindet sich das betreffende Gewölbe stets im labilen Zustand. Für Gewölbedicken $d_{u,Couplet} \leq d \leq d_{o,Fabri}$ kann sich der in Abb. 11 a) dargestellte Bruchmechanismus ausbilden. Für $d > d_{o,Fabri}$ existiert stets ein stabiler Gleichgewichtszustand. Für den oberen Grenzwert nach FABRI, bei welchem die Stützlinie die Innenleibung des Halbkreisgewölbes (Intrados) unter 45° tangiert, entspricht der Betrag des Horizontalschubs dem halben Gewölbegewicht. Die Ergebnisse der Überlegungen von COUPLET hat der Autor in Abb. 11 b) sinngemäß dargestellt.

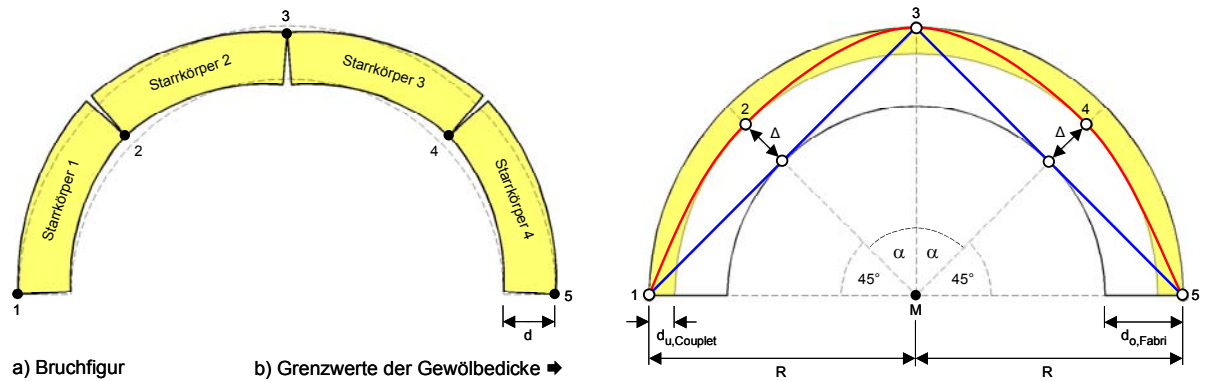


Abb. 11: Bruchfigur und Ergebnis der Grenzwertbetrachtung zur Gewölbedicke nach COUPLET, sinn- gemäße Darstellungen auf Grundlage von [3] und [11]

Die Frage nach der genaueren Stützlinienlage im Gebrauchszustand konnte jedoch mit solchen, der Tragfähigkeitsbestimmung dienenden, kinematischen Bruchfiguren nicht geklärt werden. Einen Lösungsansatz hierzu lieferte der französische Ingenieur und Bauingenieur CHARLES AUGUSTE COULOMB (1736-1806) in einem 1773 verfassten Beitrag, der in den *Mémoires* der Akademie der Wissenschaften im Jahre 1776 publiziert wurde. Im Gegensatz zu COUPLET sind seine Bruchfiguren nicht kinematisch, sondern statisch bestimmt, da er die Gewölbekämpfer mit den Widerlagern zu Starrkörpern zusammenfasst, die er kleinen Horizontalverschiebungen aussetzt.

Er unterscheidet vier Grenzzustände, von denen er jedoch nur die in Abb. 12 dargestellten zwei Fälle für praktisch relevant hält. Über Extremwertverfahren ist es möglich, im Gebrauchszustand den oberen und unteren Grenzwert des Horizontalschubs mit dem jeweils zugehörigen Bruchwinkel φ zu bestimmen.

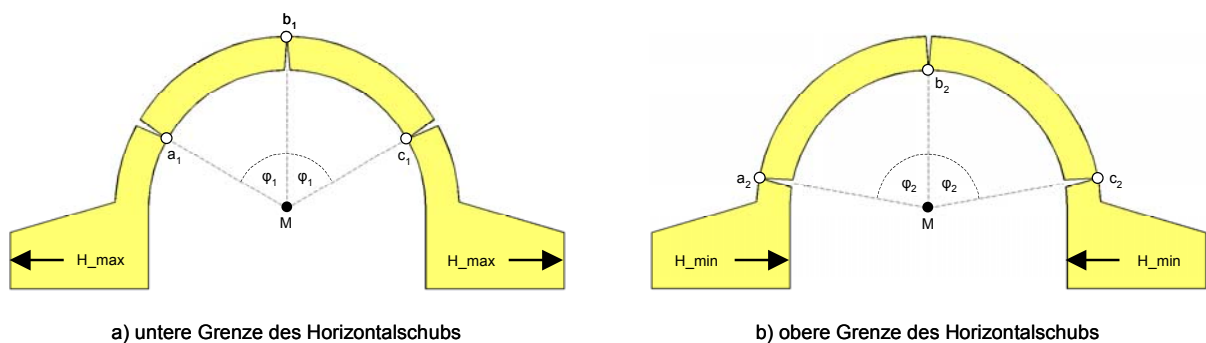


Abb. 12: Kantungstheorie von COULOMB, Darstellungen nach [3]

Mit der Theorie von COULOMB begann die zunehmend kritische Betrachtung der damaligen traglast-theoretischen Ansätze. In den Vordergrund traten nun vielmehr die Annahmen über die Lage jener Linie im Gewölbeprofil, die sich als Verbindung der geometrischer Durchstoßpunkte der Druckresultierenden in den Gewölbefugen ergibt. Dieser Frage wird im Abschnitt 5.2 „Stützlinientheorie“ nachge- gangen.

Die Ansätze der Kantungstheorie werden von der Fachwelt bis in das 20. Jahrhundert hinein verfolgt und liefern auch gegenwärtig noch brauchbare Anhaltswerte. Es sind vor allem die Traglastüberlegungen von J. HEYMAN, der die Theorien von COUPLET und COULOMB nochmals aufgreift und weiterentwickelt. Er verdeutlicht, dass die Tragfähigkeit eines im Eigenlastzustand befindlichen Gewölbes in erster Linie ein geometrische Problem ist und entwickelt dafür eine Spannungs-Dehnungsbeziehung [Abb. 10]. Zudem führte er 1972 Untersuchungen zur Bestimmung eines unteren Grenzwertes der Gewölbedicke adäquat zu COUPLET durch. Er berechnete den in Abb. 11 b) eingetragenen Bruchwinkel α mit $58,8^\circ$. Aus diesem Ergebnis geht eine weitere Empfehlung für die Mindestdicke eines durch seine Eigenlast beanspruchten Gewölbes hervor [3]:

$$\text{Gl. 3} \quad d_{u,\text{Heyman}} = 0,101 \cdot R \quad R \dots \text{Außenradius}$$

$$\text{Gl. 4} \quad d_{u,\text{Alberti}} = 0,131 \cdot R$$

Das von HEYMAN weiterentwickelte Verfahren geht davon aus, dass die Traglast des Gewölbes gefunden ist, wenn die Stützzlinie in der zu den äußeren Lasten korrespondierenden Bruchfigur den Querschnittsrand an mehr als drei Punkten berührt. Es findet vor allem in England zum Nachweis historischer Gewölbebrücken große Verbreitung [19]. Das Gleiten der Gewölbesteine bzw. Scherver-sagen wird ausgeschlossen [11].

Vergleicht man die Ergebnisse der durch die Kantungstheorie gefundenen Mindestdicken für Gewölbe im Eigenlastzustand mit der empirisch gefundenen Regel des italienischen Renaissancebaumeisters L. B. ALBERTI (1404-1474), so lassen sich gute Übereinstimmungen feststellen [Gl. 4].

5.2 Stützzlinientheorie

In der Gewölbeberechnung versteht man unter einer Stützzlinie diejenige Linie, welche die Druckverteilungsschwerpunkte der einzelnen Fugen miteinander verbindet. Verlässt die Stützzlinienlage die erste Kernweite des Querschnitts, so wird rechnerisch davon ausgegangen, dass die entsprechende Fuge eingerissen ist. Man spricht in diesem Fall von einer „klaffenden Fuge“. Die Lage der Stützzlinie im Querschnitt ist stets abhängig von der Belastungsfunktion und der Gewölbegeometrie.

Den Begriff „Stützzlinie“ führte FRANZ JOSEPH RITTER VON GERSTNER (1756-1832) in seinem ersten Band des dreibändigen *Handbuches der Mechanik* im Jahre 1831 ein. Er formulierte darin die drei Hauptaufgaben der Stützzlinientheorie:

1. Hauptaufgabe: Für eine gegebene Belastungsfunktion ist die Stützzlinie zu ermitteln.
2. Hauptaufgabe: Für eine gegebene Gewölbeschwerachse ist die Belastungsfunktion derart zu ermitteln, dass die Gewölbeschwerachse mit der Stützzlinie zusammenfällt.

3. Hauptaufgabe: Einrechnung der Stützlinie, wenn die Belastungsfunktion und die Gewölbeschwerachse vorgegeben sind.

Folgt die Gewölbeschwerachse der theoretischen Stützlinienlage, so entstehen Formen mit schwierigen Steinschnitten und aufwendigen Leegerüsten. Wegen diesen praktischen Hindernissen sind vor allem Gewölbe auf Grundlage von Halbkreisen, Kreissegmenten und Korbbögen anzutreffen. Die Folge ist, dass die ersten zwei Hauptaufgaben der Stützlinientheorie eine wesentlich geringerer praktischer Bedeutung besitzen. Zudem sind diese für den Brückenbau mit seinen stark wechselnden Belastungsfunktionen ungeeignet. Im Mittelpunkt der Betrachtung steht demnach die dritte Hauptaufgabe der Stützlinientheorie.

Im 19. Jahrhundert standen nicht mehr nur traglasttheoretische Ansätze, sondern zunehmend auch die Beschreibung aktuell statischer Zustände im Blickpunkt wissenschaftlicher Beiträge. So stellte sich zunehmend die Frage, welches Gleichgewicht im Gebrauchszustand des Gewölbes für die wahre Stützlinie sorgt. HENRY MOSELEY formulierte hierzu 1833 das folgende Prinzip:

„Von sämtlichen statisch möglichen Kräftesystemen bzw. Gleichgewichtszuständen stellt sich dasjenige ein, in dem der Widerstand minimal ist.“ [3].

Die Einführung der Elastizitätstheorie durch C. L. M. HENRI NAVIER (1785-1836) sorgte im 19. Jahrhundert dafür, dass zunehmend Spannungsnachweise auf Grundlage dreiecksförmiger Spannungsverteilungen bei exzentrischer Beanspruchung in den Mauerwerksfugen an Bedeutung gewannen. Dies war die Grundlage für die in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts zu beobachtende Abkehr von der Tragstrukturanalyse hin zu einer Homogenisierung des Wölbmaterials. Die Untersuchungen des Gewölbes wurden fortan am Ersatzsystem des elastischen Bogens durchgeführt.

Für dieses Ersatzsystem stellte EMIL WINKLER (1835-1888) in den Jahren 1867/68 [12, 13] das Konzept der Einflusslinien vor, welches im 20. Jahrhundert unter anderem durch EMIL MÖRSCH (1872-1950) [14] Verbreitung fand. Wenig später gelangen ihm am 17.3.1879 und 12.1.1880 im Architekten-Verein zu Berlin zwei vielbeachtete Vorträge mit dem Titel „Lage der Stützlinie im Gewölbe“ [15]. Er bestimmte als einer der Ersten die Stützlinie mit Hilfe der Elastizitätstheorie. Drei Aussagen von WINKLER sind aus Sicht des Autors bemerkenswert:

- Die Stützlinie ist der geometrische Ort der Durchstoßpunkte der Resultierenden in den Gewölbefugen.
- Im Mittelpunkt der Gewölbetheorie steht vorrangig die Stützlinienlage und weniger die Stützlinienform.
- Bei konstanter Gewölbedicke ist diejenige Stützlinie nahezu die richtige, für welche die Summe der Quadrate der Abweichungen von der Mittellinie ein Minimum ist.

Für die geometrische Beschreibung der Stützlinie haben sich in der geschichtlichen Entwicklung verschiedene Verfahren herauskristallisiert. In den folgenden Abschnitten wird die Anwendung von Seil- und Kettenlinien erläutert und das gebräuchliche Seilpolygonverfahren zur Konstruktion der Stützlinie vorgestellt.

5.2.1 Hängemodelle

Auf der Suche nach Gewölbeformen, welche für die Lastabtragung günstig sind, werden seit dem Barock vor allem Hängemodelle in Form von Ketten- und Seillinien angewendet. Die theoretischen Vorüberlegungen hierzu leisten Mathematiker schon seit dem 16. Jahrhundert.

Der erste Einsatz eines Hängemodells als Entwurfsmethode ist an der Brücke Ponte S. Trinità in Florenz aus dem Jahre 1569 nachweisbar. Neben statischen Gründen spielten vornehmlich Gestaltungsabsichten eine Rolle, die den Erbauer AMMANNATI (1511-1592) zu dieser Maßnahme bewegten. Das Gewölbe besitzt die spannungsvolle Form einer hängenden Kette. Diese wurde vom Erbauer jedoch noch nicht horizontal gespiegelt, sondern um 90° gedreht [Abb. 13 a].

Die ältesten bekannten Versuche, die an einem Hängemodell das Gleichgewicht der Kräfte und ihre Zerlegung erforschen, lieferte der niederländische Physiker SIMON STEVIN (1548-1620) in seiner Schrift *De Beghinselen des Waterwichts* aus dem Jahre 1586. Er beschrieb das Kräftegleichgewicht am Seilpolygon mit hängenden Gewichten [Abb. 13 b].

GALILEO GALILEI (1564-1642) nahm in seinen *Unterredungen* von 1638 an, dass die Wurfparabel unter Vernachlässigung des Luftwiderstandes mit der Kettenlinie nicht nur in der Form, sondern auch inhaltlich zusammenhängt [3]. Der holländische Mathematiker CHRISTIAN HUYGENS (1629-1695) wies 1664 einen Fehler in der Lösung von GALILEI nach. Er stellte fest, dass die Kettenlinie keine exakte Parabel sein kann. Die exakte Beschreibung der Kettenlinienform gelang vorerst jedoch nur durch das Experiment. Im Jahre 1691 wurde die Kettenlinieform in einem Gelehrtenwettbewerb durch die Mathematiker HUYGENS, LEIBNITZ (1646-1716) und BERNOULLI (1654-1705) mathematisch beschrieben, wobei keine Herleitung überliefert ist [11].

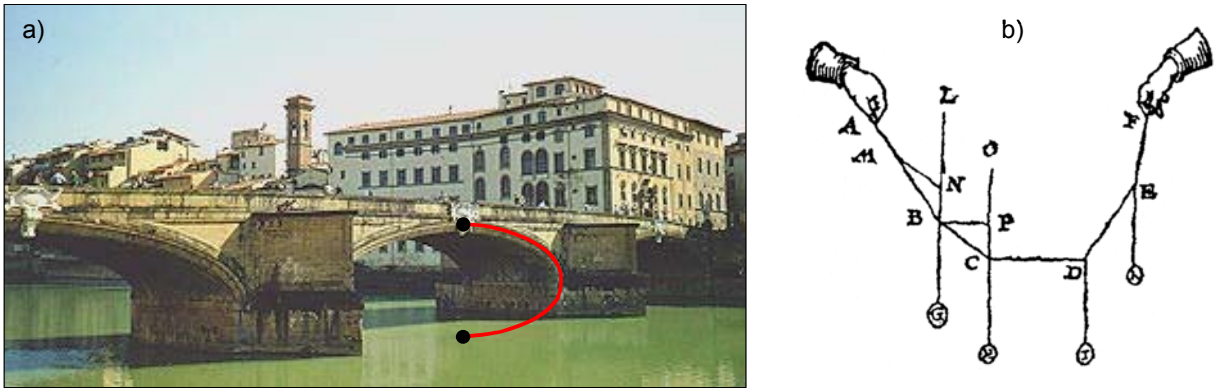


Abb. 13: a) Ponte S. Trinità (Florenz, 1569) [ebenda.] und b) Hängemodell nach SIMON (1585) [3]

Die Grundlage für die Lösung des Formproblems der Gewölbestatik (1. Hauptaufgabe der Stützlinientheorie) lieferte der englische Experimentator der Royal Society ROBERT HOOKE (1635-1703) in seinem 1675 publizierten Buch *Helioscopes and some other instruments*. Darin befindet sich ein Anagramm in lateinischer Sprache. Die wesentlich später veröffentlichte Übersetzung lautet:

„Wie die schlaffe Linie hängt, so wird umgekehrt das stabile Gewölbe stehen.“ [3]

Die für eine gegebene Belastungsfunktion entwickelte Kettenlinie kann demnach als Stützlinie eines gleichmäßig dicken Gewölbes aufgefasst werden. Ohne Kenntnis des Hookeschen Anagramms kam der englische Mathematiker DAVID GREGORY (1661-1708) in einem 1697 veröffentlichten Aufsatz zum selben Ergebnis. Er begriff die Kettenlinie als sehr dünnes Gewölbe, welches aus starren und unendlich kleinen Kugeln besteht, deren Oberflächen glatt sind. Zudem gelang ihm die exakte mathematische Herleitung. Als Näherungslösung gilt bis heute die Parabel.

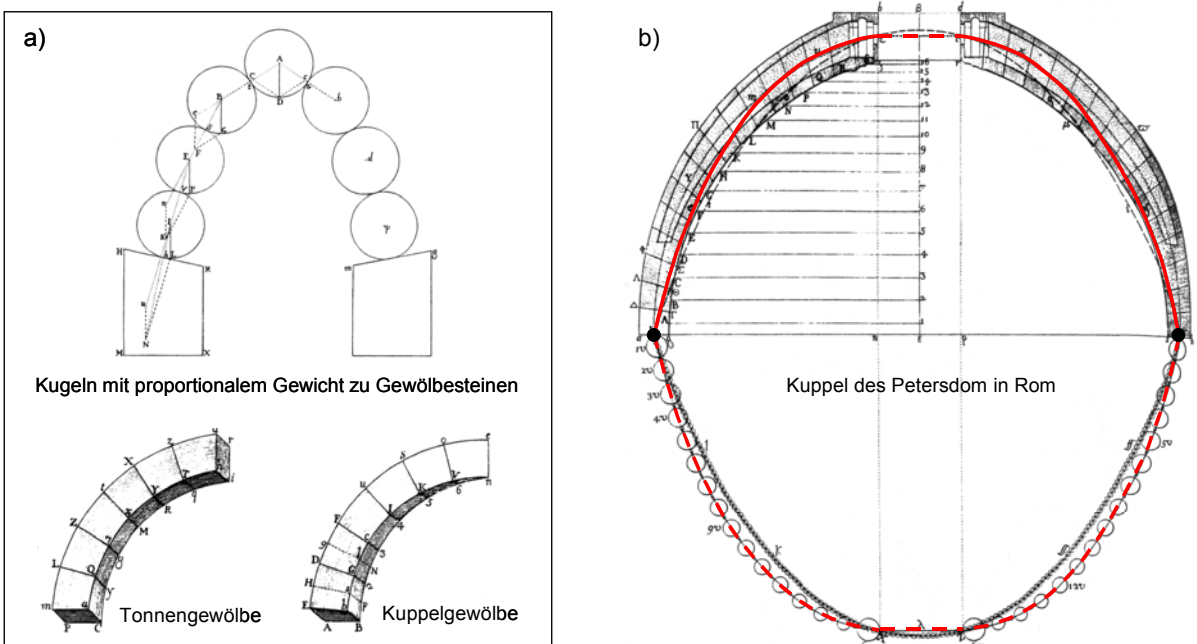


Abb. 14: Gewölbemodell und Untersuchung der Kuppel des Petersdoms in Rom, POLENI (1748), [3]

Der italienische Mathematiker und Ingenieur GIOVANNI POLENI (1685-1761) war einer der Ersten, der die Überlegungen von HOOK und GREGORY für statische Analysen angewendet hat. Er idealisierte die Gewölbesteine als geometrisch und mechanisch identische reibungsfreie Kugeln, welche eine labile Gleichgewichtsfigur bilden [Abb. 14 a]. In seinem Gutachten aus dem Jahre 1748 zur Ursache der Risse in der Peterskuppel in Rom vereinfachte er das räumliche Tragwerk zu einem ebenen Problem. Den herausgeschnittenen Gewölbeteil beschrieb er einschließlich der Last aus dem Laterenaufsatz an einem Hängemodell mit Kugeln proportionalen Gewichtes, die untereinander gelenkartig verbunden sind [Abb. 14 b]. Aus der Schar möglicher Stützlinien wählte er jene aus, die durch den Schwerpunkt der Kämpfer- und Scheitelfuge ging und dennoch im Querschnitt verblieb. POLENI schlussfolgerte daraus, dass die Standsicherheit der Kuppel gewährleistet sei.

Für die mathematische Beschreibung ist zu unterscheiden, ob es sich um eine Seillinie oder um eine Kettenlinie handelt. Die exakte Lösung der Kettenlinien für eine bestimmte Lastfunktion ist sehr aufwendig, da die Wegkoordinate der erst zu bestimmenden Stützlinienfunktion eine Rolle spielt. Es hat sich deshalb die Lösung der Seillinie durchgesetzt, deren Gleichung nach [11] als eine auf der sicheren Seite liegende Näherungslösung der wahren Stützliniegleichung gilt. In der Literatur wird dieser Unterschied oftmals nicht klar herausgestellt.

Die Gleichung der Seillinie, deren Last $p(x)$ auf die Abszissenachse projiziert ist, lautet nach [11]:

$$\text{Gl. 5} \quad y'' = -p(x) / H \quad H = \text{konstant} \quad \dots \text{ horizontale Auflagerkraft}$$

Die entsprechende Lösung für die Seillinie erhält man durch das Einsetzen der jeweiligen Lastfunktionen und anschließender Integration. Ist $p(x)$ konstant so ergibt sich beispielsweise eine quadratische Parabel:

$$\text{Gl. 6} \quad y = -\frac{p}{H} \cdot x^2 + C_1 \cdot x + C_2 \quad C_{1/2} \dots \text{ Integrationskonstante}$$

Durch Umkehr der Vorzeichen (Spiegelung) entsteht die entsprechende Gleichung der zugehörigen Stützlinie.

Gelingt es für eine spezielle Belastungsfunktion ein Gewölbe zu bauen, welches in seiner Form der dafür gefundenen Gleichung der Seillinie entspricht, so kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass in jedem Querschnitt die Lastresultierende zentrisch angreift und somit keinerlei Momente am Tragwerk auftreten.

5.2.2 Seilpolygonverfahren

Zur Anwendung rein grafischer Verfahren ist ein statisch bestimmtes Ersatzsystem notwendig. Sinngemäß postulierte der französische Mathematiker VILLARCEAU im Jahre 1854: Führt eine Lastkonfiguration an einem Ersatzsystem aus bikonvex geformten Gliedern zu einem Gleichgewichtszustand, so gilt diese Lastkonfiguration auch für das unmodifizierte Gewölbe [11].

In den vierziger Jahren des 20. Jahrhunderts führte der Brite PIPPARD Versuche an Gewölbebrücken durch. Aufgrund der Ergebnisse setzte er für die Berechnung an potentiellen Versagensstellen grundsätzlich Gelenke ein, unabhängig davon, ob sie durch den entsprechenden Lastfall aktiviert wurden oder nicht [11]. Er definierte dies als den natürlichen Gewölbezustand und überführte das System in einen statisch bestimmten Zustand.

Durch die Verbindung von Stützlinien- und Bruchtheorie ist die Anwendung des heute noch im Gebrauch befindlichen grafischen Seilpolygonverfahrens für die grafische Stützlinienermittlung gewährleistet. Die Schwierigkeit bei dem durch CULMANN (1821-1881) beeinflussten Verfahren besteht vor allem in einer für die jeweilige Lastkonfiguration sinnvolle Anordnung der drei Gelenke. Hierfür können folgende Empfehlungen gegeben werden: Jeweils ein Gelenk ist in den Auflagerbereichen anzuordnen, wobei sich die exzentrische Lage im Querschnitt an der jeweiligen Beanspruchung orientieren sollte. Das dritte Gelenk kann in jenem Bereich zentrisch angeordnet werden, in dem keine Exzentrizität der Stützlinienlage erwartet wird. Die Lage der Gelenke muss sorgfältig gewählt werden, da sie für die Stützlinienkonstruktion Zwangspunkte bilden. Dies setzt die genaue Kenntnis der zu erwartenden Stützlinienformen voraus.

Im Anhang dieser Arbeit [Abb. 70ff.] wird die Seilpolygonmethode beispielhaft angewendet. Dazu werden die diskretisierten Lasten des betrachteten Tragwerks in einem Kräfteplan zusammengestellt. Anschließend wird ein durch die Auflagerkräfte bestimmter Pol mit den Kraftvektoren durch Strahlen verbunden. Diese Polstrahlen werden, ausgehend von gesetzten Zwangspunkten (Gelenken), zu einem Seileck verbunden, welches die Stützlinie repräsentiert. Durch die Anordnung der Gelenke sind mehrere Stützlinienlagen möglich, wobei diejenige als die maßgebende gilt, bei welcher die Abweichungen zur Mittellinie des Querschnitts ein Minimum annehmen.

6 Einwirkungen

Für den Nachweis von Gewölbebrücken sind eine Vielzahl von Einwirkungen zu berücksichtigen. Die hierfür verbindliche Vorschrift ist der DIN-Fachbericht 101 [18]. Die Lastannahmen dieses Fachberichtes gelten nur für den Brückenneubau. Er beinhaltet weder Lastannahmen für bestehende Brücken, noch eine Einteilung in Brückenklassen gemäß ihrer Tragfähigkeitseinstufung. Im Bedarfsfall sind die zulässigen Verkehrslasten somit individuell zu begrenzen.

Den Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit bilden Straßenbrücken. Die angestrebten Tragfähigkeitsuntersuchungen beruhen auf dem Lastmodell 1 (Doppelachsfahrzeug) des DIN-Fachberichtes 101. Zusätzlich sind Temperatureinwirkungen Gegenstand der Betrachtung.

6.1 Lastmodell 1

Das Lastmodell 1 (LM 1) wird im DIN-Fachbericht 101, Abschnitt 4.3.2, vorgestellt [18]. Es besteht aus Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten, welche die meisten Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. Das Modell gilt nur für globale Nachweise und beinhaltet, im Gegensatz zur bisher angewendeten DIN 1072, bereits den dynamischen Erhöhungsfaktor. Als Bezug wird der Verkehr in der Nähe von Auxerre in Frankreich zugrunde gelegt [16]. Da dieser Verkehr einen sehr hohen Schwerlastanteil besitzt, sind Anpassungsfaktoren für die in Deutschland vorhandenen Verhältnisse notwendig [Abb. 15]. Die Ergebnisse der Kalibrierungsrechnungen ergeben für das LM 1 einen Abminderungsfaktor für die auf europäischer Ebene vorgeschlagenen Achslasten von $\alpha_{Qi} = 0,8$, während die Flächenlasten beibehalten werden ($\alpha_{qi} = 1,0$).

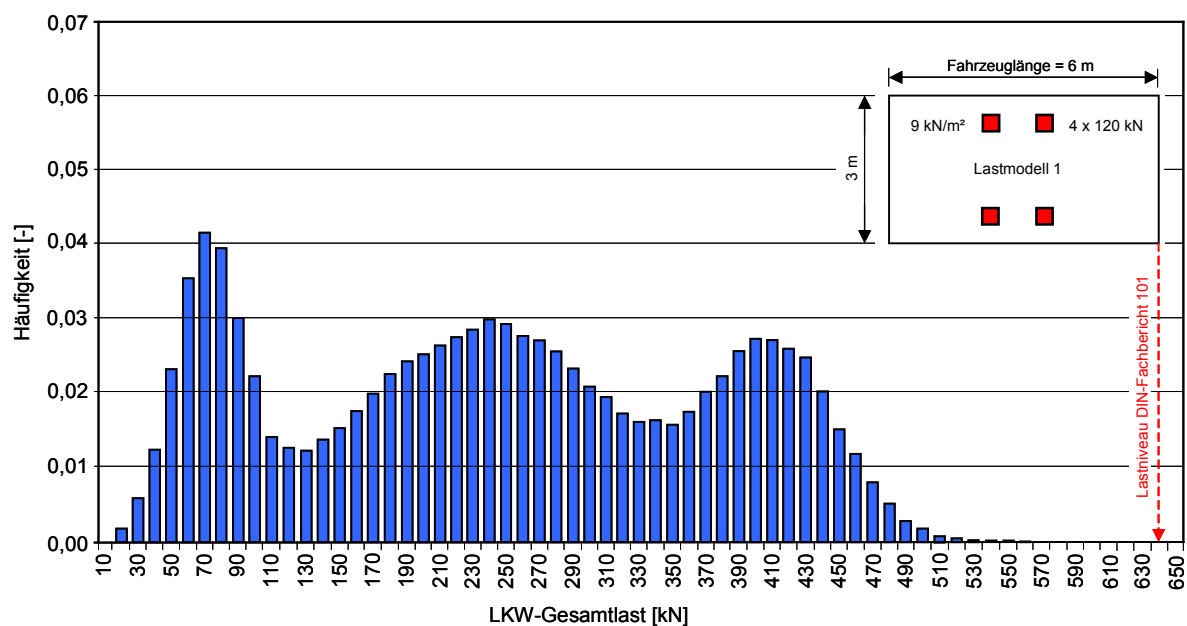


Abb. 15: Verkehrsdichte der Fahrzeug-Gesamtlast für das Verkehrslastmodell „deutscher Langstreckenverkehr“ unter Berücksichtigung von 6 idealisierten Fahrzeugtypen [41]

Für die Anwendung des Lastmodells 1 (LM 1) ist die Fahrbahn der nachzuweisenden Brücke in rechnerische Fahrstreifen von je 3,00 m Breite und verbleibenden Restflächen aufzuteilen [Abb. 16]. Als Hauptspur gilt stets der Fahrstreifen, auf welchem das LM 1 die ungünstigsten Beanspruchungen am Bauwerk liefert. Dieser Fahrstreifen erhält die Nummer 1. Der als zweitungünstigste wirkende Streifen erhält die Nummer 2 usw. Für jeden Nachweis sind die Doppelachsen in den rechnerischen Fahrstreifen in die jeweils ungünstigste Stellung zu bringen, wobei zur Berechnung globaler Einwirkungen von einer zentrischen Stellung bezüglich des Fahrstreifenquerschnitts ausgegangen werden darf. Im Gegensatz zum europäischen Normenvorschlag geht man im DIN-Fachbericht 101 davon aus, dass die Doppelachsen in der Querrichtung gekoppelt sind und nur in Fahrstreifen 1 und 2 angesetzt werden.

In der vorliegenden Arbeit wird ein ebenes Rechenmodell für Gewölbebrücken verwendet. Somit ist ein Brückenstreifen von 1 m Breite Gegenstand der Betrachtungen. In diesem Zusammenhang wird eine räumliche Tragwirkung im Modell unterbunden. Daher ist in den folgenden Ausführungen der Begriff „Brückenbogen“ gemäß Abschnitt 3 zunehmend geeignet.

Am ebenen Modell werden Interaktionen zwischen Haupt- und Nebenspur ausgeschlossen. Im Falle der Berücksichtigung räumlichen Tragverhaltens wird dies innerhalb der folgenden Abhandlungen gesondert kenntlich gemacht. Doppelachse und Flächenlast sind für den Bemessungsfall stets in die Stellung zu bringen, welche die ungünstigste Gewölbebeanspruchung bewirkt.

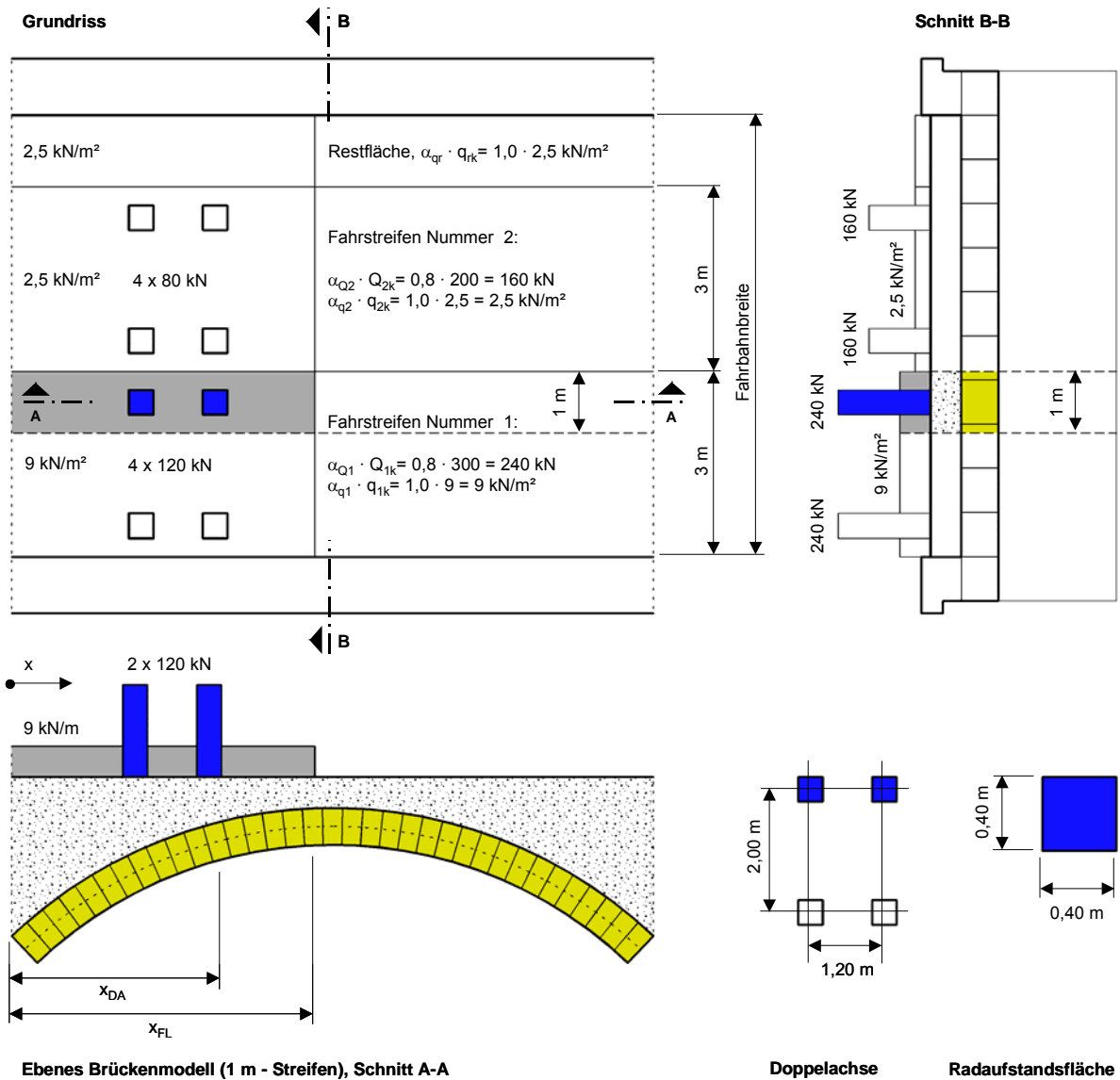


Abb. 16: Lastmodell 1 aus dem DIN Fachbericht 101

6.2 Temperatur

Für die Oberflächentemperaturen am Bauwerk sind die für den jeweiligen geographischen Standort typischen meteorologischen Faktoren verantwortlich, während die Wärmeleiteigenschaften der eingesetzten Baustoffe die Temperaturverteilung innerhalb der einzelnen Bauteile beeinflussen.

Zu den meteorologischen Einflüssen zählen die Lufttemperatur, die Sonneneinstrahlung, die Luftbewegung und die Luftfeuchtigkeit. Der Jahresgang der Lufttemperatur wird gewöhnlich als Überlagerung mehrerer Sinusfunktionen beschrieben, wobei eine Unterscheidung von jährlichen, mittleren (Wärme- und Kältewellen) und täglichen Temperaturschwankungen sinnvoll erscheint. Abb. 17 zeigt beispielhaft ausgewertete Daten von Plauen und Potsdam.

Für die nicht dargestellten Küstengebiete ergeben sich geringere Schwankungen, während in Hochgebirgsregionen mit größeren Temperaturamplituden zu rechnen ist.

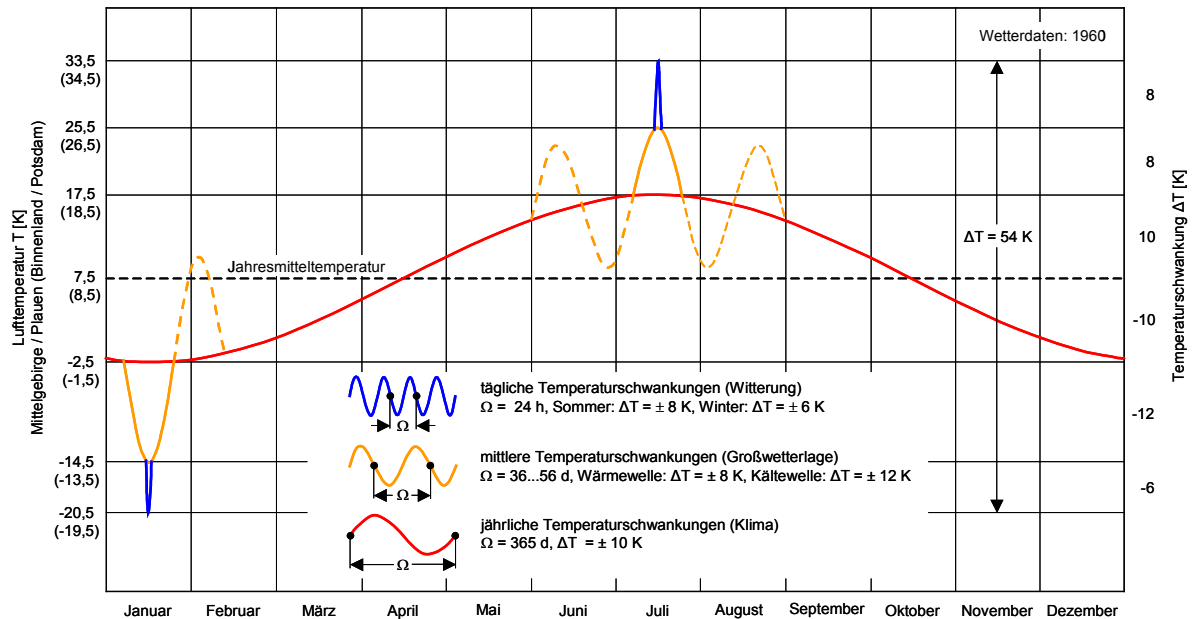


Abb. 17: Sinusförmig idealisierter Temperaturverlauf für deutsches Mittelgebirge und Binnenland, Darstellung auf Grundlage von [50]

Die Sonneneinstrahlung unterstützt den Temperaturunterschied zwischen bestrahlter Fahrbahn und verschatteter Gewölbeunterseite (Intrados). Ein Kriterium für den Wärmeübergang zwischen Luft und Bauteiloberfläche stellt die Geschwindigkeit der Luftbewegung dar. Je höher die Geschwindigkeit ist, desto intensiver findet der Wärmeaustausch statt. Änderungen der Luftfeuchtigkeit sind hingegen nur in den äußersten Bauteilschichten wirksam und können nach PIETSCH [50] für Berechnungen vernachlässigt werden.

Der Wärmetransport geschieht durch Leitung, Strahlung und Konvektion. Die dominierende Rolle für die Temperaturverteilung innerhalb von Baustoffen spielt die Wärmeleitung zwischen benachbarten Teilchen. Die Leitung funktioniert umso besser, je kristalliner, je dichter und je feuchter ein Material ist.

Die Temperatureinwirkungen für Bauwerke sind entsprechend DIN 1055-7, Stand 11/2002, anzunehmen [17]. Technisch entsprechen die enthaltenen Regelungen vollständig denen des Eurocode 1. Die lediglich für den Brückenbau relevanten Inhalte sind in verkürzter Form im DIN-Fachbericht 101, Abschnitt V, abgedruckt [18]. Darin wird das Temperaturänderungsprofil innerhalb eines einzelnen Bauteils durch einen konstanten und einen nichtlinear veränderlichen Anteil sowie durch zwei linear veränderliche Bestandteile beschrieben [Abb. 18].

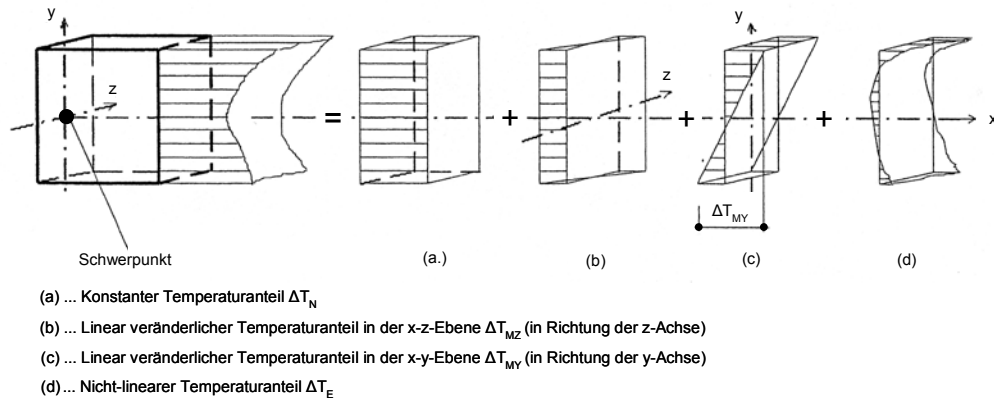


Abb. 18: Temperaturprofil nach DIN FB 101, Abschnitt V [18]

Sind keine genaueren Angaben für die Grenzwerte der Außenlufttemperatur für die geografische Lage des Bauwerks vorhanden, so kann nach dem DIN Fachbericht 101, Abschnitt 6.3.1.3.1 (5), überall in Deutschland die charakteristische minimale Außentemperatur mit $T_{\min} = -24^\circ\text{C}$ und die charakteristische maximale Außenlufttemperatur mit $T_{\max} = +37^\circ\text{C}$ für eine Periode von 50 Jahren verwendet werden. Als mittlere Bauwerkstemperatur wird üblicherweise die Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^\circ\text{C}$ angenommen [18, 41].

Für Gewölbebrücken sind in der Vorschrift keine Werte für die in Abb. 18 dargestellten Temperaturanteile explizit angegeben. Für den konstanten Temperaturanteil ΔT_N wird in der vorliegenden Arbeit daher die Überbaugruppe 3 (Beton) nach dem DIN Fachbericht 101, Abschnitt 6.3.1.3.1 (5), gewählt. Die minimale Bauteiltemperatur beträgt demnach $T_{e,\min} = -17^\circ\text{C}$. Die maximale Bauteiltemperatur wird mit $T_{e,\max} = +37^\circ\text{C}$ beziffert. Für eine Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^\circ$ ergeben sich somit folgende konstanten Temperaturänderungsanteile:

$$\text{Gl. 7} \quad \Delta T_{N,\text{neg}} = T_{e,\min} - T_0 = -27 \text{ K}$$

$$\text{Gl. 8} \quad \Delta T_{N,\text{pos}} = T_{e,\max} - T_0 = +27 \text{ K}$$

Für Gewölbebrücken ist jener linear veränderliche Temperaturanteil interessant, welcher aus der Temperaturdifferenz zwischen der Gewölbeober- und der Gewölbeunterseite resultiert. Die Temperatur der Gewölbeoberseite (Extrados) kann durch die variierende Aufschüttungshöhe in den meisten Fällen nur grob abgeschätzt werden. Geht man vereinfacht von einer konstanten Überschüttungshöhe von 0,60 m aus, so können aus dem DIN FB 101, Abschnitt 6.3.1.4, für Betonüberbauten mit Schotterbett folgende linear veränderlichen Temperaturanteile genannt werden:

$$\Delta T_{M,\text{neg}} = -8 \text{ K (Unterseite wärmer als Oberseite)}$$

$$\Delta T_{M,\text{pos}} = 9 \text{ K (Oberseite wärmer als Unterseite)}$$

Linear veränderliche Temperaturdifferenzen in Querrichtung und nichtlineare Temperaturanteile werden für Gewölbebrücken als nicht relevant eingeschätzt [16, 41, 50].

Alle vorgestellten Temperaturänderungen führen zu Formänderungen des Materials nach folgender Gleichung:

$$Gl. 9 \quad \Delta L = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot L$$

L, ΔL ... Länge, Längenänderung
 α_t ... linearer Temperatúrausdehnungskoeffizient [K^{-1}]
 ΔT ... Temperaturänderung [K]

Werden diese Formänderungen behindert, so treten Zwängungsspannungen im Querschnitt auf. Zu unterscheiden sind „Zwängungsspannungen erster Art“ (Eigenspannungen) infolge nichtlinearer Temperaturverteilung im Querschnitt [Abb. 18 d] und „Zwängungsspannungen zweiter Art“ aus den statisch überzähligen Größen bei Temperaturverformungen am statisch unbestimmten System. „Zwängungsspannungen erster Art“ resultieren im wesentlichen aus täglichen Temperaturschwankungen. Ihr Betrag wächst mit zunehmender Krümmung des Temperaturverlaufs im Querschnitt.

Untersuchungen zur Temperaturbeanspruchung an Gewölbebrücken sind im Abschnitt 6.2 dieser Arbeit dargestellt.

7 Modellierungstechniken

Die besondere Schwierigkeit bei der Modellierung von historischen Brückengewölben besteht in einer brauchbaren Simulation des Mauerwerks. Es handelt sich um ein Verbundmaterial mit anisotropen, nichtlinearen mechanischen Eigenschaften, welches zwar große Druckkräfte, jedoch nur sehr kleine Zugkräfte senkrecht zur Lagerfuge aufnehmen kann. Für Nachweise ist die Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge zu vernachlässigen [DIN 1053-1, Abschnitt 6.9.4]. Diese Eigenart erfordert bei der Berechnung von Gewölben iterative Vorgehensweisen. Hierfür werden im Folgenden vier Lösungsmöglichkeiten mit jeweils unterschiedlichem Abstraktionsgrad vorgestellt. Im Vordergrund steht nicht die detaillierte Beschreibung des Stein-Mörtelproblems [31], sondern Mechanismen, welche es ermöglichen, das Tragverhalten der Makrostruktur zu erfassen. Die folgenden Ausführungen sollen hierfür einen Überblick geben und orientieren sich an [19].

7.1 Iterative Modellanpassung

Die einfachste Methode zur Berücksichtigung der mechanischen Gewölbeeigenschaften besteht in der iterativen Anpassung eines mit linear-elastischen Materialeigenschaften generierten Bogenmodells durch den Benutzer. In den Bereichen, in denen Zugspannungen auftreten, wird manuell die Steifigkeit reduziert.

Dies kann durch den Einbau von exzentrischen Gelenken oder durch lokales Herabsetzen der Querschnittsdicke bzw. des Elastizitätsmoduls geschehen. Ohne diese Anpassung ist eine Berechnung der Stützlinie mittels linear-elastischem Material nur dann sinnvoll, wenn der Querschnitt über die gesamte Bogenlänge vollständig überdrückt ist. Andernfalls wird die Lage der Normalkraftverteilung im Querschnitt falsch abgebildet und die aufnehmbaren Momente überschätzt.

Auf der Methode der iterativen Modellanpassung beruht die erste Berechnung eines Tonnengewölbes mit Berücksichtigung der Rissbildung nach CASTIGLIANO (1847-1884) im Jahre 1879 [20]. Er berechnet die Spannungsverteilung in einem Mauerwerksbogen iterativ, indem er in allen elastisch berechneten Zugbereichen der Gesamtstruktur für den nächsten Berechnungsdurchlauf die Querschnittsfläche reduziert. Konvergenz ist erreicht, wenn keine Zugspannungen mehr auftreten, bzw. ein vom Benutzer festgelegtes Abbruchkriterium erreicht ist. Dieses Verfahren lässt sich ebenfalls mit einer lokalen Reduzierung des Elastizitätsmoduls durchführen.

Eine häufig verwendete Methode ist das Ausschalten der Zugspannungen durch das Setzen von exzentrischen Gelenken. Wichtig ist hierbei, den Gelenkmechanismus, welcher sich bei Wanderlasten ständig ändert, richtig abzuschätzen. Für die meisten Fälle ist es richtig, unter großen Einzellasten ein Gelenk im oberen Querschnittsbereich des Bogens anzuordnen. Bedarfsweise können weitere Gelenke an den Kämpfern gesetzt werden. Um ein kinematisches System zu vermeiden, dürfen nicht mehr als drei Gelenke existieren. Problematisch ist die Bestimmung der jeweiligen Exzentrizität der Gelenke, da diese Entscheidung unmittelbar die bemessungsrelevante Ausmitte der Stützlinienlage bestimmt.

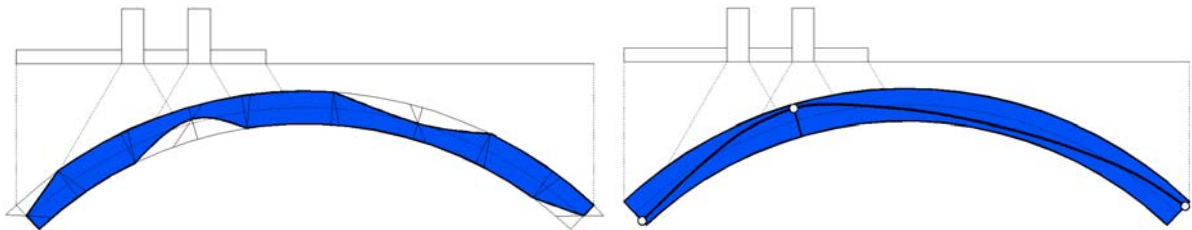


Abb. 19: Iterative Modellanpassung durch Querschnittsreduzierung oder Gelenke

Abschließend wird festgestellt, dass die Schwierigkeit der iterativen Modellanpassung durch den Benutzer darin besteht, die von der jeweiligen Belastungssituation abhängige Lage der änderungsbedürftigen Bereiche zu erkennen. Ist der Gelenkmechanismus von vornherein klar, so ermöglicht dieses einfache Verfahren ausreichend genaue Aussagen. Für die Simulation von Lastüberfahren oder räumliche Strukturen steigt der Aufwand jedoch enorm an.

7.2 Diskontinuumsmodelle

Mit den heutigen Möglichkeiten der Finite-Elemente-Methode (FEM) ist eine Modellierung des Mauerwerks als ein zusammenhängendes Kontinuum nicht mehr zwingend notwendig. Es besteht die Möglichkeit, die nichtlinearen, anisotropen Materialeigenschaften durch Blockstrukturen mit konkret modellierten Fugen zu berücksichtigen. Deren Einteilung erfolgt in Richtung der Lagerfugen, wobei es sinnvoll, jedoch nicht zwingend nötig ist, die Größe der Blöcke an den tatsächlich vorhandenen Steinformaten auszurichten. Das anisotrope Materialverhalten wird durch die Richtung der Blockeinteilung beschrieben, während das nichtlineare Verhalten durch die Kontaktbedingung sichergestellt wird.

Die Abbildung der Blöcke geschieht meist durch Scheibenelemente mit ideal-elastischen Eigenschaften auf Grundlage der FEM, wobei im Bedarfsfall auch isotrope, nichtlineare Materialeigenschaften zum Einsatz kommen. Für die Simulation der Kontaktbedingungen in den Fugenbereichen werden Kontaktelemente angewendet, die in der Regel Druckkräfte und Coulomb'sche Reibungskräfte, jedoch keine Zugkräfte zulassen und ein gegenseitiges Durchdringen der Blöcke ausschließen.

Diskontinuumsmodelle können mit jeder gängigen FEM-Software, die über Scheiben- und Kontaktelemente verfügt, erzeugt werden. Das Programm steuert den Iterationsprozess zur Lösung der nichtlinearen Gleichungssysteme in der Regel automatisch. Die Qualität und die Genauigkeit der Ergebnisse werden maßgeblich durch die Blockeinteilung beeinflusst. Für den Rechenaufwand bzw. die Rechenzeit ist die Anzahl der Kontaktelemente von entscheidender Bedeutung. Feinere Strukturen führen zu genaueren Ergebnissen, verursachen jedoch durch die größere Anzahl der Kontaktelemente einen größeren Rechenaufwand.

Mit dieser Modellierungsmethode ist es möglich, die Struktur und das Tragverhalten von Mauerwerk am realistischsten abzubilden, wenn die Steine durch entsprechende Blöcke repräsentiert werden und zusätzlich der Fugenmörtel Berücksichtigung findet [Abb. 20]. Entsprechende Beispiele sind in [41] und [31] zu finden. Zur Simulation der plastischen Mörtel­eigenschaften [Abschnitt 9.1.3] ist die Implementierung einer Fließfunktion, z.B. nach DRUCKER-PRAGER [31], notwendig. Allerdings verdoppelt sich die Anzahl der Kontaktelemente, wenn an den beiden Kontaktflächen zu den jeweils benachbarten Steinen Kontaktelemente eingebaut werden. Die Rechenzeit steigt durch die Implementierung der Mörtelfuge überproportional an.

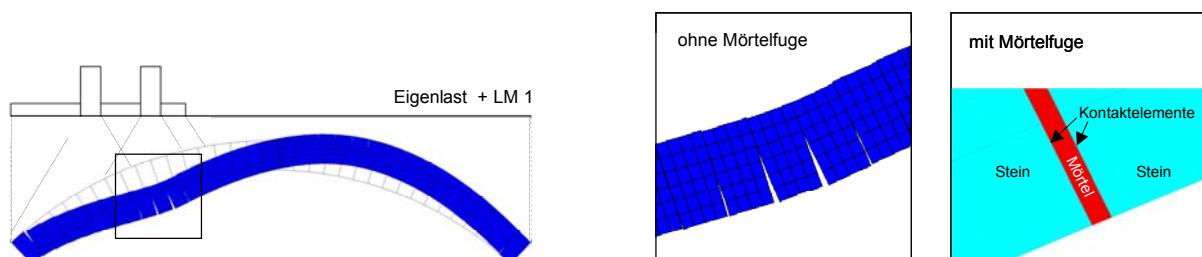


Abb. 20: Diskontinuumsmodell am Beispiel der Standardbrücke [Abschnitt 9.1.2]

Mit Diskontinuumsmodellen lässt sich das Tragverhalten von Mauerwerk am genauesten simulieren, da das Problem der klaffenden Fuge konkret abgebildet wird. Allerdings ist der Modellierungsaufwand gerade bei größeren Strukturen enorm. Zusätzlich können besonders bei implementiertem Fugenmörtel numerische Schwierigkeiten auftreten. Aufgrund der aktuell zur Verfügung stehenden Rechenkapazitäten ist es derzeit nur unter sehr großem Zeitaufwand möglich, die beschriebenen Kontaktprobleme auf Volumenmodelle zu übertragen.

7.3 Elastisch-plastische „Smeared Crack“ Modelle

Die nichtlineare Arbeitslinie von Mauerwerk beruht auf der Tatsache, dass dieser Baustoff senkrecht zu den Lagerfugen hohe Druckfestigkeiten jedoch nur sehr kleine Zugfestigkeiten aufweist. Zur Simulation dieses Tragverhaltens liegt es nahe, ein Ersatzmaterial zu verwenden, welches sich in den Zugspannungsbereichen der Last entzieht und somit auf abstrakte Art und Weise die „klaffende Fuge“ bei exzentrischer Querschnittsbeanspruchung abbildet.

Die numerische Grundlage bildet das Konzept des „verschmierten Bruches“. Bei implementierten plastischen Materialeigenschaften werden Risse im Zugbereich von Querschnitten durch plastische Dehnungen an den Integrationspunkten wiedergegeben, die sich nach dem Überschreiten einer angegebenen Zugfestigkeit senkrecht zur größten Hauptzugspannung einstellen [Abb. 21].

Dominieren wenige große Risse das Bruchbild des Kontinuums, so ist mit numerischen Schwierigkeiten zu rechnen, da sich die Dehnungen an einzelnen Integrationspunkten lokalisieren. Zudem sorgen nichtparallele Rissufer für Normalkraftkomponenten, die den physikalischen Randbedingungen widersprechen. Ebenso problematisch sind große Verformungen bei denen die Elementverzerrungen so stark ansteigen, dass die Ermittlung der Elementsteifigkeitsmatrix nicht mehr möglich ist. Da es sich um ein isotropes Materialmodell handelt, entspricht das Rissbild nicht dem des realen Mauerwerks. Es ist zudem stark von der verwendeten Netzdichte abhängig. Die Systemreaktionen werden jedoch brauchbar abgebildet.

Die bei Teilflächenpressungen entstehenden Querzugspannungen werden in Wirklichkeit durch die Steine aufgenommen. Im isotropen Rechenmodell werden diese jedoch mit der wesentlich geringeren Mauerwerkszugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen verglichen.

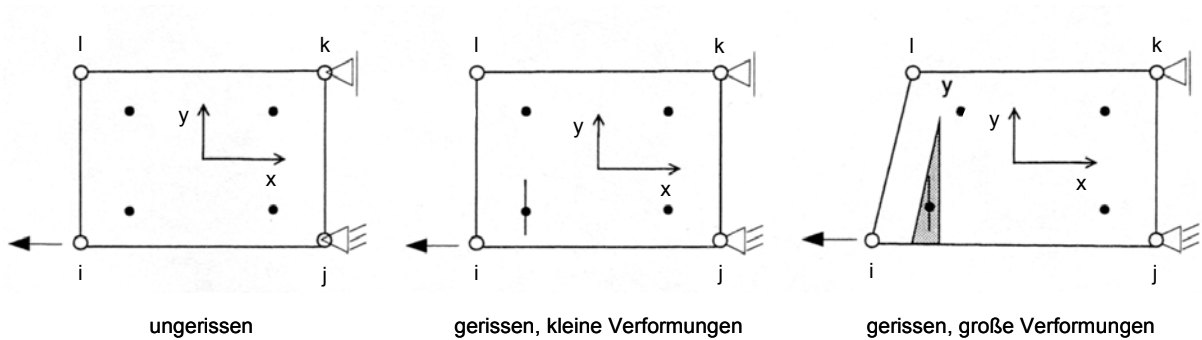


Abb. 21: „Smearred Crack – Element“ mit Integrationspunkten und Koordinatensystem [19]

Zur Gewährleistung der beschriebenen plastischen Dehnungen kommen elastisch-idealplastische Materialgesetze zur Anwendung. Hierzu ist die Wahl einer Fließfunktion notwendig [Abb. 22]. Überschreitet der jeweils vorhandene mehraxiale Spannungszustand im Mauerwerkskontinuum die definierte Fließfläche, so tritt plastisches Fließen auf. Hierbei müssen stets folgende Sachverhalte geklärt werden:

- Verhalten vor dem Erreichen der Elastizitätsgrenze
- Elastizitätsgrenze (Bruch- bzw. Fließfläche)
- Dehnungszuwachs beim Überschreiten der Elastizitätsgrenze (Fließgesetz)
- Veränderung der Elastizitätsgrenze durch plastische Dehnungen (Ver- bzw. Entfestigung)

Bis zum Erreichen der Elastizitätsgrenze geht man in der Regel von linear-elastischem Materialverhalten aus. Nach dem Erreichen der Fließfläche lagern sich die Spannungen auf Nachbarbereiche um. Durch die Art des implementierten Fließgesetzes kann bestimmt werden, ob beim Erreichen des Fließkriteriums der Vektor der plastischen Dehnungen stets senkrecht auf der Fließfläche stehen soll (Normalenregel) oder ob dessen Winkel zur Fließfläche frei wählbar ist. Um am Mauerwerkskontinuum verfestigende Eigenschaften im plastischen Zustand auszuschließen, werden nur solche Fließfunktionen angewendet, die unabhängig vom herrschenden Spannungszustand gestaltet sind.

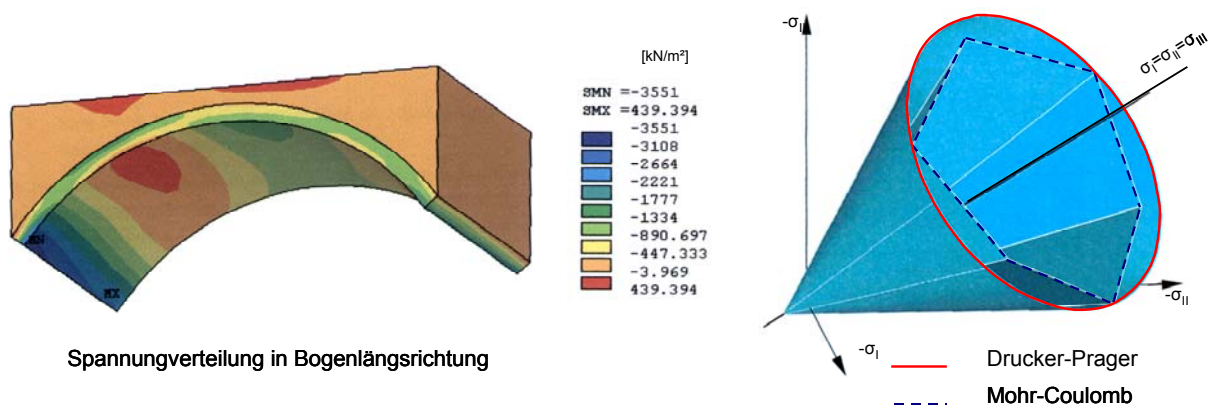


Abb. 22: Räumliches Brückenmodell [42] mit möglichen Fließfunktionen [36]

Als Fließfunktion kommt für die Berechnung von Mauerwerk im dreiaxialen Spannungszustand oft das auf zwei Parametern beruhende DRUCKER-PRAGER-Modell zur Anwendung [21, 22], da es bereits standardmäßig in das weitverbreitete Softwareprodukt ANSYS® [26] implementiert ist. Die dreidimensionale Fließfläche dieses Modells besitzt die Gestalt eines Kegels [Abb. 22]. Zur mathematischen Beschreibung der Mantellinie ist es nötig, für das Mauerwerk die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit festzulegen. Als eine hierfür geeignete Zugfestigkeit wird in [23] $0,5 \text{ N/mm}^2$ empfohlen.

BUSCH [38] stellt fest, dass sich diese betragsmäßig kleinen Zugspannungen nachhaltig auswirken. Selbst kleine Veränderungen der Zugspannungsbeträge bewirken überproportional große Änderungen der Normdruckspannungen bei gleichbleibender Exzentrizität der Stützlinie. Weil die Zugspannungen nach dem Erreichen der Fließfunktion konstant bleiben, wird das aufnehmbare Biegemoment und die Druckzonenbereiche im Mauerwerksquerschnitt überschätzt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Abbildung von Gewölbe mit elastisch-idealplastischem Kontinuum die nichtlinearen Reaktionen von Mauerwerk infolge der „klaffenden Fuge“ automatisch berücksichtigt. Die Krümmungen in den gerissenen Bereichen und somit die Rissbreiten sollten allerdings klein sein. Zwängungen infolge von Temperatureinwirkungen werden abgebaut. Die aus numerischen Gründen anzusetzenden Zugspannungen führen jedoch zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Diese Art der Modellierung stellt, in Hinblick auf den aktuellen Stand der Rechen-technik, die vorteilhafteste Variante zur Untersuchung räumlicher Mauerwerksstrukturen dar [22, 47]. Für ebene Modelle bietet es sich an, dreiaxiale Spannungszustände im ebenen Verzerrungszustand zu simulieren, der in Querrichtungen Spannungen, jedoch keine Dehnungen zulässt. Elastisch-idealplastische Modelle eignen sich besonders zur Berücksichtigung der Quertragfähigkeit von Gewölbebrücken [42].

7.4 Vergleich statischer Modelle für Gewölbebrücken

In diesem Abschnitt werden, in Anlehnung an [41], Möglichkeiten aufgeführt und miteinander verglichen, die zur Modellierung von ebenen Brückenbögen und räumlichen Brückengewölben zur Verfügung stehen. Aus der geschichtlichen Entwicklung der Nachweisverfahren von Gewölbebrücken sind folgende Modelle hervorgegangen:

Vorteile	Nachteile
Grafische Lösung (Stützlinienverfahren)	
<ul style="list-style-type: none"> • min. / max. Stützlinienlage anschaulich dargestellt • beliebige Geometrie 	<ul style="list-style-type: none"> • Dreigelenkbogen • Gelenke müssen gesetzt werden, obwohl in in dieser Form nicht vorhanden; bilden Zwangspunkte für Stützlinienlage • Spannungsverteilung vorgegeben • hoher Aufwand für verschiedene Laststellungen • LF Temperatur nicht nachweisbar
Stabwerksmodell	
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • geringer Aufwand für Lastgenerierung • beliebige statische Systeme möglich (eingespannt / gelenkig)
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • keine „klaffende Fuge“ möglich • LF Auffüllung manuell • Spannungsverteilung vorgegeben • LF Temperatur nicht sinnvoll nachweisbar • Bernoullihypothese nötig, obwohl Bogen kein Stabwerk
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Fließgelenktheorie möglich • „Gelenke“ bilden sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab
<ul style="list-style-type: none"> • keine echte „klaffende Fuge“ möglich • LF Auffüllung manuell • i.d.R. Zugfestigkeit des Mauerwerks $\neq 0$ • Annahme plastischen Materials, obwohl sich Naturstein spröde verhält 	
Scheibenmodell als Kontinuum	
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • einfache Modellbildung • Eigenlasten automatisch • geringer Aufwand bei Lastgenerierung • Lastausbreitung automatisch • sehr anschauliches Modell • Bernoullihypothese nicht nötig
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • keine „klaffende Fuge“ möglich • i.d.R. Zugfestigkeit des Mauerwerks $\neq 0$ • Annahme plastischen Materials, obwohl sich Naturstein spröde verhält
<ul style="list-style-type: none"> • Fließzonentheorie möglich • „Gelenke“ bilden sich automatisch • Berücksichtigung mehraxialer Spannungszustände • Zwängungen bauen sich automatisch ab 	
Scheibenmodell mit Kontaktproblem	
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Eigenlasten automatisch • geringer Aufwand bei Lastgenerierung • Lastausbreitung automatisch • sehr anschauliches Modell • Bernoullihypothese nicht nötig • „klaffende Fuge“ bildet sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Modellierung der Auffüllung ohne Steifigkeit wegen Lastverteilung nicht konsistent • Lastausbreitung nur in der Ebene • hoher Modellierungsaufwand
<ul style="list-style-type: none"> • Verformungsverhalten mit Stein- und Mörtel-eigenschaften • Stein als sprödes Material • Mörtel als plastisches Material (z.B. nach Mohr-Coulomb oder Drucker-Prager) • „klaffende Fuge“ bildet sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab 	

	Vorteile	Nachteile
Volumenmodell als Kontinuum		
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • einfache Modellbildung • Eigenlasten automatisch • geringer Aufwand bei Lastgenerierung • räumliche Lastausbreitung automatisch • sehr anschauliches Modell • Berücksichtigung der Quertragfähigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> • keine „klaffende Fuge“ möglich • Modellierung der Auffüllung ohne Steifigkeit wegen Lastverteilung nicht konsistent • LF Temperatur nicht sinnvoll nachweisbar
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Fließzonentheorie möglich • „Gelenke“ bilden sich automatisch • Berücksichtigung des mehraxialen Spannungszustandes • Berücksichtigung der Quertragfähigkeit • räumliche Lastausbreitung automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab 	<ul style="list-style-type: none"> • keine echte „klaffende Fuge“ möglich • i.d.R. Zugfestigkeit des Mauerwerks $\neq 0$ • Annahme plastischen Materials, obwohl sich Naturstein spröde verhält
Volumenmodell mit Kontaktproblem		
	<ul style="list-style-type: none"> • Eigenlasten automatisch • geringer Aufwand bei Lastgenerierung • räumliche Lastausbreitung automatisch • sehr anschauliches Modell • „klaffende Fuge“ bildet sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab • Berücksichtigung der Quertragfähigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> • Modellierung der Auffüllung ohne Steifigkeit wegen Lastverteilung nicht konsistent • sehr hoher Zeit- und Modellierungsaufwand • sehr große Rechenkapazität nötig • zur Zeit noch nicht möglich

Abb. 23: Vergleich statischer Modelle für Gewölbebrücken in Anlehnung an [41]

8 Modellgenerierung

Das Forschungsvorhaben „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk“ [41], dessen Teil die vorliegende Arbeit ist, stützt sich aufgrund der in Abschnitt 7 beschriebenen Vorteile auf ein Scheibenmodell mit Kontaktproblem (Diskontinuumsmodell). Da die Betrachtung an einem ebenen Modell am 1 m - Streifen erfolgt, wird für alle Modellteile der ebene Verzerrungszustand (plane strain) implementiert, welcher in Querrichtung Spannungen, jedoch keine Verformungen zulässt.

Dieses FE-Modell ist in der Programmiersprache APDL der Finite-Elemente-Software ANSYS® [3026] programmiert worden und wird durch den Autor besonders im Bereich der Verkehrslastgenerierung weiterentwickelt. Die folgenden Abschnitte behandeln deshalb Themen, die im Zusammenhang mit der Modellprogrammierung stehen.

8.1 ANSYS®

ANSYS® [30] ist eine marktführende, englischsprachige Software für Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode [24], welches von ANSYS Inc. (U.S.A.) zur Verfügung gestellt wird. Es handelt sich hierbei um ein General Purpose Programm (Mehrzwecksoftware), das in allen Gebieten der Ingenieurwissenschaften eingesetzt wird. Als Lösung erhält man vorwiegend Verformungsfiguren und daraus abgeleitete Spannungen bzw. Reaktionskräfte.

Es ist empfehlenswert, zur Reproduzierbarkeit und zur Abänderung der Modellparameter entsprechende Textdateien auf Grundlage der Syntax APDL von ANSYS® zu entwickeln, um sie anschließend als programmierten Code in die Software importieren zu können.

8.2 NEWTON-RAPHSON-Verfahren

In der Strukturmechanik spricht man im Zusammenhang mit nichtlinearen finiten Elementberechnungen stets von der numerischen Lösung der Gleichgewichtsbeziehung zwischen den äußeren Lasten und dem zugehörigen Verschiebungszustand. Als Modell für den Brückenbogen wird ein scheibenförmiges Diskontinuumsmodell mit Kontaktelementen [Abschnitt 7.2] verwendet. Es handelt sich demnach um einen Modellbogen mit Kontaktelementen zwischen linear elastischen Steinkörpern. Das statische System hängt von der jeweiligen Beanspruchung ab. Die entstehende Lösungsgleichung lässt sich nicht geschlossen lösen. Die Bogengeometrie unterliegt zudem bei großen Deformationen einem nichtlinearen Zusammenhang zwischen Dehnungen bzw. Stauchungen und den zugehörigen Verschiebungen.

Es liegt demnach ein geometrisch nichtlineares, elastisches Kontaktproblem vor, wobei sämtliche eingebrachte Energie nach der Entlastung wieder zurückgewonnen wird. Die entstehende Arbeitslinie des Systems weist einen gekrümmten Verlauf auf. Zur Lösung wird in ANSYS® die Gleichgewichtsite-ration nach NEWTON-RAPHSON angewendet.

Voraussetzung für dieses Verfahren ist, dass für einen gegebenen Verschiebungswert u der Funktionswert $F(u)$ sowie der Anstieg an die Systemarbeitslinie K durch die folgende Ableitung berechnet werden können:

$$\text{Gl. 10} \quad K = dF(u)/du \quad K \dots \text{Systemsteifigkeitsmatrix}$$

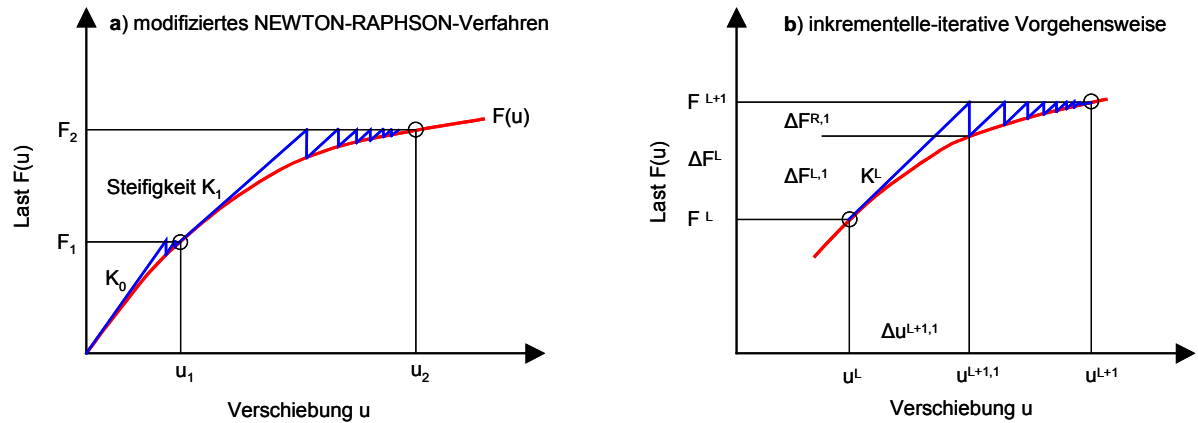


Abb. 24: NEWTON-RAPHSON-Verfahren

Der Ansatz der nichtlinearen Lösung beruht darauf, die Last schrittweise durch mehrere Lastinkremente ($F = \sum F_i$) auf das System aufzuprägen [Abb. 24 a]. Als Einstieg ist die Systemsteifigkeitsmatrix $K_0 = K(u_0)$ zu bestimmen. Die Gleichgewichtsiteration innerhalb eines Lastinkrements erfolgt entsprechend Abb. 24 b). Nachdem das Inkrement ΔF^L mit der jeweils aktuellen Systemsteifigkeit K^L aufgebracht ist, erfolgt eine kraftbezogene Konvergenzüberprüfung. Dazu wird für den jeweiligen Iterationsschritt innerhalb eines Inkrements die entsprechende Verschiebung u^{L+i} und die daraus resultierenden Elementspannungen bestimmt. Hieraus lassen sich die zu diesen Spannungen korrespondierenden Lasten mit den bereits aufgebrauchten äußeren Lasten vergleichen. Man erhält das sogenannte Residuum ΔF^R [Abb. 24 b)]. Sofern keine andere Grenze festgelegt wird, gilt in der vorgestellten Software ANSYS® Rev. 8.0 die Konvergenz als erreicht, wenn $\Delta F^R \leq 0,001$ eingehalten ist. Anschließend wird je nach angewendeten Verfahren für den nächsten Iterationsschritt die Tangente an die Arbeitslinie neu bestimmt (klassisch) oder mit der vorhandenen Systemsteifigkeit K innerhalb eines Lastinkrements weitergerechnet (modifiziert). Die nichtlineare Berechnung wird solange fortgesetzt bis alle Lastinkremente aufgebracht sind oder die Lösung divergiert (z.B. infolge Systemversagens).

Bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ist das modifizierte NEWTON-RAPHSON-Verfahren gebräuchlich. Im Gegensatz zur klassischen Methode wird die Tangente an die Arbeitslinie nur zum Beginn eines Lastinkrements neu bestimmt und für alle übrigen Iterationsschritte des Inkrements verwendet. Diese Modifikation des klassischen Verfahrens erhöht zwar die Iterationsschritte, die Steifigkeitsmatrix K muss jedoch nicht in jedem Schritt neu aufgestellt werden. Eine weitere Vereinfachung, die jedoch die Anzahl der Iterationsschritte zum Aufprägen der Gesamtlast nochmals erhöht, stellt das Anfangssteifigkeitsverfahren dar, wobei für alle Lastinkremente die Anfangssteifigkeit $K_0 = K(u_0)$ zum Einsatz kommt. In beiden Verfahren wird jedoch in erheblichem Umfang Rechenzeit gespart, da sich die Lösung des folgenden Gleichungssystems für beide Verfahren auf das Vorwärts- und Rückwärts-einsetzen reduziert:

$$\text{Gl. 11} \quad \frac{dF(u^L)}{du} \cdot \Delta u^{L+1} = \Delta F \Leftrightarrow K^L \cdot \Delta u^{L+1} = \Delta F$$

Konvergenzprobleme treten besonders dann auf, wenn die Arbeitslinie $F(u)$ im untersuchten Wertebereich lokale Maxima oder Wendepunkte aufweist. Dies ist beispielsweise bei Stabilitätsproblemen oder sprödem Nachbruchverhalten der Fall, wobei das modifizierte NEWTON-RAPHSON-Verfahren, das Anfangssteifigkeitsverfahren und das hier nicht näher erläuterte Bogenlängenverfahren [25] wesentlich unanfälliger reagieren als das klassische Verfahren. Konvergiert ein Lösung dennoch nicht, so sollte eine Wiederholung der Berechnung mit kleineren Lastinkrementen erfolgen. Die verwendete Software ANSYS® Rev. 8.0 stellt eine Reihe von Möglichkeiten, wie z.B. die automatische Lastschrittwahl (Automatic Load Stepping), zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens zur Verfügung [26].

8.3 Brückenbögen

Die Modellierung des Brückenbogens aus Mauerwerk folgt dem unter Abschnitt 7.2 beschriebenen Konzept eines Diskontinuums mit Kontaktelementen zwischen linear elastischen [Abb. 25]. Die geometrische Beschreibung wird gewährleistet durch die Eingabe der lichten Spannweite, der lichten Stichhöhe, der Bogendicke am Scheitel, der Bogendicke an den Kämpfern sowie der Anzahl der Steine im Bogen. Neben Brückenbögen mit konstanter Dicke ermöglicht der programmierte Code auch konische Geometrien. Zudem können Brücken mit mehreren Bögen berechnet werden.

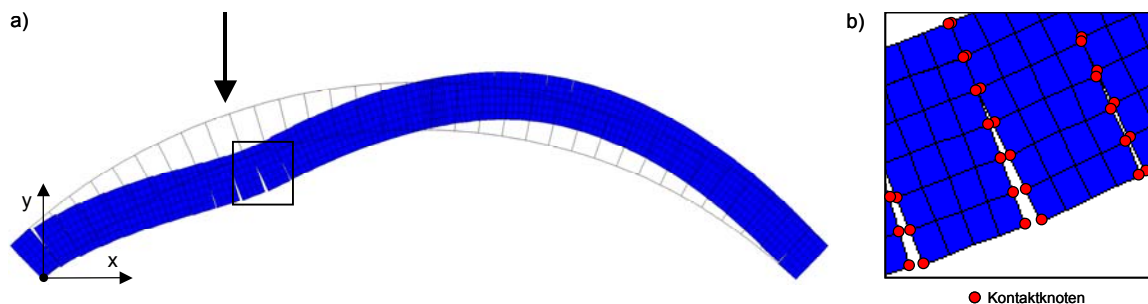


Abb. 25: Verformungsfigur eines Bogens aus Scheiben- und Kontaktelementen

Die Blöcke, welche sich an den konkreten Steinabmessungen orientieren, bestehen aus PLANE 42-Scheibenelementen [27] ohne Seitenmittenknoten. Diese besitzen je 4 Eckknoten mit jeweils zwei Freiheitsgraden (Verschiebung in x- und y-Richtung). Die einzugebenden Materialparameter (Elastizitätsmodul, Schubmodul, Querdehnzahl) orientieren sich an Ersatzwerten für Mauerwerk [Gl. 16, Gl. 17], da der Mörtel zur Reduzierung der Rechenzeit nicht modelliert wird.

Die Kontaktelemente übertragen nur Druckspannungen und Coulomb'sche Reibungskräfte mit einem implementierten Reibungsbeiwert von $\mu = 0,6$. Jedem Knoten, der Teil einer Kontaktzone ist, müssen stets die Knoten zugewiesen werden mit denen er theoretisch in Kontakt treten kann.

Standardmäßig werden deshalb für jeden Knoten der einen Fugenseite, alle Knoten der gegenüberliegenden Fugenseite ausgewählt [Abb. 25 b].

Um die inkrementelle, iterative Rechnung zu beschleunigen, ist es möglich, den Selektionsradius entsprechend der erwarteten Kontaktbereiche einzuschränken.

Die Auflagerlinien des Bogens werden über ihre Länge in x- und y-Richtung gehalten, so dass vollständige Einspannungen entstehen. Kontaktelemente kommen an den Auflagern, wegen der fehlenden gegenüberliegenden Knoten, nicht zum Einsatz. Deshalb ist es zur Bestimmung der Auflagerschnittgrößen vorteilhaft, die jeweils benachbarten Schnitte auszuwerten.

Die Anzahl der vorhandenen Kontaktelemente beeinflusst die Rechenzeit wesentlich. Aus diesem Grund wird die Vernetzung derart in die Syntax implementiert, dass die Anzahl der Kontaktelemente unabhängig von der jeweiligen Steinhöhe gesteuert werden kann. Die Zahl der Unterteilungen in Längs- und Querrichtung wird deshalb explizit vorgegeben.

8.4 Stützlinie

Zur Erfassung und grafischen Darstellung der Stützlinie ist es notwendig, in allen Mauerwerksfugen des ebenen Modells Integrationen über die Druckspannungsverteilung in Bogendickenrichtung durchzuführen und den jeweiligen Schwerpunkt der Verteilung zu bestimmen. Zur Darstellung werden in diesen Punkten sogenannte Keypoints (Geometriepunkte) gesetzt und mit Stabelementen des Typs LINK 8 [30] verbunden. Eine Vernetzung mit den bestehenden Elementen des Brückenbogens findet nicht statt. Aus einem Vergleich an der Standardbrücke aus Abschnitt 9.1.2 geht hervor, dass für die Bestimmung des Betrags und der Exzentrizität der Druckresultierenden alternativ eine Integration über die Hauptdruckspannungen erfolgen kann. Die Abweichungen betragen zur exakten Lösung max. 5%. Eine Überprüfung der Stützlinie ist mit Hilfe eines linear elastischen Stabwerksbogens möglich, solange keine klaffenden Fugen auftreten ($m = 6 \cdot e/d \leq 1,00$).

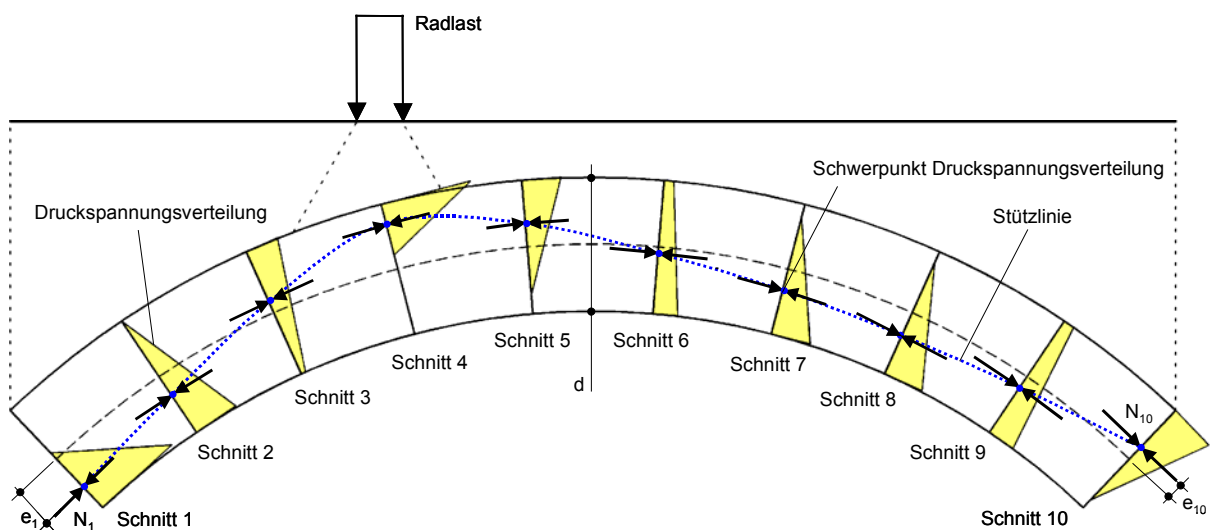


Abb. 26: Ermittlung der Stützlinie (ohne Maßstab)

8.5 Auffüllung

Die Modellierung der Auffüllung ist in Form von Stabwerken, finiten Scheibenelementen oder ausschließlich als Last auf dem Brückenbogen möglich. Ausschlaggebend für die Wahl der Methode ist die theoretische Genauigkeit, mit welcher die Eigenlasten der Auffüllung und vor allem die Verkehrslasten in den Bogen eingetragen werden.

Üblicherweise geschieht die Lastaufprägung auf den Bogen mit Hilfe von Blocklasten. Untersuchungen ergeben jedoch, dass diese Methode mit zunehmender Krümmung des Bogens zur Simulation von Lastüberfahren immer weniger geeignet ist. Zudem ist diese Art der Modellierung grundsätzlich nicht widerspruchsfrei, da die Resultierende der Blocklast nur im Scheitel lotrecht unter der punktförmigen Wanderlast steht [Abb. 27 a]. In diesem Abschnitt der vorliegenden Arbeit werden Möglichkeiten gesucht, mit welchen die Verkehrslastverteilung nach dem Kugelmodell für körnige Materialien (Schüttungen) [28] abgebildet werden können [Abb. 27 b]. Kriterium der Beurteilung ist also, ob sich auf der Fahrbahn stehende Einzellasten über die modellierte Auffüllung etwa als Gauß-Normalverteilung aufteilen, wobei die Resultierende stets lotrecht unter der Wanderlast bleiben muss. Nach dem Kugelmodell stellt sich ein Lastverteilungswinkel von 60° ein.

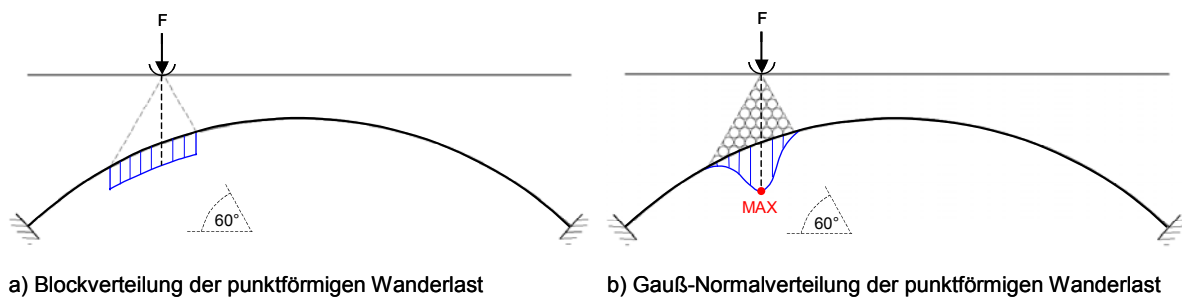
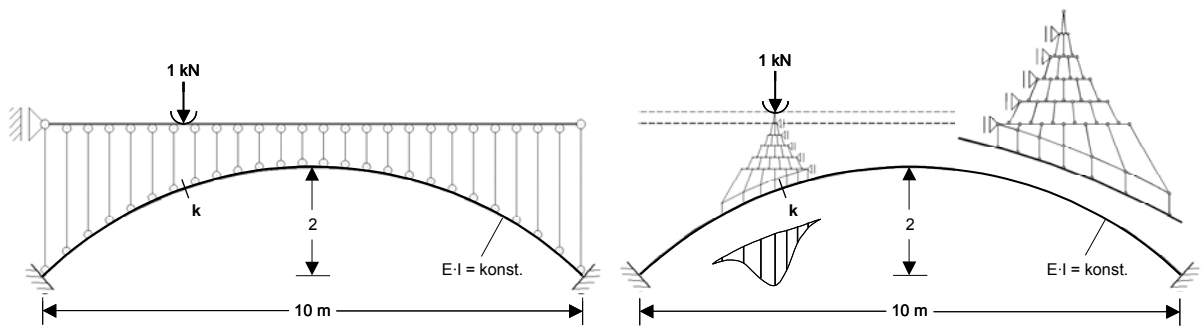


Abb. 27, Lastaufteilung mit Blocklast und Kugelmodell

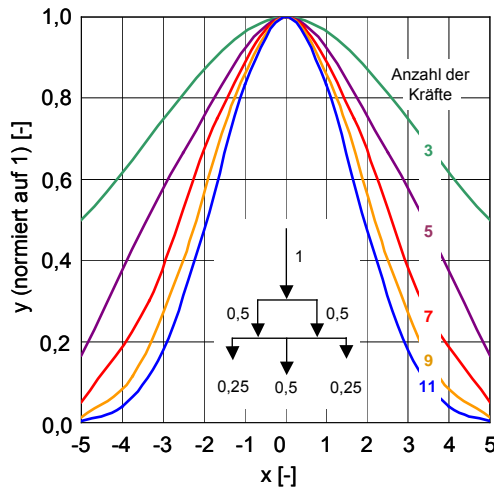
8.5.1 Stabwerksmodell

Die Untersuchung der Auffüllungsmodellierung als Stabwerk wird unter linear elastischen Verhältnissen am eingespannten Stabwerksbogen mit dem Stabwerksprogramm EUROSTA 2004 [32] durchgeführt. Der kreissegmentförmige Bogen mit konstantem Querschnitt ($E \cdot A$ bzw. $E \cdot I = \text{konst.}$) besitzt eine Spannweite von 10 m und eine Stichhöhe von 2 m. Gegenstand der Untersuchung ist das klassische Stabwerksmodell mit gleichmäßig verteilten vertikalen Pendelstäben und einem lastverteilenden Durchlaufträger als Fahrbahn. Als Vergleich dient ein ortsveränderliches Stabwerk, welches die punktförmige Verkehrslast in sieben gewichtete Einzelkräfte aufteilt. Diese Verfahrensweise ist nach Abb. 28 c) dazu geeignet, um die Gauß-Normalverteilung widerzuspiegeln. Gegenstand des Vergleiches sind die Einflusslinien der Normalkräfte, Querkkräfte und Momente für den Viertelpunkt des Stabwerksbogens, welche durch die Überfahrt einer Einheitslast von 1 kN am masselosen System gewonnen werden [Abb. 28 d].



a) Auffüllung als klassisches Pendelstabwerk

b) Auffüllung als gauß-normalverteilendes Pendelstabwerk



c) Anzahl der diskreten Einzelkräfte für Gauß-Normalverteilung

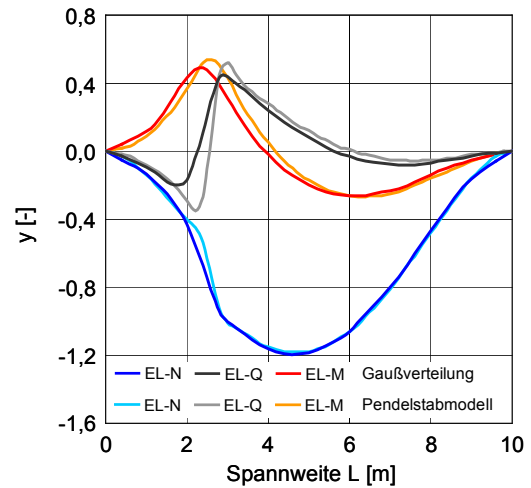
d) Einflusslinien am Punkt k ($L/4$) für a) und b)

Abb. 28: Auffüllung als Pendelstabwerke

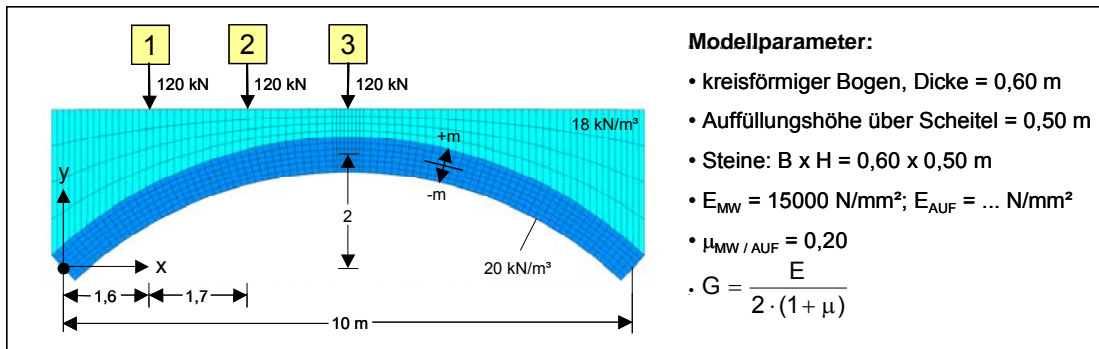
Es ist in Abb. 28 d) erkennbar, dass die jeweilige Differenz der Lösungen und somit die Sensivität des Systems bei Laststellungen unmittelbar über dem untersuchten Schnitt am größten ist. Bezüglich des vorgestellten Kugelmodells wird bei der klassischen Auffüllungsmodellierung mittels lotrechter Pendelstäbe die Normalkraft im Querschnitt gut abgebildet, während die maximalen Beträge von Moment und Querkraft überschätzt werden. Diese Abweichungen erscheinen zunächst vertretbar. Es ist jedoch anzumerken, dass schon geringe Veränderungen der Stützlinienexzentrizität ($e = M/N$) deutlich unterschiedliche Tragfähigkeiten bei Verwendung der Bruchkurven nach HIRSCH [31] bewirken.

Zudem besitzt das klassische Stabwerksmodell der Auffüllung den Nachteil, dass die Lastverteilung ausschließlich über die Biegeform des Durchlaufträgers der Fahrbahn geschieht. Die Lastausbreitung erfolgt somit unabhängig von der Auffüllungshöhe. Eine Modellierung der Auffüllung als Stabwerk mit lotrechten Pendelstäben wird deshalb vom Autor nicht vorgenommen.

8.5.2 Scheibenmodell

Eine vielfach im Rahmen der Finite-Elemente-Methode anzutreffende Variante der ebenen Auffüllungsmodellierung stellen Scheibenelemente dar, die mit dem Bogen vernetzt sind. Vorteilhaft ist, dass die Eigenlast der Auffüllung nicht gesondert in Form von Einzellasten auf den Bogen eingetragen werden muss. Soll, wie in der vorliegenden Arbeit, die Auffüllung keinerlei mittragende Wirkung besitzen, so ist eine möglichst geringe Steifigkeit für die Scheibenelemente zu wählen. Dies führt jedoch zu dem Widerspruch, dass zur Gewährleistung einer sinnvollen Lastverteilung eine gewisse Steifigkeit notwendig ist. Ein zu geringer Elastizitätsmodul kann zudem zu numerischen Schwierigkeiten aufgrund zu großer Elementverzerrungen führen.

Es stellt sich die Optimierungsaufgabe, welches Steifigkeitsverhältnis zwischen Bogentragwerk und Auffüllung günstig erscheint, um Systemreaktionen zu erzeugen, die näherungsweise denen des vorgestellten Kugelmodells entsprechen. Hierfür werden an einem ebenen Brückenmodell, welches Kontaktelementen zwischen den Steinen im Bogen besitzt, drei Laststellungen einer Punktlast von 120 kN bezüglich der exzentrischen Normalkraftreaktion im Querschnitt untersucht. Für die Programmierung der zur Berechnung verwendeten ANSYS®-Modelle werden für Bogen und Auffüllung die schon angesprochenen PLANE 42- Scheibenelemente [30] verwendet.



Laststellung

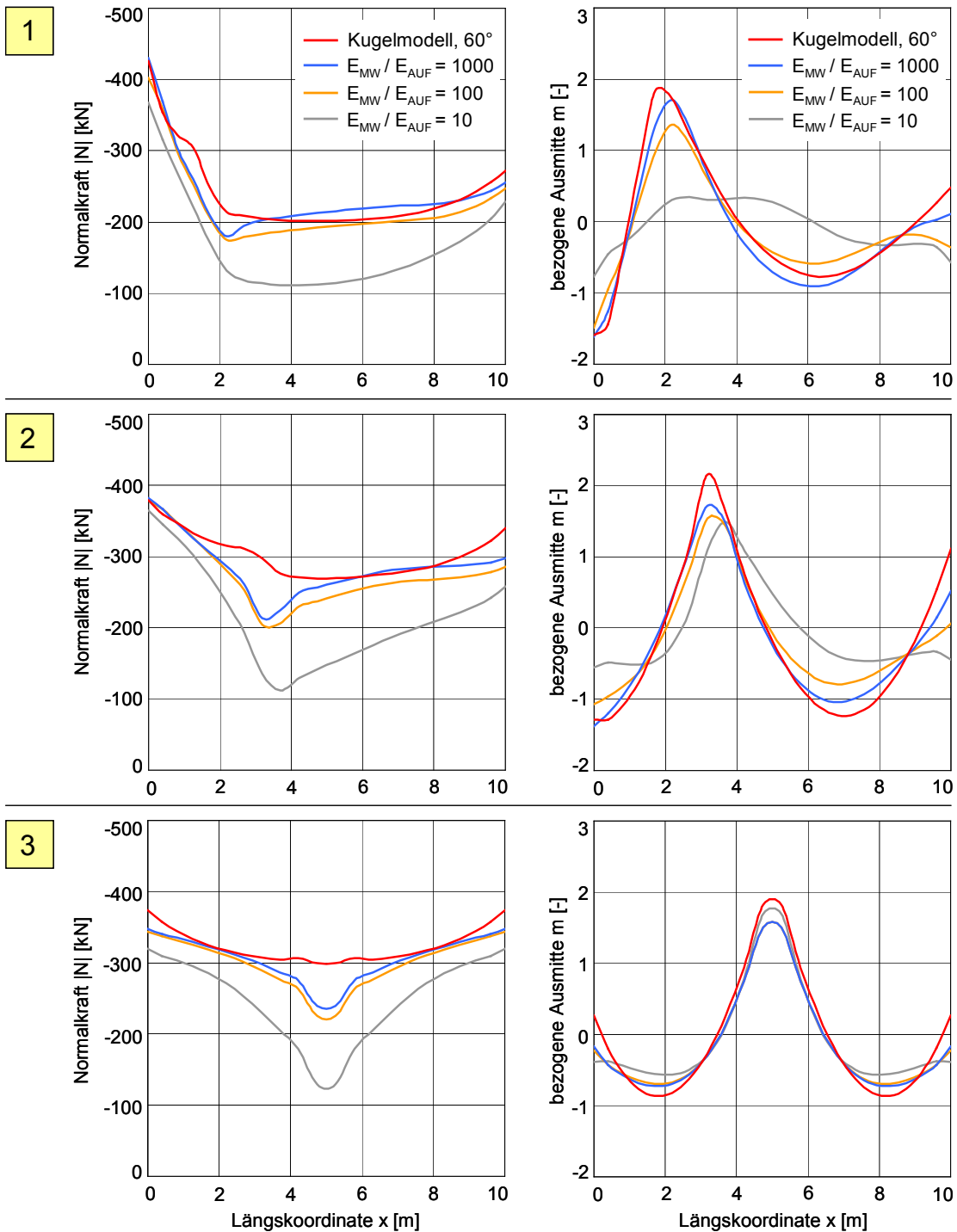


Abb. 29: Vergleich der Auffüllungsmodellierung als Scheibe mit Kugelmodell (Verteilungswinkel: 60°)

Es zeigt sich, dass kein Steifigkeitsverhältnis existiert, welches eine gauß-normalverteilte Beanspruchung akzeptabel abbildet. Mit sinkender Steifigkeit der Auffüllung nähern sich die Kurven den Referenzergebnissen des Kugelmodells zwar an, jedoch sind besonders in den Lasteinleitungsbereichen dieser Tendenz Grenzen gesetzt. In alle Fällen wird durch die Verwendung von Scheibenelementen mit geringer Steifigkeit die Normalkraft und deren Exzentrizität im Querschnitt unterschätzt. Beispielfolgergebnisse ergeben sich für die Laststellung 2 in Abb. 29 unter Ansatz der Bruchkurve aus [31] für $E_{St} = 20000 \text{ N/mm}^2$; $\beta_{Z,St} / \beta_{D,St} = 0,07$; $h_{St} / d = 0,8$ folgende Traglasten und Ausnutzungsgrade:

Modell	N	m	N_{Bruch}	N / N_{Bruch}
	[kN]	[-]	[kN]	[%]
$E_{MW} / E_{AUF} = 1000$	214	1,72	2954	7
Kugelmodell	297	2,16	1336	22

Abb. 30: Ausnutzungsgrade für Auffüllung mit Steifigkeit und Kugelmodell

Die Abweichungen aus Abb. 30 verdeutlichen, dass die Auffüllungsmodellierung mittels Scheibenelementen nicht empfehlenswert ist, wenn deren mittragende Wirkung grundsätzlich ausgeschlossen werden soll.

Wenn die Auffüllung mit Hilfe von Scheibenelementen modelliert wird, so ist es für die dargestellten Ergebnisse qualitativ egal, ob die Punktlast auf der Fahrbahn oder bereits gauß-normalverteilt auf dem Bogen angesetzt wird. Sobald vernetzte Scheibenelemente für die Auffüllung zum Einsatz kommen, ist deren mittragende Wirkung besonders im Lasteinleitungsbereich auch bei kleinstmöglicher Steifigkeit numerisch nicht auszuschließen.

Die Modellierung der betreffenden Scheibenelemente mit anisotropen Materialeigenschaften bringt ebenso wenig Abhilfe, wie Netzverfeinerung und Implementierung einer Fließfunktion nach DRUCKER-PRAGER [19, 31] zum Abbau eventueller Zugspannungen. Auch die Abänderung der Randbedingungen durch Weglassen oder Setzen von horizontalen Halterungen an die Auffüllung beeinflusst die Endergebnisse nur unwesentlich.

Die in diesem Abschnitt angesprochene Problematik ist nicht neu. Auch wenn sich das folgende Zitat von HASER, H. und KASCHNER, R. [29] auf numerische Schwierigkeiten stützt, welche infolge großer fiktiver Verformungen auftreten, die im vorliegenden Beispiel erst bei theoretisch kleinen Werten von $E_{AUF} \rightarrow 0$ zu beobachten sind, so kommen sie doch zum gleichen Schluss:

„Eine weitere Möglichkeit der Vernetzung des gesamten Tragwerkslängsschnittes einschließlich Überschlüttung und Fahrbahnbefestigung, bei der die Mitwirkung der nicht zum eigentlichen Tragwerk gehörenden Netzbereiche (Überschlüttung, Fahrbahn) durch Ansatz eines sehr geringen Elastizitätsmoduls ausgeschlossen wird, ist ungünstig zu beurteilen.“

8.5.3 Programmtechnisch umgesetzte Methode

Nachdem lotrechte Pendelstabmodelle [Abschnitt 8.5.1] und finite Scheibenelemente [Abschnitt 8.5.2] für die Beschreibung des lastverteilenden Kugelmodells unpassend erscheinen, hat sich der Autor für eine Auffüllungsgenerierung ohne vernetzte Finite Elemente entschieden. Die geometrische Beschreibung erfolgt durch die Eingabe der Auffüllungshöhe über der Bogenoberseite am Scheitel.

Die Eigenlast der Auffüllung wird hierbei über vertikale Lamellen auf die Knoten der Bogenoberseite aufgetragen. Die Lamellen sind stets den Steinen des Mauerwerksbogens zugeordnet. Jede Lamellenlast wird hierbei gleichmäßig auf die jeweils selektierten Knoten aufgeteilt.

Die punktförmigen Wanderlasten werden nach der Gauß-Normalverteilung, eingebunden in eine Parametersprache, direkt auf die oberen Randknoten des Bogens unter einem Lastverteilungswinkel von 60° aufgebracht. Die Lösung erfolgt durch die Anwendung von sieben Hilfsgeraden, welche die konzentrierten Wanderlasten, gewichtet nach der Gauß-Normalverteilung, in sieben vertikale Einzellasten aufteilen und die Lastausbreitung in Abhängigkeit der Auffüllungshöhe gewährleisten. Um die Ausformung der Glockenkurve zu gewährleisten, ist es wichtig, dass es sich um eine ungerade Anzahl von Geraden handelt. Wie schon in den vorhergehenden Abschnitten erwähnt, bilden sieben Einzellasten das besprochene Kugelmodell ausreichend genau ab [Abb. 28 c]. Für jede Gerade wird der Schnittpunkt mit der Bogenoberseite ermittelt und die dort wirksame Einzellast über das Modell eines Einfeldträgers in die angrenzenden Nachbarknoten eingetragen [Abb. 31].

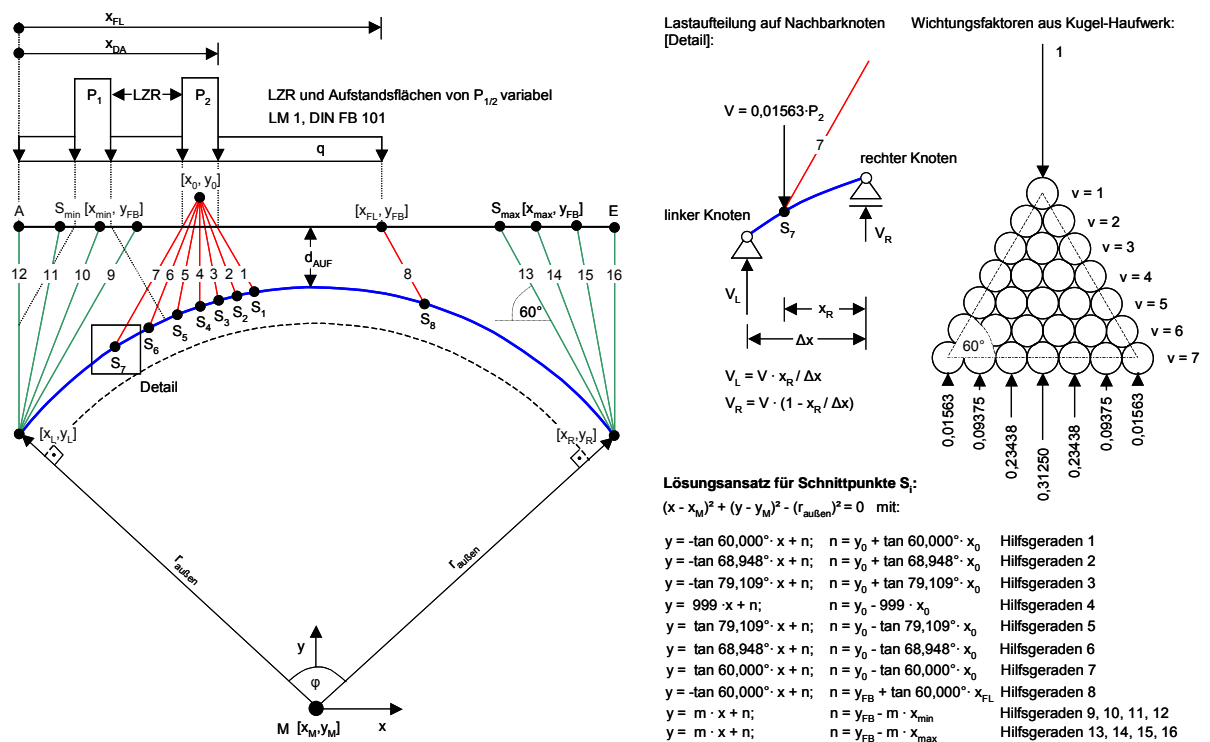


Abb. 31: Lösungsansatz für die Lastverteilung

Flächenlasten werden unter einem Lastausbreitungswinkel von 60° als Blocklast gleichmäßig über die jeweils selektierten Knoten der Bogenoberseite eingetragen.

Um lokalen Lastkonzentrationen vorzubeugen, ist bei allen modellierten Lasten darauf zu achten, dass der implementierte Auswahlalgorithmus stets nur einen der zwei übereinanderliegenden Knoten der Kontaktelemente [Abb. 25 b] erfasst.

Außerdem sind Abbruchkriterien [S_{\min} bzw. S_{\max} Abb. 31] am Anfang und am Ende der Brücke notwendig, um Schnittpunkte zwischen den Hilfsgeraden und der kreissegmentförmigen Bogenoberseite sicherzustellen.

8.6 Widerlager

Neben den vereinfacht angenommenen Volleinspannungen am linken und rechten Ende des Bogens ist es möglich, Widerlager zu generieren. Im Falle einer Mehrfeldkonstruktion werden zwischen den Mauerwerksbögen jeweils Pfeiler modelliert. Die geometrische Beschreibung der Widerlager bzw. Pfeiler erfolgt durch die Eingabe von Koordinaten für Horizontalschnitte [Abb. 32], deren Anzahl beliebig erweiterbar ist.

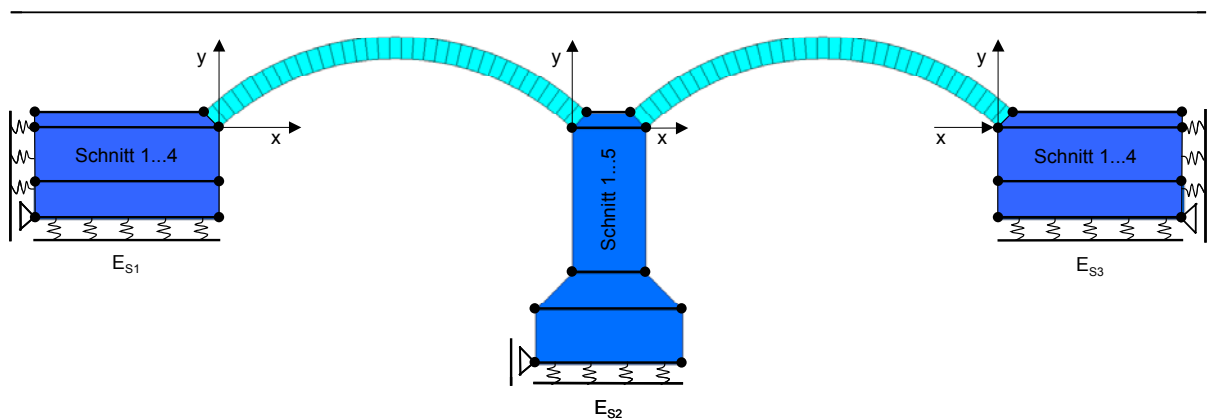


Abb. 32: Mehrfeld-Bogenbrücke mit beispielhaft generierten Widerlagern und Mittelpfeiler

Für die Widerlager und die Pfeiler wird das schon im Abschnitt 8.3 erwähnte finite Scheibenelement PLANE 42 verwendet. Die Sohlflächen der Gründungskörper sind vertikal mit dem jeweiligen Steifemodul E_{Si} gelagert. Zur Anwendung gelangt das in ANSYS® [30] implementierte zweidimensionale Bettungselement SURF19, welches zwar vertikale Steifigkeiten, jedoch keine Reibung in Horizontalrichtung simuliert. Zu Vereinfachung wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit festgelegt, dass an den bestehenden historische Gewölbebrücken unter Normlasten kein fortschreitendes horizontales Ausweichen der Gründungskörper zu erwarten ist. Somit können in den Sohlflächen, anstatt der in diesen Bereichen aufwendig zu generierenden Kontaktelemente, horizontal unverschiebliche Lagerungen zum Einsatz kommen.

Für die Simulation von horizontalem Erddruck an den erdzugetragenen Vertikalflächen der Widerlager wird ebenfalls auf das zweidimensionale Bettungselement SURF 19 zurückgegriffen.

8.7 Reihenfolge der Lastgenerierung

Bei der Generierung des vorgestellten Modells ist von Bedeutung, in welcher Reihenfolge die Lasten aufgebracht werden. Die Gesamtbeanspruchung wird schrittweise durch sogenannte Timesteps aufgetragen. Im vorliegenden Modell ist jeder Timestep gleichbedeutend mit einem Lastfall, welcher nach dem NEWTON-RAPHSON-Verfahren [Abschnitt 8.2] inkrementell berechnet wird.

Zuerst sind stets die Eigenlasten des Systems zu generieren, danach erst die asymmetrischen Verkehrslasten, da in umgekehrter Reihenfolge ein verfrühtes Versagen durch die zu diesem Zeitpunkt noch fehlende stabilisierende Vorspannwirkung der Eigenlasten eintreten kann.

Existiert der Lastfall Temperatur, so wird dieser vor der Verkehrslast generiert. Alternativ kann er auch im Anschluss jeder Laststellung erneut generiert werden. Stichpunktartige Vergleichsrechnungen zwischen beiden Varianten liefern numerisch unbedeutende Abweichungen.

8.8 Generierung der Wanderlasten

Die vorliegende Arbeit stützt sich auf die Anwendung des in Abschnitt 6.1 vorgestellten Lastmodells 1 aus dem DIN-Fachbericht 101. Es besteht aus einer Doppel- bzw. Tandemachse mit einer charakteristischen Achslast von je 120 kN. Die zugehörige charakteristische Flächenlast von 9 kN/m² geht, im Gegensatz zur bisher gültigen DIN 1072, unter dem Bemessungsfahrzeug hindurch.

Ziel ist es, Überfahrten mit dem Lastmodell 1 über die Brücke zu generieren. Eine Lastüberfahrt beginnt stets am linken Punkt A und endet am rechten Punkt E [Abb. 33]. Als erstes wird die Flächenlast auf den Bogen aufgebracht, danach die Radlasten. Somit besteht die Möglichkeit, die Radlasten in Abhängigkeit von der schon bekannten Flächenlaststellung abzumindern. Dies ist stets der Fall, wenn sich Rad- und Flächenlast teilweise oder vollständig überlagern.

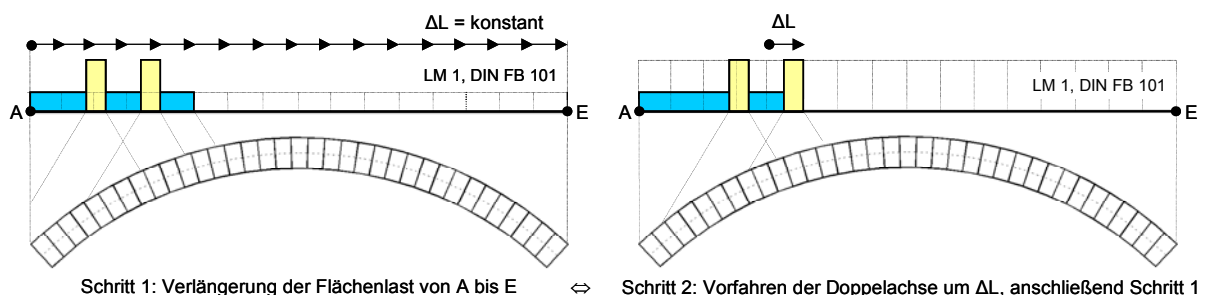


Abb. 33: Überfahrt des Lastmodells 1

Für jede Laststellung der Doppelachse werden alle Laststellungen der Flächenlast zwischen Punkt A und Punkt E durchgespielt. Der Anfang der Flächenlast bleibt hierbei stets am Punkt A fixiert. Diese Vereinfachung reduziert die Anzahl der Laststellungen pro Überfahrt erheblich und spart somit Rechenzeit. Stichpunktartige Versuche ergeben bei den durchgeführten Parameterstudien in keinem Fall eine nennenswerte Steigerung der Querschnittsauslastung bei variablem Anfangspunkt der Flächenlast. Die Schrittweite ΔL wird für Flächenlast und Doppelachse stets einheitlich definiert. Hierfür ist der Betrag frei wählbar.

8.9 Vorbereitung einer Eingabemaske

Für die Entwicklung eines anwenderfreundlichen Programmsystems ist es notwendig, übersichtliche Eingabemasken zu erstellen. Für die Vorbereitung einer solchen Programmierung müssen alle nötigen Eingabedaten für die Berechnung einer Gewölbebrücke zusammengestellt werden.

Die zum Nachweis einer Gewölbebrücke mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode notwendigen Parameter sind im Anhang unter Abb. 87, Abb. 87 und Abb. 88 ausführlich dargestellt. Diese Übersicht kann als Grundlage für eine zukünftige Programmierung einer Eingabeoberfläche (z.B. in VISUAL BASIC) dienen.

Gesicherte Inhalte für die in Abb. 88 unter Eingabefeld 62 stehenden Optionen stehen erst nach Abschluss des Forschungsvorhabens „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk - Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Bogenbrücken“ [41] zur Verfügung. Die Entwicklung eines konkret auf diese Brücken anwendbaren Nachweisverfahrens ist derzeit noch in der Bearbeitung.

9 Parameterstudien

9.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden aufgrund ihrer Bedeutung ausschließlich kreissegmentförmige Brückenbögen aus Mauerwerk betrachtet. Mit Hilfe des in Abschnitt 8 vorgestellten ANSYS®-Modells werden Parameterstudien an einem herausgeschnittenen 1 m breiten Brückenstreifen durchgeführt, um Einflüsse auf die Tragfähigkeit der bestehenden Gewölbebrücken aus quaderförmigen Mauerwerk abschätzen zu können.

Allen Untersuchungen geht eine Lastüberfahrt des Lastmodells 1 (LM1) über die entsprechende Brücke voraus. Es wird generell davon ausgegangen, dass keine mittragenden Wirkungen von Bauteilen, z.B. der Auffüllung und der Aufmauerungen besteht. Sofern nicht anders angegeben ist, beziehen sich die Ergebnisse stets auf die Laststellung, welche in dem jeweils vorliegenden Fall den größten Ausnutzungsgrad des Querschnitts nach den Bruchkurven von HIRSCH [31] erzeugt. Da die exakten Koordinaten der bemessungsrelevanten Schnitte vor einer Berechnung nicht feststellbar sind, erfolgt die Auswertung an drei bemessungsrelevante Schnitte, die erst nach der Berechnung bestimmbar sind:

- I. Schnitt der maximalen Tragfähigkeitsausnutzung aus der Interaktion von Normalkraft N und bezogener Ausmitte $m = 6 \cdot e/d$
- II. Schnitt mit der maximalen bezogenen Ausmitte m
- III. Bedarfsweise wird zudem der Schnitt der maximalen Tragfähigkeitsausnutzung aus Querkraft Q bestimmt.

Mit dem heutigen Stand der Rechentechnik (Intel Centrino 1,5 GHz / 512 MB DDR RAM) erweist sich die Generierung einer Lastüberfahrt des LM 1 unter den gegebenen geometrisch nichtlinearen Verhältnissen, selbst mit optimierten Einstellungen, als äußerste zeitintensiv (12 h). Daher wird nicht in jedem Fall eine komplette Lastüberfahrt generiert, sondern das LM 1 nur für Stellungen der Doppelachse bis zur Brückenhälfte variiert. Diese Ausnutzung symmetrischer Geometriebedingungen spart 50% Rechenzeit.

Schwerpunkt der Diplomarbeit ist das Auswerten von Stützlinien anhand der Bruchkurven aus [31]. Hierbei wird der Einfluss der Querkraft auf die Querschnittstragfähigkeit vernachlässigt. Deshalb möchte der Autor den Querkrafteinfluss bei einigen Untersuchungen abschätzen. Mit der aktuellen Syntax, welche in ANSYS® implementiert wird, ist es derzeit noch nicht möglich, plausiblen Spannungsverläufe längs der mit Kontaktelementen versehenen Fuge zu ermitteln. Innerhalb der überdrückten Fugenbereiche werden Vorzeichenwechsel in den Schubspannungsverteilungen festgestellt. Die daraus resultierenden Integrationsergebnisse sind unbrauchbar. Die Ursachen hierfür sind bisher ungeklärt. Für die Ermittlung von Querkraften kommen deshalb linear elastische Stabwerksbögen unter Benutzung des kommerziellen Stabwerksprogramms EUROSTA 2004 [32] zum Einsatz.

Dem Autor ist bewusst, dass sich dadurch Abweichungen nicht vermeiden lassen, da sich bei verschiedenen Laststellungen am programmierten ANSYS®-Bogen abweichende statische Systeme gegenüber den jeweils angenommenen Stabwerksbögen einstellen, die eine gewisse Verschiebung der Querkraftzustandsfunktionen verursachen. Für eine Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit soll dieses konventionelle Vorgehen jedoch genügen.

9.1.1 Statistische Erhebung

Für die Parameterstudien ist es notwendig, eine umfassende statistische Erhebung der bestehenden Gewölbebrücken durchzuführen. Die bisherige Aufnahme ist anhand von Erfassungsformularen erfolgt [Anhang, Abb. 74]. Die Ergebnisse sind im Anhang [Abb. 75ff.] tabellarisch und in den Abb. 34 bzw. Abb. 35 grafisch dargestellt [41]. Für die Scheiteldicke kann folgender Zusammenhang festgestellt werden:

$$\text{Gl. 12} \quad d_s = 0,019 \cdot L + 0,44 \text{ m} \quad \text{L...lichte Stützweite}$$

Der Anteil von Gewölbe mit konischer Form beträgt 28 %. Betrachtet man ausschließlich Gewölbe mit konstanter Dicke, so ändert sich Gl. 12 geringfügig zu:

$$\text{Gl. 13} \quad d_s = 0,016 \cdot L + 0,46 \text{ m}$$

Die vorliegende statistische Auswertung wird durch die Ergebnisse von BUSCH [38] bestätigt. Er gibt allgemein für die Gewölbedicke am Scheitel die folgende empirische Formel an:

$$\text{Gl. 14} \quad d_{s,\text{BUSCH}} = 0,028 \cdot L + 0,37 \text{ m}$$

Der in dieser Dissertation dargestellte Zusammenhang zwischen Spannweite und Auffüllungshöhe über dem Scheitel ($h_A = 0,015 \cdot L + 0,5 \text{ m}$) wird jedoch nicht erkannt.

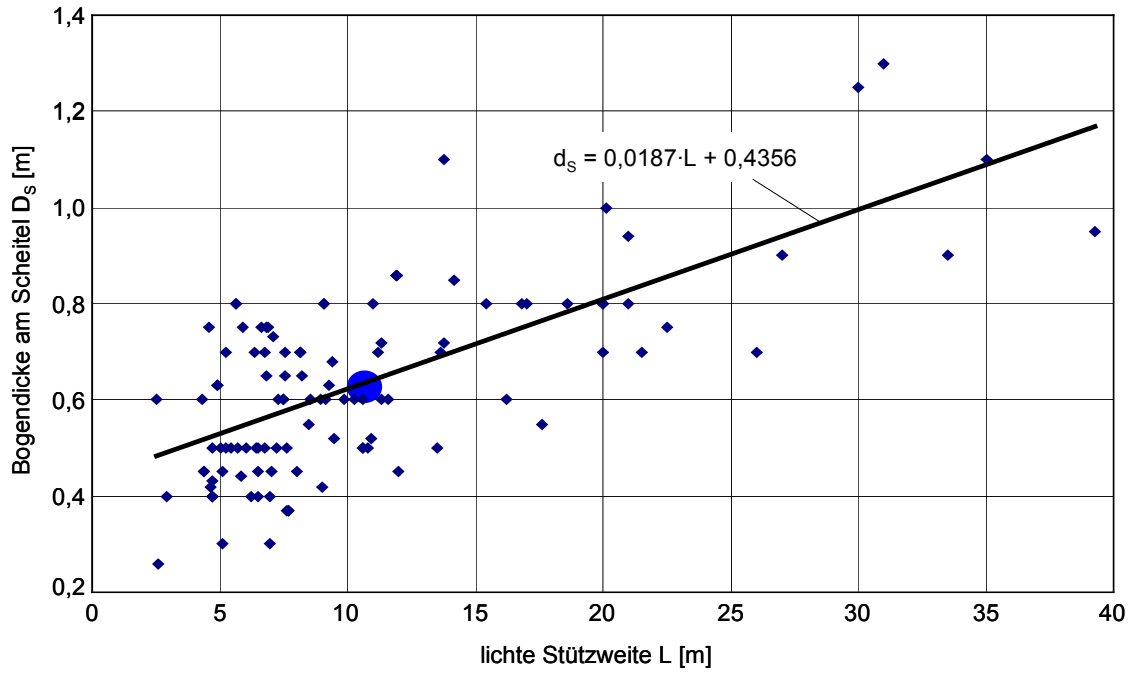


Abb. 34: Abhängigkeit der Gewölbedicke von der Stützweite

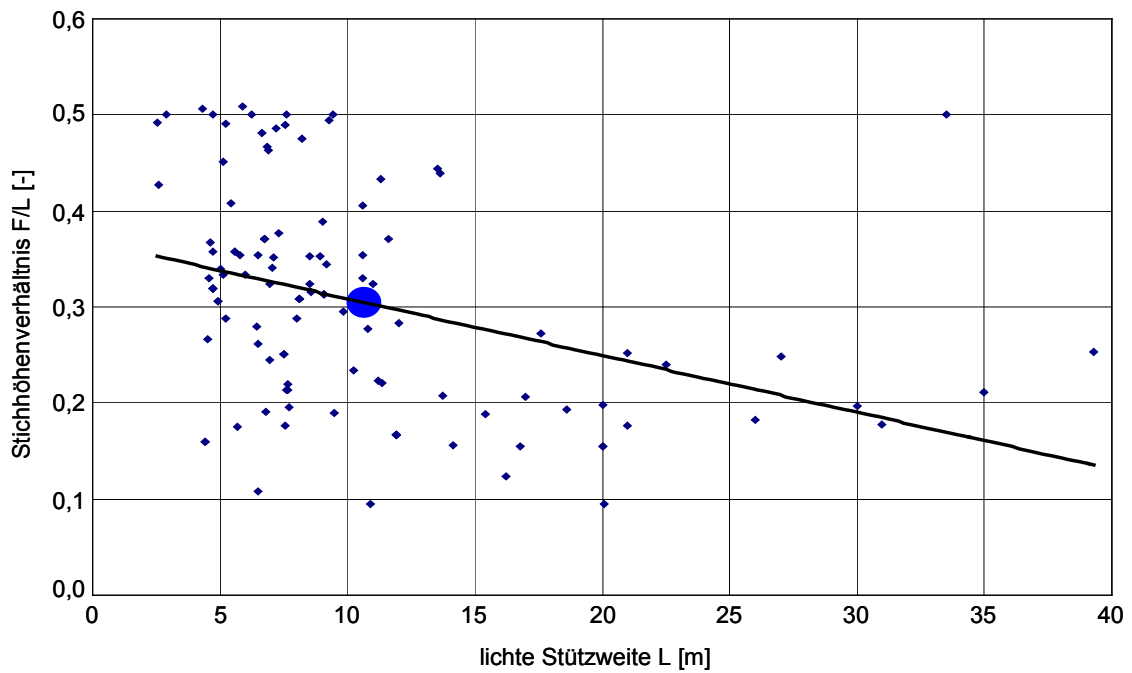


Abb. 35: Abhängigkeit des Stichhöhenverhältnisses von der Stützweite

9.1.2 Standardbrücke

Bei der Durchführung von Parameterstudien ist es sinnvoll pro Untersuchung jeweils nur ein Kennwert zu ändern. Hierzu ist es notwendig, aus den in Abb. 34 und Abb. 35 dargestellten statistischen Durchschnittswerten eine Standardbrücke festzulegen:

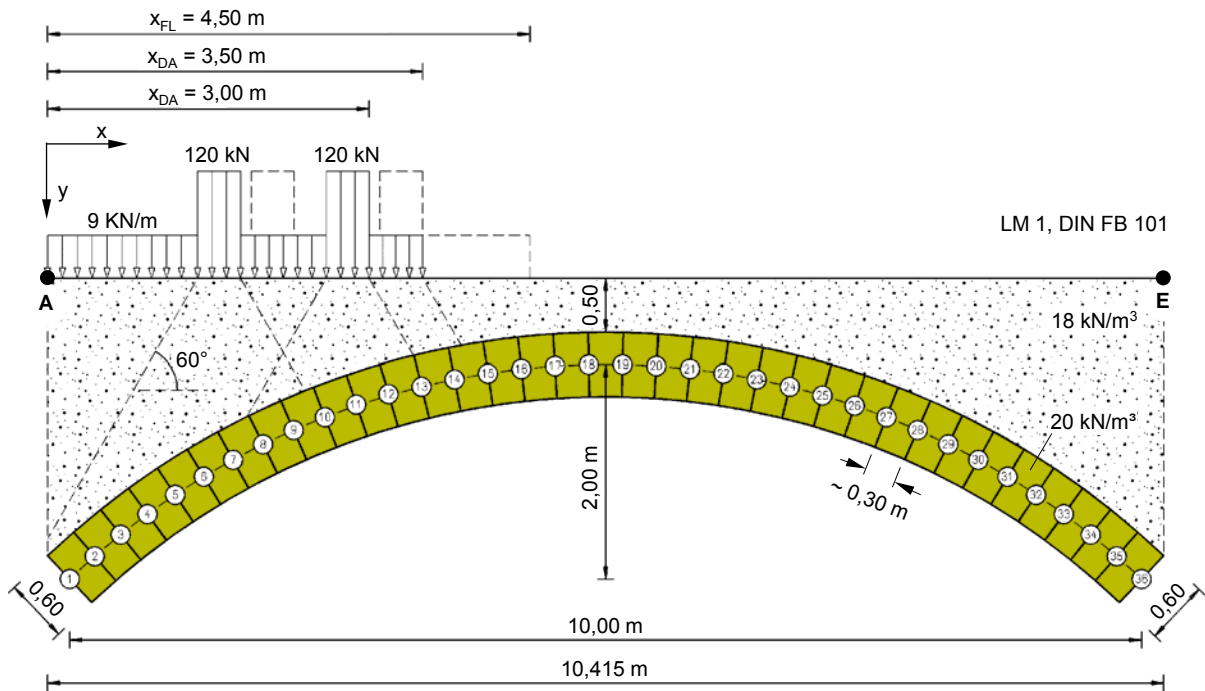


Abb. 36: Standardbrücke mit ungünstigen Laststellungen

Die Modellgenerierung erfolgt aus Gründen der Einsparung von Rechenzeit ohne konkrete Modellierung des Mörtels. Der Einfluss der Mörtelfuge auf die Tragfähigkeit des Bogens wird durch die Bruchkurven in [31] berücksichtigt. Es ist deshalb vorteilhaft, dass sich die Materialwerte an den dort aufgeführten Voraussetzungen orientieren, um die entwickelten Bruchkurven zur Berechnung der Tragfähigkeit zu nutzen.

Zur Simulation eines korrekten Verformungsverhaltens werden die Materialparameter des Bogens auf plausible Werte für Mauerwerk umgerechnet. Hierzu ist zunächst eine Festlegung der Mörteldruckfestigkeit β_{D, M_0} nötig, da diese in der Formel nach BIERWIRTH [33, Gl. 15] mit dem Elastizitätsmodul des Mörtels E_{M_0} korreliert. Für die Fuge wird ein historischer Kalkmörtel, welcher der Gruppe 1 nach DIN 1053-1 zuzuordnen ist, verwendet. Die einaxiale Mörteldruckfestigkeit wird mit $\beta_{D, M_0} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

$$\text{Gl. 15} \quad E_{M_0} = 741 \cdot \beta_{d, M_0}^{0,73}$$

$$E_{M_0} = 1229 \text{ N/mm}^2 \approx 1250 \text{ N/mm}^2$$

Bei allen Bögen der Parameterstudie gelten in Anlehnung an [31] für den Verbundbaustoff Mauerwerk folgende Festlegungen:

- Stein: $h_{St}/d = 0,5$ $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$ $\mu_{St} = 0,2$
- Mörtel: $t = 15 \text{ mm}$ $E_{Mö} = 1250 \text{ N/mm}^2$ $\mu_{Mö} = 0,2$

- Die Berechnung des Elastizitätsmoduls für Mauerwerk erfolgt nach der Formel von BERNDT [34]:

$$Gl. 16 \quad E_{MW} = \frac{\left[1 + \frac{t}{h_{St}}\right] \cdot E_{St}}{1 + 2 \cdot \mu_{St} \cdot \frac{\mu_{Mö}}{1 - \mu_{Mö}} \cdot \frac{t}{h_{St}} + \frac{E_{St}}{E_{Mö}} \cdot \frac{t}{h_{St}} \cdot \left[1 - 2 \cdot \mu_{Mö} \cdot \frac{\mu_{Mö}}{1 - \mu_{Mö}}\right]}$$

$$E_{MW} = 10194 \text{ N/mm}^2 \approx 10200 \text{ N/mm}^2$$

- Der Schubmodul für Mauerwerk ergibt sich folglich zu:

$$Gl. 17 \quad G_{MW} = \frac{E_{MW}}{2 \cdot (1 + \mu)}$$

$$G_{MW} = 4248 \text{ N/mm}^2 \approx 4250 \text{ N/mm}^2$$

Der für die Temperaturbeanspruchung nötige lineare Ausdehnungskoeffizient wird in [35] als Mittelwert für Mauerwerk aus quarzitischem Sandstein mit $\alpha_t = 11,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angegeben. Als Wichte des Quadermauerwerks wird ein für Sandstein niedriger Wert von 20 kN/m^3 angenommen, um den günstigen Einfluss der Vorspannung aus symmetrischen Lasten zu mindern. Die Auffüllung wird eine Wichte von 18 kN/m^3 [41] und ein Lastverteilungswinkel von 60° [Abschnitt 9.4.1] zugewiesen. Die verwendete Standardbrücke besitzt ein Stichhöhenverhältnis von $F/L = 0,2$. Der Brückenbogen ist somit etwas flacher als das klassische Maß von $F/L = 0,33$ [3], welches durch die statistischen Erhebung [Abschnitt 9.1.1] bestätigt wird. Dies erhöht wie erwartet die horizontalen Schubkräfte. Der anfängliche Gedanke, dass ebenfalls ein zusätzliches Sicherheitspolster bezüglich der Bogentragfähigkeit in die Berechnungen eingeht, wird nach Auswertung der Ergebnisse dieser Arbeit jedoch nicht bestätigt.

Nach Auswertung der Lastüberfahrten ergibt sich, je nach verwendeter Bruchkurve und Lastschrittweite, die ungünstigste Laststellung des LM 1 für die Querschnittstragfähigkeit innerhalb des in Abb. 36 dargestellten Spielraums. Es lässt sich zeigen, dass die Annahme, die Doppelachse hierfür über den Viertelpunkt des Bogens zu setzen, gerechtfertigt ist. Die Anfangskoordinate der Flächenlast für die ungünstigen Laststellungen variiert von $L/3$ bis $L/2$. Nimmt man vereinfachend an, dass die Doppelachse in $L/4$ und die Flächenlast in $L/2$ steht, dann ist die Abweichung in der Querschnittstragfähigkeit mit 5 % zu beziffern. Diese Laststellung sorgt bei den hier untersuchten Bogenformen für eine gute Annäherung an die bei vollständigen Lastüberfahrten festgestellten Extremwerte der Querschnittsausnutzung.

Beim Standardbogen sind in den Auflagerbereichen keine Kontaktelemente vorhanden, deshalb wird die Stützlinienlage an den Kämpfern stets in den Fugen 2 und 35 [Abb. 36] ausgewertet.

9.1.3 Versagensarten und Bruchkurven

Im Folgenden soll in aller Kürze dargestellt werden, auf welche Art und Weise Mauerwerk versagt. Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrades der Querschnittstragfähigkeit kommen in dieser Arbeit Bruchkurven zum Einsatz, welche auf diesen Grundlagen basieren. Ausführlichere Beschreibungen zu diesen Themen finden sich in [36] und [31].

Für das Versagen von einschaligem Mauerwerk gelten nach PURTAK [36] hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit zwei Kriterien: Steinversagen und Gelenkbildung in der Lagerfuge.

- Steinversagen:

Die Traglast ist erreicht, wenn eine Spannungscombination aus Hauptdruck- und Hauptzugspannungen die angewendete Bruchfläche für den Stein im dreiachsigen Spannungsraum erreicht. Steinversagen tritt in der Regel durch Spaltzugbrüche oder schubartige Brüche ein.

Ein Spaltzugbruch im Stein stellt sich meist bei zentrischer Belastung ein. Bei festerem Mörtel kann zudem ein schubartiger Bruch vorausgehen. Bei größerer Fugendicke und geringer festem Mörtel ist auch unter ausmittiger Belastung ein Spaltzugbruch möglich. Unter größerer Lastausmitte und dünnen Fugen erreicht der Stein die Bruchfestigkeit durch schubartige Brüche auf der lastzugewandten Seite. Bei festerem Mörtel kann ein Beigezugbruch auf der lastabgewandten Seite zum Versagen führen, wobei sich ein schubartiger Bruch anschließt.

- Gelenkbildung:

Bei größeren Lastausmittigkeiten erreicht Mauerwerk mit geringer festem Mörtel und der in [31] angenommenen Fugendicke von 15 mm die Traglast in der Regel ohne Steinversagen. Bei zunehmender Belastung führt eine Einschnürung des überdrückten Bereiches zur Gelenkbildung in der Lagerfuge. Bildet sich dadurch ein kinematisches System aus, so versagt die Konstruktion.

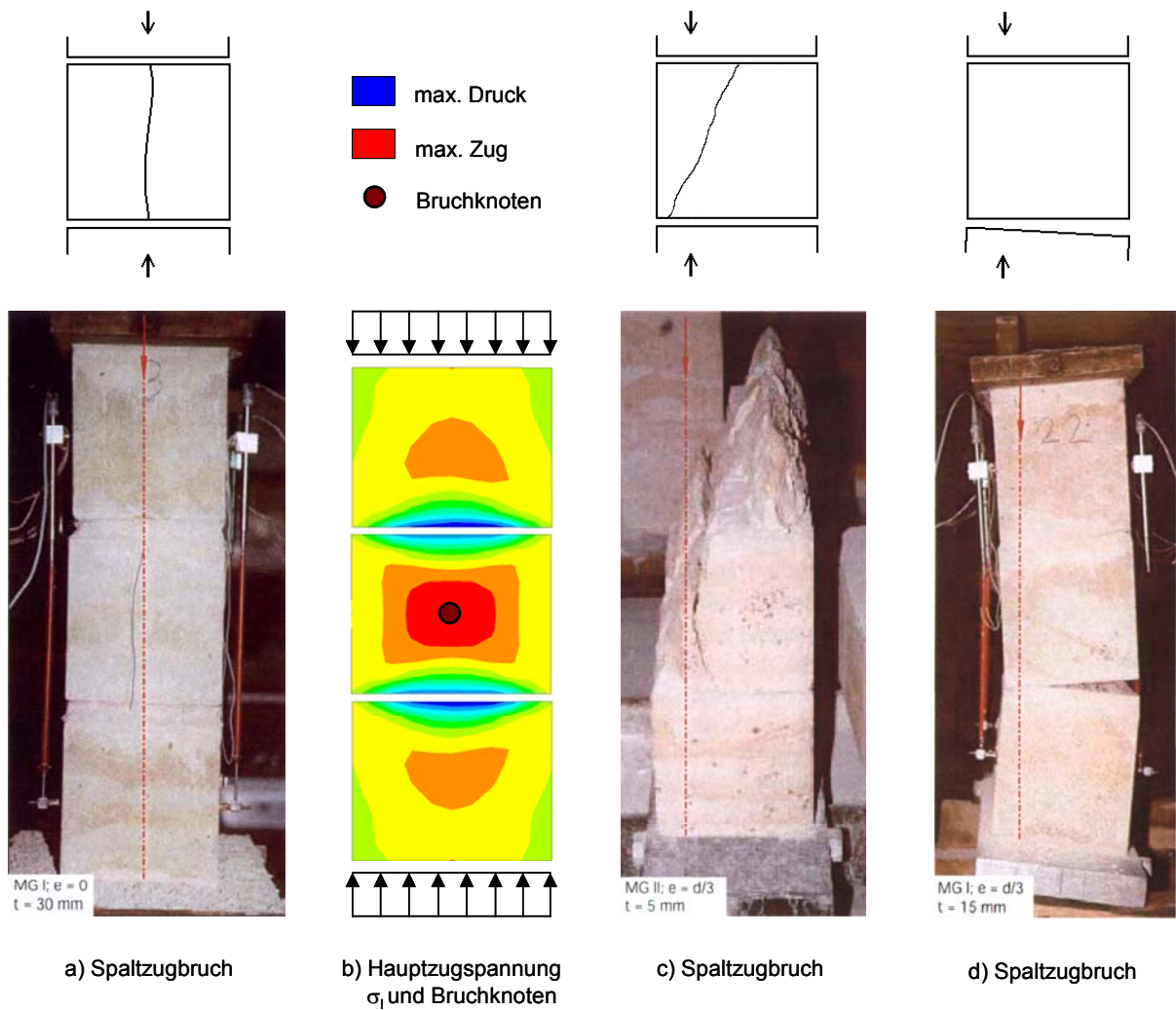


Abb. 37: Ausgewählte Versagensarten von einschaligem Mauerwerk [37], FEM-Lösung [31]

Die dargestellten Versagensmechanismen von Mauerwerk beruhen auf folgenden Zusammenhängen:

Mit zunehmender Laststeigerung entsteht nach dem Überschreiten der einaxialen Mörteldruckfestigkeit ein mehraxialer Spannungszustand im Fugenbereich. Mit fortschreitender Spannungserhöhung ist eine zunehmende Einschnürung der druckübertragenden Querschnittsfläche in der Mörtelfuge festzustellen [Abb. 37 b]. Die dadurch entstehende Teilflächenpressung erzeugt Spaltzugspannungen in Steinmitte. Es ist deshalb möglich, dem Lagerfugenmörtel ein elastisch-idealplastisches Materialgesetz zuzuweisen.

Zusätzlich können Zugspannungen in den Bereichen des Steins auftreten, die unmittelbar an eine Lagerfuge grenzen. Diese Erscheinung gilt als Folge von Zwängungen, welche aus der Querdehnungsbehinderung des Mörtels resultieren.

Das Versagen von Mauerwerk wird in [36] und [31] stets auf sprödes Zugversagen der Steine zurückgeführt. Dieses Verhalten entspricht idealelastischen Materialgesetzen.

Bei hohen Steinen ist davon auszugehen, dass für den Versagensfall die beschriebenen Spaltzugspannungen in Steinmitte von entscheidender Bedeutung sind [Abb. 37 b]. Hingegen gelten Zugspannungsverteilungen in flachen Steinen als Folge der Überlagerung von *Teilflächenpressung* aus dem plastischen Mörtelverhalten und *Zwang* aus der Querdehnungsbehinderung des Lagerfugenmörtels.

Der Einschnürungsbereich der druckübertragenden Querschnittsfläche in der Mörtelfuge stellt sich näherungsweise in der Lastspur der angreifenden Normalkraft ein. Bei großen Normalkraftexzentrizitäten ist es deshalb möglich, dass ein außermittig in der Fuge befindlicher Einschnürungsbereich zu einem kinematischen System führt. Diese Art des Versagens wird nach [36] als Gelenkbildung bezeichnet.

Diese Bruchmechanismen werden ausführlich an Dreisteinkörpern in [31] untersucht. Darauf aufbauend gelingt die Entwicklung von Bruchkurven für zentrisch und exzentrisch belastetes einschaliges Mauerwerk. Aus diesen Kurven ist erkenntlich, dass die Steindruck- sowie die Steinzugfestigkeit die einflussreichsten Materialkennwerte und die Steinbreite sowie die Steinhöhe die einflussreichsten Geometrieparameter auf die Bruchlast darstellen.

- Bruchkurven:

Am Mauerwerksbogen liefert die Auswertung der Stützlinie für jeden Schnitt den dort herrschenden Betrag der Normalkraft N und die zugehörige bezogene Ausmitte m ($= 6 \cdot e/d$). Abb. 38 zeigt die Bruchkurve, welche für die in 9.1.2 festgelegten Materialparameter gilt. Diese wird für alle nachfolgenden Parameterstudien, mit Ausnahme der beispielhaft durchgeführten Bemessung in Abschnitt 10.2, zur Ermittlung des Ausnutzungsgrades aus N und m herangezogen. Im Anhang [Abb. 78 und Abb. 79] sind weitere Bruchkurven dargestellt. Die Tragfähigkeit des Brückenbogens gilt als erreicht, wenn in mindestens einem Schnitt die Interaktion von N_{vorh} und m_{vorh} die Bruchkurve erreicht. Dies soll in der vorliegenden Arbeit auch dann gelten, wenn die in der Bruchkurve berücksichtigte Versagensursache „Gelenkbildung“ nur in einem Schnitt auftritt und somit am Bogen noch keine numerisch divergierende Lösung infolge einer Gelenkkette vorliegt.

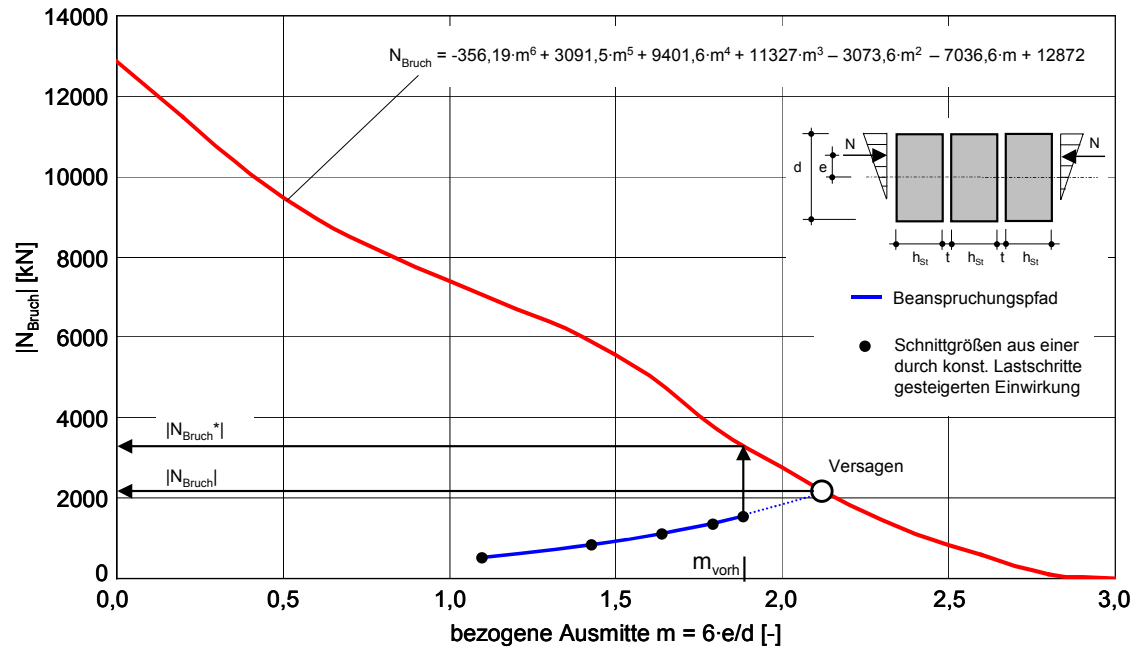


Abb. 38: Bruchkurve für $b_{St} / h_{St} = 600 / 300 \text{ mm}$, $t = 15 \text{ mm}$, $\beta_{D,St} = 40 \text{ N/mm}^2$ mit $\beta_{Z,St} / \beta_{D,St} = 0,07$,
 $\beta_{D,M\ddot{o}} = 2 \text{ N/mm}^2$, $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$, $E_{M\ddot{o}} = 1250 \text{ N/mm}^2$, $\mu_{St/M\ddot{o}} = 0,2$

Der Ausnutzungsgrad der Querschnittstragfähigkeit α wird für die in dieser Arbeit durchgeführten Parameterstudien folgendermaßen definiert:

$$\text{Gl. 18} \quad \alpha = \frac{N_{\text{vorh}}}{N_{\text{Bruch}}} \cdot 100\%$$

Der Beanspruchungspfad des maßgebenden Schnittes entwickelt sich bei linearer Steigerung der Einwirkungen in seiner Form und vor allem in seiner Geschwindigkeit nichtlinear. Daher bedeutet ein nach Gl. 18 errechneter Ausnutzungsgrad α von beispielsweise 70 % nicht, dass bei einer 30%-igen Erhöhung der Einwirkung ein Versagen eintritt. Für solch eine Aussage müssen die Einwirkungen am Modell tatsächlich bis zum Schnittpunkt des Beanspruchungspfades mit der Bruchkurve gesteigert werden.

Die Anwendung von Gl. 18 erfolgt in vereinfachter Form, d.h. der Spannungspfad wird bei den Parameterstudien nicht bis zum Schnittpunkt mit der jeweiligen Bruchkurve verfolgt. Als Bruchlast für eine vorhandene bezogene Ausmitte m_{vorh} gilt anstatt N_{Bruch} ersatzweise der Ablesewert N_{Bruch^*} [Abb. 38]. Trotzdem sind brauchbare Aussagen zu erwarten, da diese Vereinfachung die Tragfähigkeitsreaktionen bei Systemveränderungen ausreichend genau erfasst und der Bruchzustand wegen $N_{\text{Bruch}} = N_{\text{Bruch}^*}$ in jedem Fall richtig angezeigt wird. Die Aussage, ob eine Brücke tragfähig ist oder nicht, wird also auch mit dieser Methode in jedem Fall korrekt beantwortet. Diese Vereinfachung ist nötig, um den Umfang der angestrebten Parameterstudien in der zur Verfügung stehenden Zeit sicherzustellen.

Eine Steigerung der zu untersuchenden Einwirkung bis zum Bruch ist somit nicht für jeden Diagrammpunkt nötig. Der Ausnutzungsgrad wird stets für jeden Lagerfugenbereich des jeweiligen Brückenbogens ermittelt. Die Berechnung bis zum Bruch wird in Abschnitt 10.3 exemplarisch für die Standardbrücke mit der maßgebenden Laststellung des Lastmodells 1 (DIN Fachbericht 101) durchgeführt, um die „wahre“ Ausnutzung des Tragwerks anhand der maximal möglichen Einwirkung feststellen zu können.

9.2 Modelleinstellung

Vor den Parameteruntersuchungen ist es empfehlenswert, die Modellgrößen, welche stets unverändert bleiben sollen, zu optimieren. Dies betrifft vor allem die Größen Netzfeinheit, Substeps (Lastschritte im NEWTON-RAPHSON-Verfahren) und Lastschrittweite des LM 1 bei der Brückenüberfahrt. Ziel ist es, die Einstellungen so zu wählen, dass eine für wissenschaftliche Zwecke verwertbare Ergebnisgenauigkeit bei akzeptabler Rechenzeit erreicht wird.

9.2.1 Netzfeinheit

In der Syntax des ANSYS®-Modells ist die Feinheit des Elementnetzes so implementiert, dass jeder Stein in Radial- und Tangentialrichtung des Bogens in eine bestimmte Anzahl von Elementen geteilt wird. Die Teilung in Bogenlängsrichtung bestimmt die Genauigkeit der Verkehrslastgenerierung auf der Bogenoberseite. Allerdings sind dieser Genauigkeit, aufgrund der stets konstanten Anzahl der Hilfsgeraden [Abb. 39], Grenzen gesetzt.

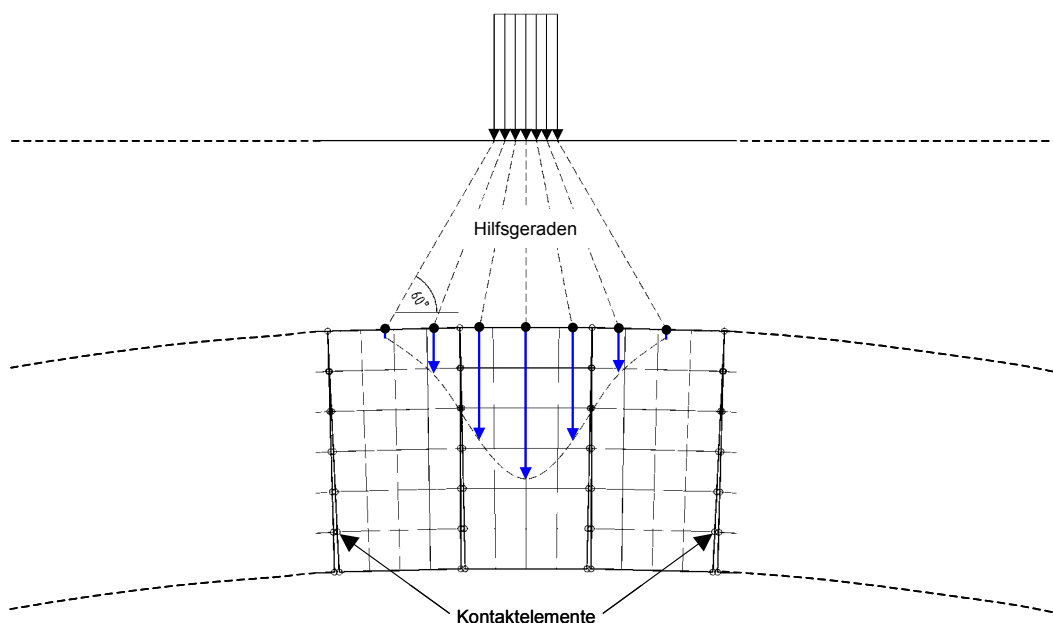


Abb. 39: Finite-Elemente-Netz mit Kontaktelemente

Die Anzahl der in Bogenlängsrichtung verteilten FEM-Knoten beeinflusst die Rechenzeit weit weniger, als die Anzahl der in radialer Richtung eingesetzten Elemente, welche unmittelbar die Anzahl der Kontaktelemente im Bogen bestimmt. Die Rechenzeit steigt mit wachsender Anzahl von Kontaktelementen überproportional an. Allerdings verbessert ein feines Netz in radialer Richtung die Integrationsergebnisse bezüglich der Spannungsverteilungen in den Fugen. Der Schwerpunkt dieser Verteilung ist gleichbedeutend mit der Lage der Normkraftresultierenden in der Querschnittsfläche. Im Verlauf der Untersuchungen wird sich zeigen, dass die Bruchlast und somit der Ausnutzungsgrad der Querschnittstragfähigkeit sehr sensibel auf Änderungen der Normkraftexzentrizität reagiert.

Für die Untersuchung der Netzfeinheit wird die in Abb. 36 angegebene ungünstigste Laststellung des LM 1 von $x_{DA} = 3,00$ m und $x_{FL} = 3,50$ m verwendet. Anschließend wird die Anzahl der Elemente in Bogenlängs- und Radialrichtung variiert und mit der in Abb. 38 dargestellten Bruchkurve der Ausnutzungsgrad des Querschnitts infolge ausmittiger Normkraft ermittelt. Die Variation deckt den Bereich der Knotendichte ab, welcher in den geplanten Parameterstudien benutzt wird [7..22 Knoten / m auf Bogenoberseite, 7...19 Knoten / m in Fugenbereichen].

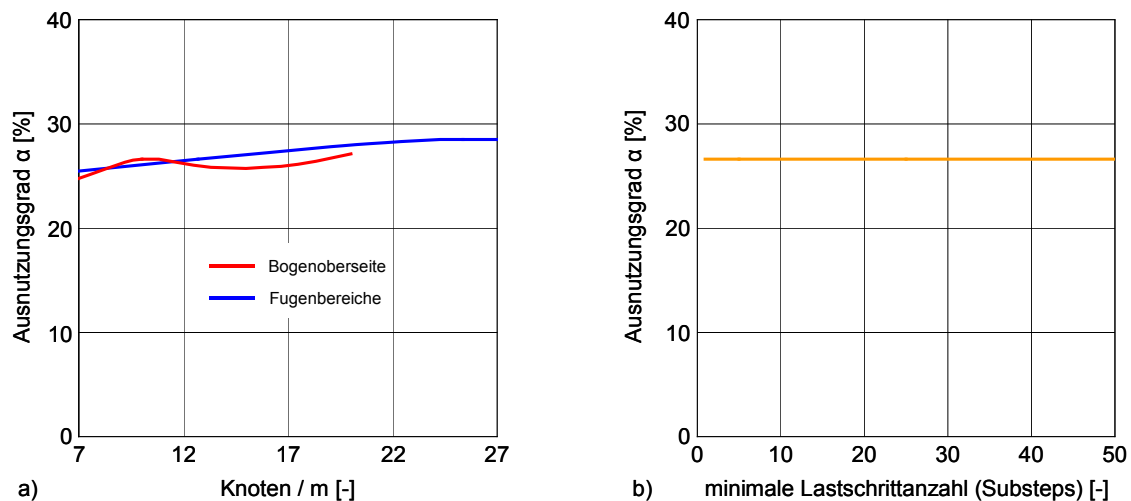


Abb. 40: Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades des Standardbogens von dessen Knotenanzahl und der minimalen Anzahl der Lastschritte (Substeps) im NEWTON-RAPHSON-Verfahren

In Abb. 40 a) ist zu erkennen, dass die Abweichungen der Querschnittsausnutzung durch die Variation der Knotendichte weniger als 5 % betragen. Diese Abweichung ist akzeptabel. Die Parameter der Netzdichte bleiben deshalb für jede Studie konstant. Es wird festgelegt, dass jeder Stein, unabhängig von seiner Geometrie, stets aus 24 PLANE-42-Elementen [26] besteht. Jede Fuge besitzt somit jeweils sieben Kontaktelemente.

9.2.2 Substeps

Als Substeps werden in ANSYS® die Lastinkremente des NEWTON-RAPHSON-Verfahren bezeichnet [Abschnitt 8.2]. Jeder Timestep (Lastfall) wird mit einer Anzahl von Substeps aufgeprägt. Je größer die Anzahl der Substeps ist, desto sicherer konvergiert die Lösung an die Arbeitslinie des Systems. Konvergiert eine Finite-Elemente-Berechnung nicht, so ist es deshalb günstig, die Anzahl der Substeps zu erhöhen. Es hängt also ganz von dem jeweiligen Verlauf der Systemarbeitslinie ab, wie viel Substeps als günstig erachtet werden, um eine bestimmte Last aufzuprägen. Deshalb bietet sich eine automatische Steuerung des inkrementell-iterativen NEWTON-RAPHSON-Verfahrens an. Hierzu ist es notwendig, obere und untere Grenzwerte für die Anzahl der Substeps vorzugeben. Die Software steuert den Iterationsprozess innerhalb dieser Grenzen bis eine Konvergenzgenauigkeit von $\Delta F^R = 0,001$ (Voreinstellung) erreicht ist [Abb. 24]. Je mehr Substeps benötigt werden, desto höher ist die Rechenzeit. Ziel der folgenden Untersuchung ist deshalb die Abschätzung von zeitsparenden, konvergenztauglichen Grenzwerten für die Anzahl der Substeps. Hierzu wird für die obere Grenze eine Anzahl von 200 Substeps festgelegt und die untere Grenze variiert.

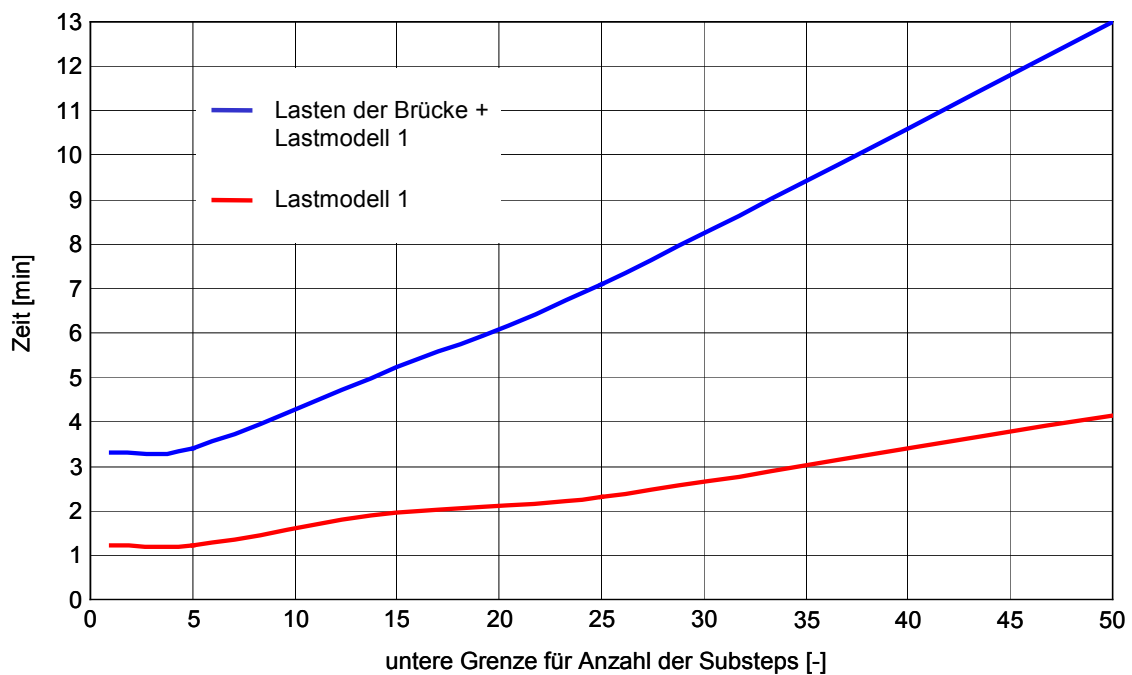


Abb. 41: Zeitaufwand für die Berechnung einer Laststellung des Lastmodells 1 auf der Standardbrücke in Abhängigkeit von der unteren Grenze für die Anzahl der Substeps

Aus Abb. 40 b) ist zu erkennen, dass für das vorliegende Modell der Auslastungsgrad des Querschnitts weitgehend unabhängig von der gewählten Anzahl der minimal möglichen Substeps ist. Unter den gewählten Bedingungen liefert die automatische Iterationssteuerung mit den implementierten Konvergenzbeschleunigern ausreichend genaue Ergebnisse. Es handelt sich offensichtlich um eine Arbeitslinie mit weniger ausgeprägten nichtlinearen Eigenschaften als in [31]. In dieser Quelle entstehen durch die Variation der unteren Grenze Ergebnisabweichungen von bis zu 5%.

Die horizontalen Kurventeile am Anfang der Zeitfunktion in Abb. 41 deuten darauf hin, dass von ANSYS® automatisch mindestens 5 Lastschritte gewählt werden, um die jeweilige Beanspruchung optimiert aufzuprägen.

Aus dieser Abschätzung heraus wird für die Parameterstudien die untere Grenze von 5 Substeps pro Lastfall gewählt. Dadurch kann eine komplette Überfahrt des LM 1 über die Standardbrücke bei einer Lastschrittweite von 0,5 m mit der aktuellen Rechentechnik in etwa 10...12 Stunden bewältigt werden. Für eine untere Grenze von 15 Substeps würden sich beispielsweise mindestens 19 Stunden ergeben. Als obere Grenze werden 100 Substeps pro Lastfall vom Autor als ausreichend erachtet, um eventuelle Grenzbereiche der Konvergenz abdecken zu können.

9.2.3 Schrittweite des Lastenzuges

Als Lastschrittweite ΔL wird die Distance bezeichnet, um welche der Lastenzug bei einer Überfahrt über die Brücke nach vorn geschoben wird, um die nächste Laststellung zu erreichen. Für das Lastmodell 1 (LM 1) aus dem DIN-Fachbericht 101 wird hierbei für jede Laststellung der Doppelachse zusätzlich die Stellung der Flächenlast in den Lastschrittweiten ΔL variiert.

Bei kleinerer Lastschrittweite nimmt die Anzahl der Laststellungen pro Brückenüberfahrt und somit die Rechenzeit sowie der Auswertungsaufwand zu. Für das ohnehin zeitintensive Berechnungsverfahren muss auch hier ein Kompromiss gefunden werden, der bei einem vertretbaren Zeitaufwand ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Neben der jeweiligen Brückengeometrie spielt auch die Genauigkeit eine Rolle, mit der die Verkehrslast auf den Brückenbogen modellierbar ist.

Mit der Problematik von geeigneten Lastschrittweiten für Überfahrten über historische Gewölbebrücken beschäftigt sich unter anderem BUSCH [38]:

„Wichtig ist aber auch, daß gerade an den Bemessungspunkten die Empfindlichkeit der Zustandsgrößen auf Parameteränderungen am größten ist, besonders bei hohem Ausnutzungsgrad. Das heißt, wird der Bemessungspunkt nicht exakt bestimmt, so ist mit erheblichen Fehlern zu rechnen.“

Für die wissenschaftlichen Untersuchungen eines 28 m weit spannenden Gewölbes der Königin-Marien-Brücke in Dresden wählt BUSCH deshalb die äußerst geringen Lastschrittweiten von 10, 12.5 und 25 cm. Es ist allerdings anzumerken, dass für diese Berechnungen das Programm BOGEN [39] verwendet wird, welches auf der numerisch wesentlich einfacheren Basis des Dreigelenkbogens beruht. Mit dem vorliegenden nichtlinearen ANSYS®-Modell lassen sich solche geringen Schrittweiten für die angestrebten Parameteruntersuchungen aus Zeitgründen praktisch nicht umsetzen.

Eine komplette Überfahrt des LM 1 würde für das angesprochene Beispiel der Marienbrücke bei einer Lastschrittweite von 25 cm und dem in Abschnitt 8.8 beschriebenen Überfahrtalgorithmus selbst mit aktuellster Rechentechnik etwa 2...3 Tage betragen.

Für die Ermittlung einer geeigneten Schrittweite des Lastenzuges werden zwei vollständige Überfahrten über die in Abschnitt 9.1.2 vorgestellte Standardbrücke generiert. Es werden Lastschrittweiten von 0,50 m und 1,00 m untersucht und als Extremwertlinien über alle Schnitte aufgetragen. Jede Extremwertlinie besteht aus den betragsmäßigen Maximalwerten, welche in den jeweiligen Schnitten während der Lastüberfahrt entstehen.

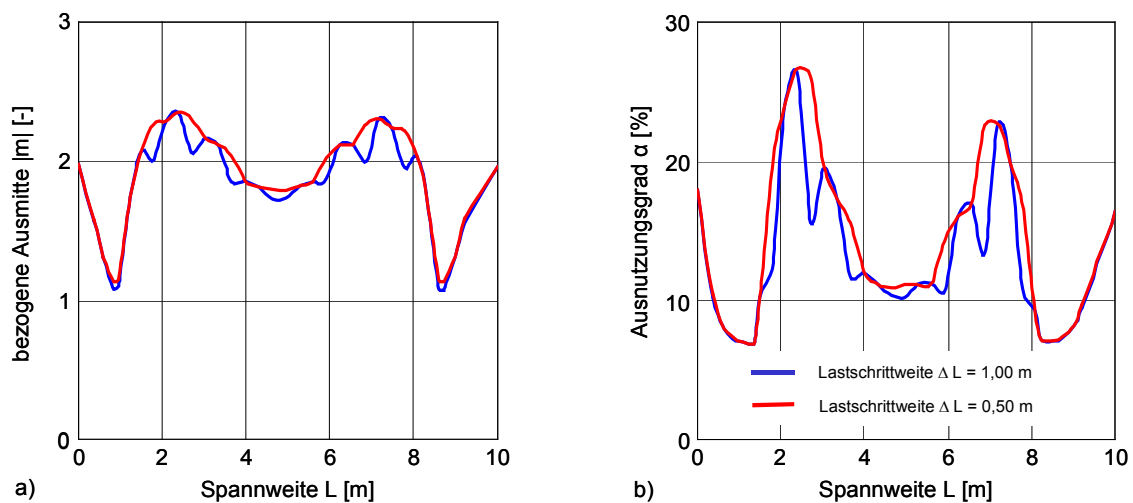


Abb. 42: Extremwertlinien an der Standardbrücke für verschiedene Lastschrittweiten des LM 1

Aus Abb. 42 ist erkennbar, dass sich die Extremwertverteilungen durch die Verkleinerung der Lastschritte deutlich glätten. Sprünge in der Funktion sind als Modellfehler infolge zu großer Lastschritte zu werten, die das tatsächliche Verhalten des Tragwerks nicht korrekt widerspiegeln. Je größer die Lastschrittweite gewählt wird, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass die tatsächlichen Maximalwerte in einigen Schnitten herausfallen. Große Toleranzen sind insbesondere in den Bereichen der maßgebenden Schnitte vorhanden. Insofern bestätigt sich die oben zitierte Aussage von BUSCH. Im vorliegenden Beispiel werden die Größtwerte der bezogenen Ausmitte der Normalkraft und des Ausnutzungsgrades mit einer Lastschrittweite von 0,5 m gut erfasst. Das muss jedoch nicht immer der Fall sein, da dies maßgeblich von der bestehenden Konstellation der geometrischen Parameter und dem gewählten Lastmodell abhängt.

Die möglichst exakte Bestimmung von maßgebenden Laststellungen und Bemessungspunkten ist von großer Bedeutung, besonders bei Tragwerken mit hohem Ausnutzungsgrad. Es ist erkennbar, dass der maßgebende Schnitt etwa im Viertelpunkt der Bogenspannweite [$L/4$ -tel] zu suchen ist, wobei die Doppelachse des LM 1 stets senkrecht darüber auf der Fahrbahnoberkante steht.

Für die anstehenden Parameteruntersuchungen wird eine Lastschrittweite von 0,50 m gewählt. Hierfür besitzen die Extremwertlinien an der Standardbrücke einen hinreichend geglätteten Charakter.

9.3 Elastizitätsmodul

Im Folgenden soll untersucht werden, wie sich der Elastizitätsmodul auf die Durchbiegung des Mauerwerksbogens und schließlich auf den maximalen Ausnutzungsgrad des Querschnitts infolge der Bruchkurven auswirkt. Die Geometriewerte der Standardbrücke bleiben hierbei unveränderlich.

Die Bruchkurven verschiedener E-Module des Steins aus [31] unterscheiden sich in den für Quadermauerwerk aus Sandstein interessanten Bereich von $E_{St} = 7000 \dots 20000 \text{ N/mm}^2$ [36] nur unwesentlich. Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk ist somit kein entscheidendes Kriterium für die Bruchlast.

Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk wird in das Modell anhand der Formel nach BERNDT [Gl. 16] implementiert. Mit den in Abschnitt 9.1.2 getroffenen Materialparametern ergibt sich bei der Variation des Elastizitätsmoduls von Stein ein am Modellbogen zu untersuchender Bereich von $E_{MW} = 6000 \dots 14500 \text{ N/mm}^2$. Für den Schubmodul ergibt sich nach Gl. 17 demnach $G_{MW} = 2500 \dots 6000 \text{ N/mm}^2$. Die Untersuchung des Ausnutzungsgrades beschränkt sich auf diesen Bereich. Die vertikale Durchbiegung wird jedoch auch für Bereiche dargestellt, die für Mauerwerk aus Porphyrt ($E_{St} \approx 40000 \text{ N/mm}^2$), Granit ($E_{St} \approx 60000 \text{ N/mm}^2$), Dolomit ($E_{St} \approx 80000 \text{ N/mm}^2$) und Basalt ($E_{St} \approx 100000 \text{ N/mm}^2$) interessant sind. Die Angaben für diese E-Module sind als grobe Orientierungswerte zu verstehen. Sie beruhen auf den Ausführungen in [40] und sind naturgemäß sehr starken Schwankungen unterworfen.

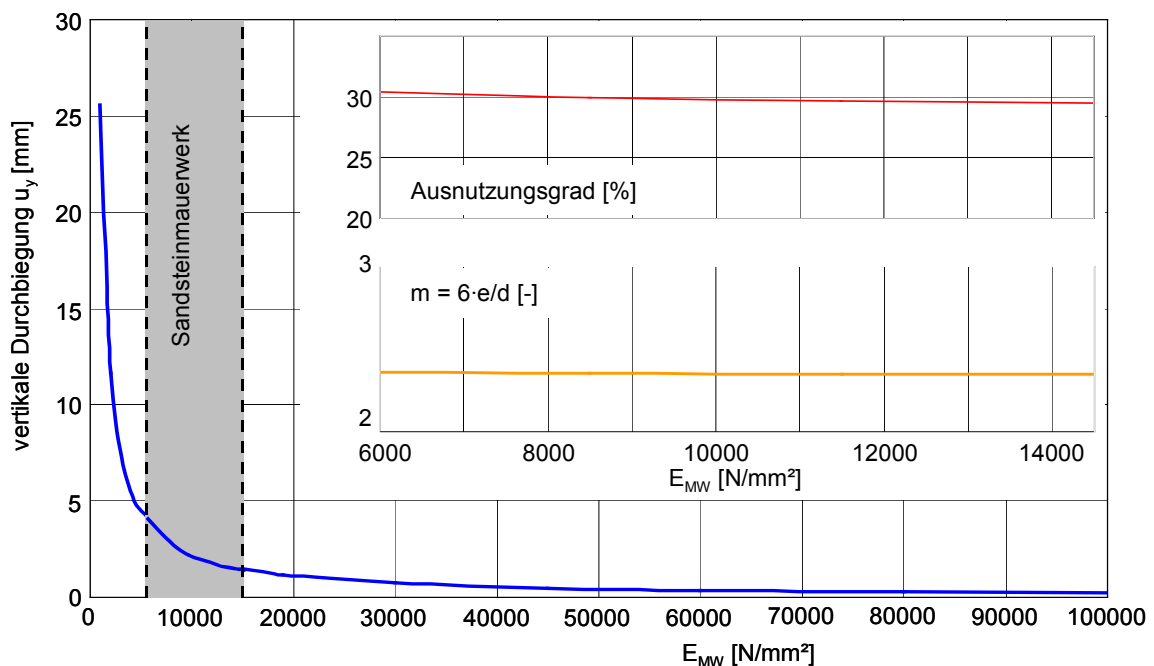


Abb. 43: Einfluss des E-Moduls auf die Durchbiegung, die bezogene Ausmitte der Normalkraft und den Ausnutzungsgrad

Aus Abb. 43 ist deutlich zu erkennen, dass der E-Modul, welcher bei üblichen Sandsteinbrücken aus Quadermauerwerk gilt, für den Ausnutzungsgrad des Querschnitts von geringer Bedeutung ist, obgleich mit sinkendem E-Modul die Verformungen zunehmen. Der Grund hierfür liegt darin, dass die max. Ausmitte der Normalkraft im Bereich von $E_{MW} = 5000 \dots 14500 \text{ N/mm}^2$ nur minimal abnimmt ($m = 2,359 \dots 2,349$). Bis zu der untersuchten oberen Grenze von $E_{MW} = 100000 \text{ N/mm}^2$ bleibt die Ausmitte anschließend nahezu konstant ($m = 2,343$). Dies ist mit den geringen absoluten Verformungswerten in diesem Bereich zu begründen. Erst bei großen vertikalen Verschiebungen, welche sich bei kleinen Querschnittssteifigkeiten einstellen, nimmt die Exzentrizität der Normalkraft im Querschnitt deutlich zu ($m = 2,429$ bei $E = 10000 \text{ N/mm}^2$).

Dass der E-Modul für die Schnittgrößen von untergeordneter Bedeutung ist, kündigt sich auch bei der am Stabwerksbogen unter linear elastischen Verhältnissen durchgeführten Kraftgrößenmethode ohne Einfluss der Temperatur und der Stützensenkung an. Unter Anwendung der für den Schubmodul gültigen Gl. 17 kürzt sich der Elastizitätsmodul aus der Lösungsgleichung heraus.

9.4 Auffüllung

Im Rahmen der Diplomarbeit sollen die Einflüsse von wesentlichen Kennwerten der Auffüllung, insbesondere der Wichte γ_A , der Höhe h_A und des Lastverteilungswinkels φ_A , untersucht werden. Die Fahrbahn wird vereinfacht als Teil der Auffüllung angesehen.

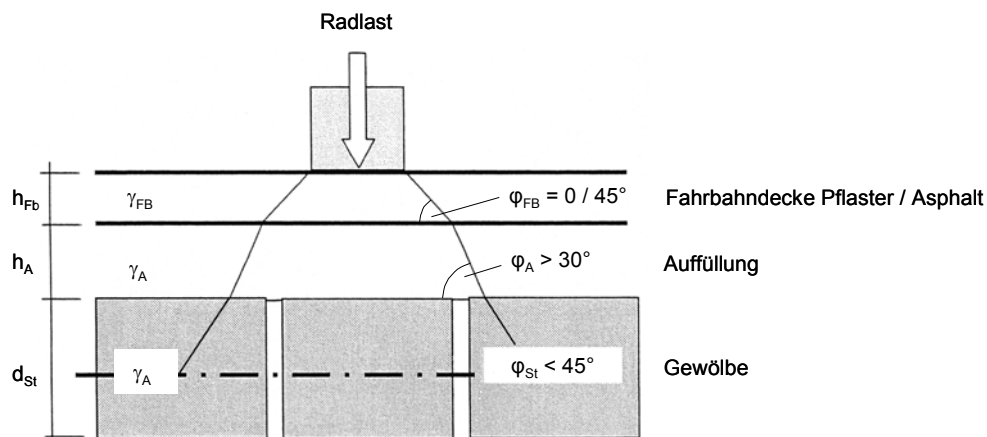


Abb. 44: Einflussgrößen und Lastausbreitung unter Radlasten bei Gewölbebrücken [41]

9.4.1 Lastverteilungswinkel der Auffüllung

Der Lastverteilungswinkel hat einen ganz erheblichen Einfluss auf die Belastungsfunktion am Gewölbe. Leider ist dessen genaue Bestimmung in der Praxis oft schwierig. Nur in seltenen Fällen liegen für vorhandene Auffüllungen erdstatische Kennwerte vor.

Besonders für die Bereiche, in denen ungünstige Laststellungen zu vermuten sind, also zwischen dem Viertelpunkt und dem Gewölbescheitel, ist deren genaue Erfassung wünschenswert.

Praktisch interessant sind Werte zwischen 45° (Magerbetonauffüllung) und 60° (verfestigte Aufschüttung). BUSCH [38] untersucht den Einfluss von φ_A auf die Tragfähigkeit und Tragsicherheit von historischen Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk mit Hilfe eines Dreigelenkbogens. Grundlage der Untersuchung bilden wahrscheinlichkeitstheoretische Überlegungen, in welche die Streuungen der Systemparameter eingehen, wobei die Steinzugfestigkeit keine direkte Berücksichtigung findet. Im Sicherheitsindex β wird unter anderem die Druckfestigkeit des Mauerwerks über die Steindruckfestigkeit unter mittlerer Last und die Güte des vorhandenen Mörtels berücksichtigt.

BUSCH kommt zu dem Schluss, dass die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken bei hoher Auslastung sehr empfindlich auf Abweichungen des Lastverteilungswinkels φ_A reagiert, insbesondere im Bereich mittlerer und großer Werte des Winkels. In Abb. 45 ist deutlich zu erkennen, dass die Sicherheit mit größerem Lastverteilungswinkel überproportional abfällt.

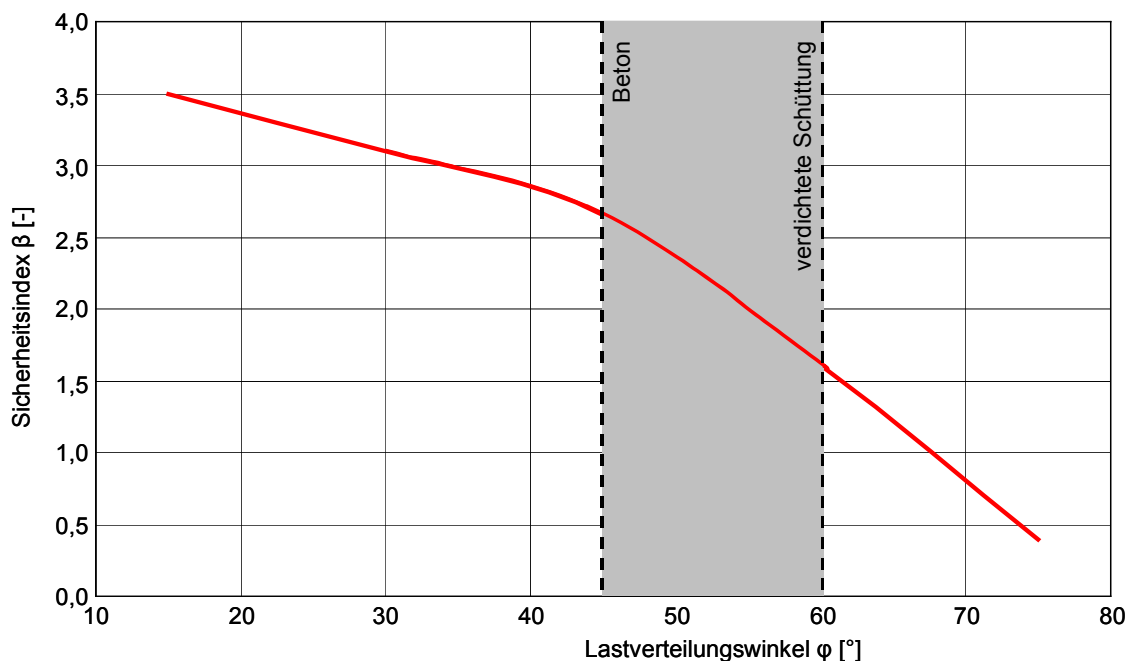


Abb. 45: Abhängigkeit des Lastverteilungswinkels der Auffüllung auf die Tragsicherheit eines Modellbogens nach BUSCH [38] bei einem Variationskoeffizienten (= Standardabweichung / Erwartungswert) des Winkels von 20 %

Der Lastverteilungswinkel φ_A wird in die Syntax des ANSYS®-Modells unveränderlich mit 60° implementiert. Diese Annahme wird allen Berechnungen der Parameteruntersuchung zugrunde gelegt. Bei Tragfähigkeitsnacheisen liegt man mit diesem steilen Verteilungswinkel in der Regel auf der sicheren Seite. Für Fälle mit flacheren Lastverteilungen stehen somit Nachweisreserven bereit.

9.4.2 Höhe der Auffüllung

Die Höhe der Auffüllung ist bestimmend für die Verteilung der Verkehrslasten, insbesondere der Einzellasten. Zudem ist sie ein bestimmender Parameter für die Gesamtlast der Auffüllung. Diese hat wiederum Einfluss auf den Anteil der symmetrischen Lasten der Brücke. Die Höhe der Auffüllung leitet sich jedoch in erster Linie aus der jeweiligen Gradientenführung des Verkehrsweges ab. Statische Überlegungen sind aus der statistischen Erhebung [Abschnitt 9.1.1; Anhang, Abb. 75ff.] nicht zu erkennen. Der folgenden Untersuchung geht eine Lastüberfahrt des LM 1 über die im Abschnitt 9.1.2 vorgestellte Standardbrücke voraus, wobei in einer Nachlaufrechnung der jeweils höchste Ausnutzungsgrad .

Aus Abb. 46 a) ist deutlich erkennbar, dass der Ausnutzungsgrad des Querschnitts infolge exzentrischer Normalkraft mit steigender Auffüllungshöhe überproportional abnimmt. Dies liegt einerseits am zunehmenden Vorspanngrad der Konstruktion infolge der höheren symmetrischen Lasten, andererseits an der größeren Verteilungsfläche der Einzellasten. In beiden Fällen sinkt die maximale Ausmitte der Stützlinie und somit der Ausnutzungsgrad. Das dargestellte Ergebnis gilt für einen Brückenstreifen von 1 m Tiefe. An einem räumlichen Brückenmodell vergrößert sich mit steigender Auffüllungshöhe die Verteilungsfläche der Lasten nicht nur in Längs-, sondern auch in Querrichtung. Folglich ist bei gesicherter Quertragfähigkeit des Gewölbes eine größere Reduzierung des Ausnutzungsgrades am Modellbogen zu erwarten als in Abb. 46 a). Leider lässt sich ein räumliches Modell mit implementierten Kontaktelementen derzeit noch nicht innerhalb sinnvoller Rechenzeiten umsetzen. Für räumliche Probleme ist momentan ein Brückenmodell ohne Kontaktelemente, jedoch mit elastisch-idealplastischen Materialeigenschaften [Abschnitt 7.3] vorteilhaft einsetzbar [42].

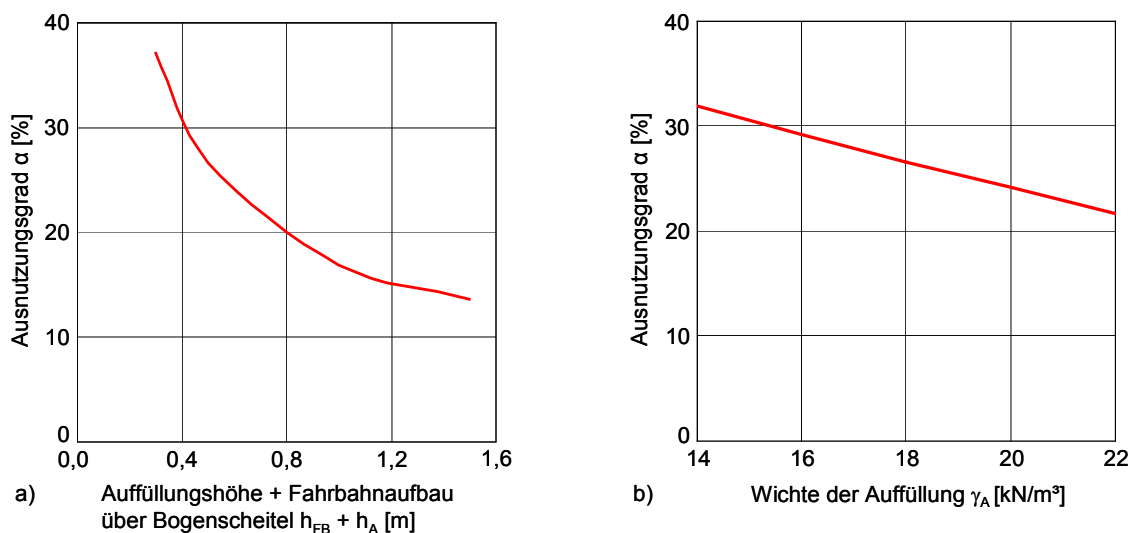


Abb. 46: Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades von der Auffüllungshöhe und Auffüllungswichte an der Standardbrücke bei Überfahrt des LM 1

9.4.3 Wichte der Auffüllung

Die Wichte γ_A der Auffüllung hat, ähnlich wie die Auffüllungshöhe, einen wesentlichen Einfluss auf den symmetrischen Lastanteil der Belastungsfunktion. Als üblicher Mittelwert gilt nach [41] eine Wichte von 18 kN/m^3 . Im Folgenden wird die Wichte von 14 kN/m^3 bis 22 kN/m^3 variiert und ihr Einfluss auf den Ausnutzungsgrad der Standardbrücke dargestellt. Die Untersuchung erfolgt für die jeweils ungünstigste Laststellung des LM 1.

Das Diagramm in Abb. 46 b) zeigt für zunehmende Auffüllungswichte eine deutliche Abnahme des Ausnutzungsgrades infolge exzentrisch angreifender Normalkraft im Querschnitt. Die Gründe hierfür liegen in der erhöhten Vorspannwirkung durch den zunehmenden symmetrischen Lastanteil der Brücke. Die maximale Ausmitte der ansteigenden Normalkraft nimmt folglich ab. Unter Anwendung der in Abb. 38 dargestellten Bruchkurve überwiegt hierbei der Einfluss der sinkenden Normalkraftexzentrizität gegenüber der Druckspannungserhöhung. Somit sinkt der Ausnutzungsgrad. Ein in [38] dargestellter optimaler Bereich für die Wichte, der durch die Überlagerung der günstigen Vorspannwirkung und der sich ungünstig auswirkenden Pressung resultiert, ist nicht erkennbar. Die Untersuchung zeigt, dass es im praktisch relevanten Bereich von $\gamma_A = 14 \dots 22 \text{ kN/m}^3$ günstig ist, eine Auffüllung mit möglichst hoher Eigenlast zu wählen.

Die Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades von der Auffüllungswichte [Abb. 46 b)] ist deutlich weniger nichtlinear geprägt als von der Auffüllungshöhe [Abb. 46 a)]. Dies lässt sich unter anderem damit erklären, dass die Änderung der Wichte im Gegensatz zur Höhe keinen Einfluss auf die Verteilung der Verkehrslasten besitzt.

9.5 Spannweite

Aus der statistischen Erhebung in Abschnitt 9.1.1 ist zu entnehmen, dass besonders zwischen Spannweite und Gewölbedicke ein verhältnismäßig enger Zusammenhang besteht. Der aus der statistischen Auswertung hervorgehende Zusammenhang $d_s = 0,016 \cdot L + 0,46 \text{ m}$ [Gl. 13] wird für die hier untersuchten Modellbögen mit konstanter Dicke herangezogen, um die Mauerwerksdicke in Abhängigkeit von der jeweiligen Spannweite variieren zu können. Durch diese Maßnahme gelingt die Untersuchung unter möglichst wirklichkeitsnahen geometrischen Verhältnissen, wobei die Steinhöhe stets mit 50% der Bogendicke festgelegt wird. Die anderen Parameter entsprechen unverändert den für die Standardbrücke [Abschnitt 9.1.2] getroffenen Annahmen. Das Stichverhältnis $F/L = 0,2$ bleibt demnach konstant. Für die Bestimmung der Traglast wird für jede Bogendicke die jeweils passende Bruchkurve zugrunde gelegt [Anhang, Abb. 78]. Wegen der in Abschnitt 9.1.1 festgestellten Häufigkeit stehen Bogenspannweiten bis 25 m im Mittelpunkt dieser Untersuchung.

Aus Abb. 47 a) ist zu erkennen, wie der Ausnutzungsgrad trotz ansteigender Bogendicke mit größerer Spannweite L zunimmt. Im Bereich von $L = 0 \dots 15$ m ist der Anstieg der Kurve vor allem mit der steigenden bezogenen Ausmitte der Normalkraft im maßgebenden Schnitt bis $m = 2,42$ zu begründen. Die Exzentrizität der Normalkraft wächst zwar anschließend weiter an, auf den jeweiligen Querschnitt bezogen bleibt die Ausmitte jedoch relativ konstant. Als Einflüsse hierfür werden die zunehmende Vorspannung, das veränderte Verhältnis von symmetrischen zu asymmetrischen Lastanteilen und vor allem die linear vergrößerte Bogendicke vermutet. Für die Steigerung des Ausnutzungsgrades ab einer Spannweite von $L \geq 15$ m ist vorwiegend der Anstieg der Normalkraft verantwortlich.

Verfolgt man die gemittelten Geometriewerte der in der Statistik erfassten Gewölbebrücken [Abschnitt 9.1.1] und variiert diese nach der Spannweite, so ist zu erkennen, dass im Gebrauchszustand eine Begrenzung der Lage der Resultierenden auf die zweite Kernweite bei vielen bestehenden Brücken nicht eingehalten wird. Somit deutet sich an, dass die rechnerische Begrenzung der klaffenden Fuge bis zum Schwerpunkt des Querschnitts [DIN 1053 (1996-11), Abschnitte 6.9.1 und 7.9.1] mit dem Lastmodell 1 nur schwer zu erfüllen ist. Diese Forderung wird in vielen Fällen nur bei mittragender Wirkung von Bauteilen, überdurchschnittlicher Auffüllungshöhe, großen Gewölbedicken oder erheblichen Eigenlasten eingehalten. Deshalb schlägt der UIC-Kodex 778-3 [35] für Gewölbebrücken in Abschnitt 4.5.2 vor, dass die Druckresultierende einen Abstand zum Querschnittsrand von $d/12$ nicht unterschreiten darf. Dies entspricht der Forderung $m \leq 2,5$. Die Begrenzung der Exzentrizität wird unter Verwendung des Traglastverfahrens im Entwurf zur neuen Mauerwerksnorm DIN 1053-100 mit dem Hinweis auf entsprechende Kompensationsmaßnahmen sogar aufgehoben. Die Begrenzung der Normalkraftexzentrizität ist aus Sicht des Autors für die Gebrauchstauglichkeit empfehlenswert. Diese stellt unter dem heute üblichen Lastniveau offensichtlich ein vorrangiges Problem an bestehenden Gewölbebrücken dar.

9.6 Bogendicke

Im Folgenden soll der Einfluss der Bogendicke separat von allen anderen Parametern betrachtet werden. Grundlage ist die Veränderung der Bogendicke an der Standardbrücke [9.1.2] unter Verwendung der Bruchkurven von HIRSCH [31], folglich für $d = 0,3 \dots 0,9$ m. Für jede Dicke gilt eine eigene Bruchkurve und eine jeweils abweichende ungünstigste Laststellung. Bei Dicken unter 0,5 m divergiert die Berechnung bei der Überfahrt des LM 1 über die Standardbrücke.

Die auf Grundlage der Bruchkurven ermittelten ungünstigsten Laststellungen des LM 1 liegen, bezogen auf den Schwerpunkt der Doppelachse, etwa bei $1/5 \dots 1/3$ -tel der Bogenspannweite. Die Flächenlast befindet sich dabei immer vollständig auf der Brückenhälfte der Doppelachse. Es wird während der Parameterstudien festgestellt, dass sich für die genannten Stellungen des LM 1 die maximale Ausmitte der Druckresultierenden in der Regel lotrecht unter der Doppelachse einstellt.

Abb. 47 b) zeigt, dass die Vergrößerung des Querschnitts mit einer überproportionalen Abnahme des Ausnutzungsgrades einhergeht. Mit zunehmender Bogendicke ist der dem Lastmodell nächstgelegene Kämpferschnitt von Bedeutung. Für das Verhältnis Bogendicke / Spannweite = 0,09 ist er der entscheidende Schnitt nach Gl. 18, da die Kombination aus Normalkraft und bezogener Ausmitte näher an der entsprechenden Bruchkurve liegt, als die des sonst entscheidenden Bereiches um $L/4$ -tel.

Im Eigenlastzustand nimmt mit steigender Bogendicke die Normalkraft und somit der Vorspannung stets in allen Schnitten zu. Die Erhöhung der Bogendicke hat Systemveränderungen und abweichende Bruchkurven zur Folge, die zu unterschiedlichen Bemessungslaststellungen des LM 1 führen. Diese führt zu abweichenden Systemreaktionen bzw. Schnittgrößen. Die Erhöhung der Normalkraft ist für den Bemessungsfall durch die Vergrößerung der Bogendicke nicht für jeden Schnitt zu garantieren [Abb. 47 b) $d / L \geq 0,075$].

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit wird durch eine Vergrößerung der Bogendicke nur unwesentlich gesteigert, da diese im wesentlichen von der Normalkraft und dem Reibungsbeiwert abhängt. Sofern die ohnehin schwer einzuschätzende Haftscherfestigkeit in der Mörtelfuge vernachlässigt wird, ist der Querkraftnachweis unabhängig von der überdrückten Querschnittsfläche [Abschnitt 9.8.4] die nach Abb. 47 b) ab einem Verhältnis von Bogendicke / Spannweite = 0,075 in allen Schnitten vollständig überdrückt ist ($m \leq 1$).

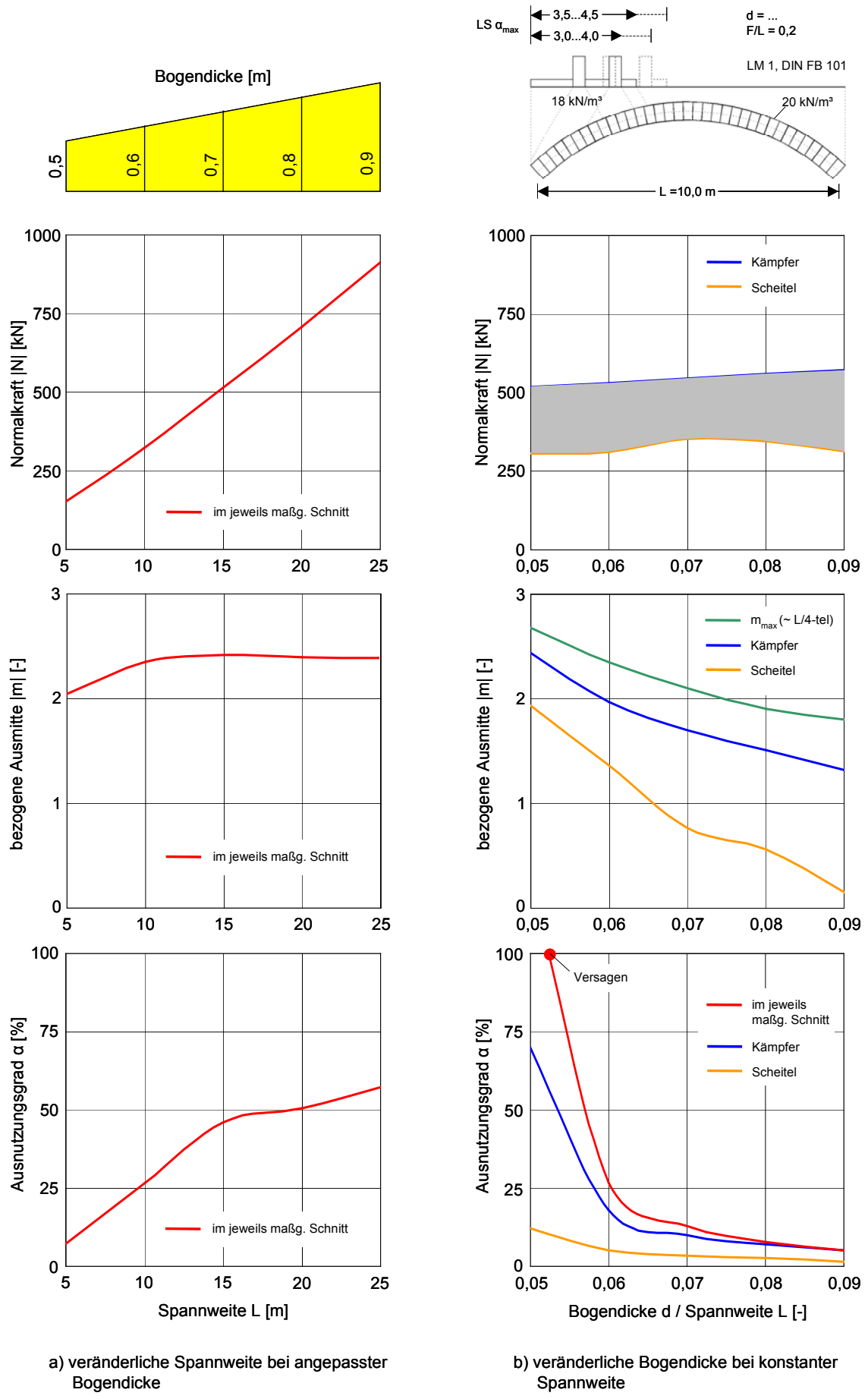


Abb. 47: Einfluss der Spannweite und Bogendicke auf Brücken aus Quadermauerwerk

9.7 Konische Bögen

Knapp 28 % der in der statistischen Erhebung [Abschnitt 9.1.1] registrierten Gewölbebrücken haben keine konstante Dicke. Eine in der Literatur oft anzutreffende Entwurfsempfehlung zur Bestimmung eines geeigneten Verhältnisses der Kämpferdicke d_K zur Scheiteldicke d_S findet sich beispielsweise bei SWIDA [43] unter dem Abschnitt für beiderseits festeingespannte Konstruktionen:

„Es wird angenommen, daß die Bogenstärke nach dem Kämpfer so zunimmt, daß ihre Projektion auf die Lotrechte in jedem Schnitt gleich der Scheitelstärke ist. Es ist also:“

$$\text{Gl. 19} \quad d_S = d_K \cdot \cos \varphi_K$$

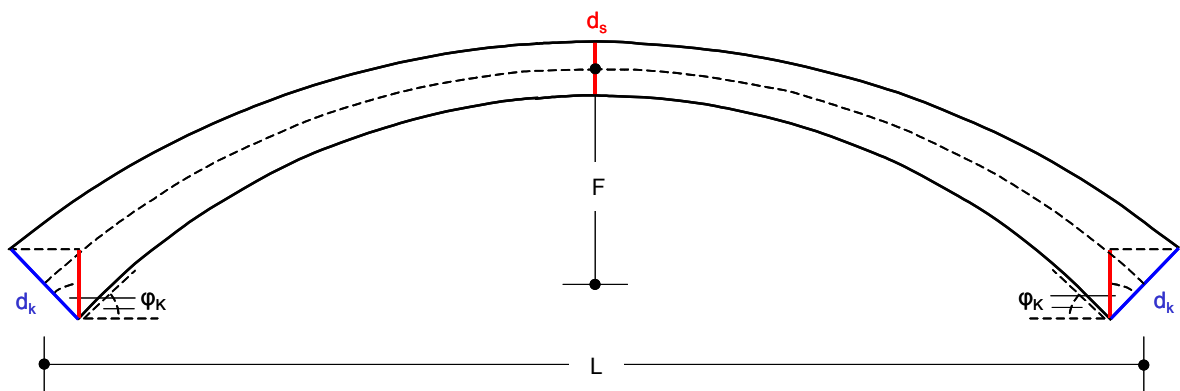


Abb. 48, Konischer Bogen

Die Variation des Verhältnisses d_K/d_S hängt nach dieser Empfehlung vom Feilverhältnis F/L ab. Für Bogengeometrien, welche die Form eines vollständigen Halbkreises besitzen, ergibt sich $F/L = 0,5$. In diesem Fall geht φ_K gegen 90° und nach Gl. 19 ergibt sich d_S theoretisch zu Null bzw. d_K gegen unendlich. Deshalb empfiehlt BUSCH [38] für die Anwendung dieses funktionalen Zusammenhangs einen oberen Grenzwert von $F/L = 0,29$ mit $\varphi_K = 60^\circ$ und $d_K = 2,0 \cdot d_S$.

In Abb. 49 wird aus der statistischen Erhebung [Abschnitt 9.1.1] das Verhältnis d_K/d_S über das Stichhöhenverhältnis F/L aufgetragen. In dem Bereich bis zu einem Stichverhältnis $F/L = 0,30$ ist zu erkennen, dass die statistisch erfassten Brückenbögen aus Mauerwerk der genannten Entwurfsempfehlung in etwa entsprechen, auch wenn erwartungsgemäß eine gewisse Streuung vorhanden ist. Ab $F/L = 0,30$ entstehen übermäßige Kämpferdimensionen, so dass es baupraktisch und auch ästhetisch nicht mehr sinnvoll ist, diese Entwurfsregel anzuwenden. Im praktisch angewandten Bereich von $d_S = d_K \cdot \cos \varphi_K$ wird ein maximales Verhältnis $d_K/d_S = 2,0$ festgestellt. Insofern bestätigen sich die Annahmen von BUSCH. Der größte statistisch erfasste Verhältnisswert beträgt $d_K/d_S = 2,60$.

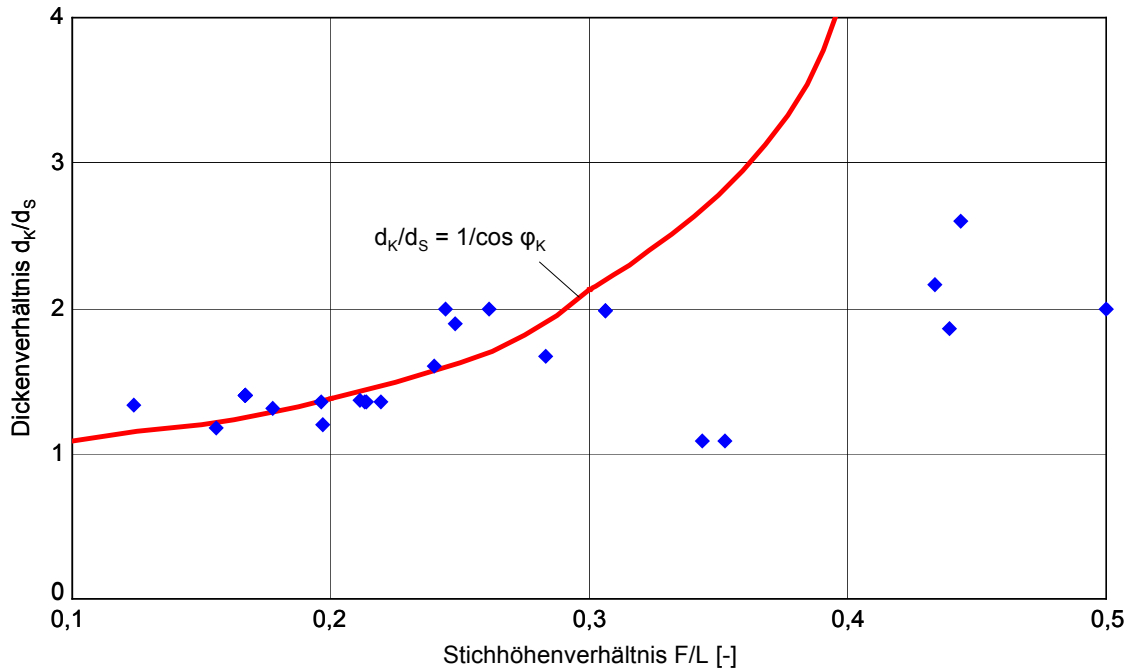


Abb. 49: Vergleich statistisch erfasster konischer Bögen mit der Entwurfsempfehlung $d_K/d_S = 1/\cos \varphi_K$

Die Studie folgt den Festlegungen der Standardbrücke in Abschnitt 9.1.2, allerdings mit einer Scheiteldicke von $d_S = 0,50$ m. Die größte Bogendicke an den Kämpfern, für welche eine Bruchkurve in [31] zur Verfügung steht, ist 0,90 m. Somit findet die Untersuchung im Bereich von $d_K/d_S = 0 \dots 1,80$ statt. Eine besondere Schwierigkeit besteht beim Nachweis konischer Bögen darin, dass auf Grund der variierenden Dicke an jedem Schnitt eine andere Bruchkurve maßgebend ist. Dies erhöht den Aufwand für die Ermittlung des maßgebenden Nachweisstellen erheblich. Für alle Bogendicken, die nicht durch Bruchkurven erfasst sind, werden für die entsprechenden Schnitte lineare Interpolationen zwischen vorhandenen Kurven [Anhang, Abb. 78] durchgeführt.

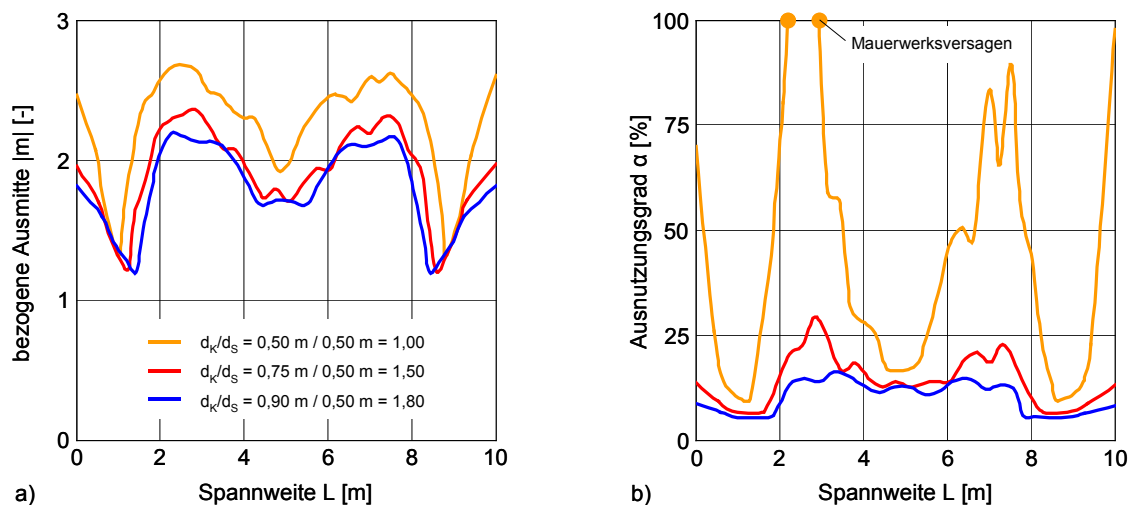


Abb. 50: Extremwertlinien der bezogenen Ausmitte und des Ausnutzungsgrades für verschiedene Verhältnisse von Kämpferdicke d_K / Scheiteldicke d_S

In Abb. 50 sind die Maximalbeträge der bezogenen Ausmitte und des Ausnutzungsgrades bei einer Lastüberfahrt des LM 1 über alle Schnitte als Extremwertlinien aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmendem Verhältnis d_K/d_S die bezogene Ausmitte und die Auslastung des Querschnitts überproportional absinken. Schon leicht konische Geometrien bringen wesentliche Tragfähigkeitsvorteile. Nach Abb. 50 a) ist zu erkennen, dass für jede Fuge der untersuchten Konstruktionen eine Laststellung des LM 1 existiert, bei der diese klafft ($m > 1$).

Der maßgebende Schnitt verschiebt sich mit zunehmendem Verhältnis d_K/d_S von $L/4$ zu $L/3$, also in Richtung Bogenscheitel, wobei der Maximalwert der Ausnutzung erreicht, wenn die Doppelachsenmitte senkrecht darüber auf der Fahrbahnoberfläche steht. Für alle anderen Schnitte kann dieser Zusammenhang zwischen Laststellung und maximaler Querschnittsausnutzung nicht immer festgestellt werden.

Der Kämpferbereich liefert bei keinem der untersuchten Bögen den Maximalwert. Es ist in Abb. 50 b) mit ansteigender Kämpferdicke ein deutlicher Abfall der Querschnittsauslastung in den Auflagerbereichen zu erkennen. Der Grund hierfür liegt vor allem im sinkenden Betrag der bezogenen Normalkraftausmitte ($d_K = 0,5 \text{ m}$: $|m| = 2,47$; $d_K = 0,9 \text{ m}$: $|m| = 1,81$).

Die Asymmetrie der Extremwertlinien ist damit zu erklären, dass die Flächenlast des LM 1 am linken Ende für alle Kombinationen stets festgehalten wird und somit für Doppelachsstellungen auf der rechten Brückenhälfte entlastende Wirkung besitzt. Diese Maßnahme verringert die Rechenzeit und den Auswertungsaufwand erheblich. Sie hat jedoch keinen nennenswerten Einfluss auf die Registrierung des maximalen Betrages der Querschnittsauslastung. Zuvor durchgeführte stichpunktartige Versuche mit frei platzierten Flächenlasten lieferten zudem keine höhere maximale Auslastungen. Der sprunghafte Verläufe der Extremwertlinie in Abb. 50 b) an den Bereichen der Maximalbeträge verdeutlicht die Empfindlichkeit der Schnittgrößen in den Bemessungsstellen. Ein geglätteter Verlauf ist durch die Wahl kleiner Lastschritte möglich.

9.8 Stichhöhenverhältnis F/L

Das Stichhöhenverhältnis einer Gewölbebrücke lässt in erster Linie auf die Größe der horizontalen Auflagerkräfte schließen. Gleichzeitig ist in der Literatur und auch in der Praxis oftmals die Anschauung vorhanden, dass flache Gewölbebrücken weniger tragfähig seien als steile. Die folgenden Untersuchungen zeigen jedoch, dass für symmetrisch belastete Bögen optimale Stichhöhenverhältnisse existieren und bei exzentrisch belasteten Brückenbögen steile Geometrien sogar ungünstig sind. Die Querkraftausnutzung des Querschnitts reagiert hingegen sehr träge auf Änderungen des Stichhöhenverhältnisses.

9.8.1 Eigenlastzustand

Im Folgenden wird das Stichhöhenverhältnis der Standardbrücke [Abschnitt 9.1.2] im Eigenlastzustand variiert.

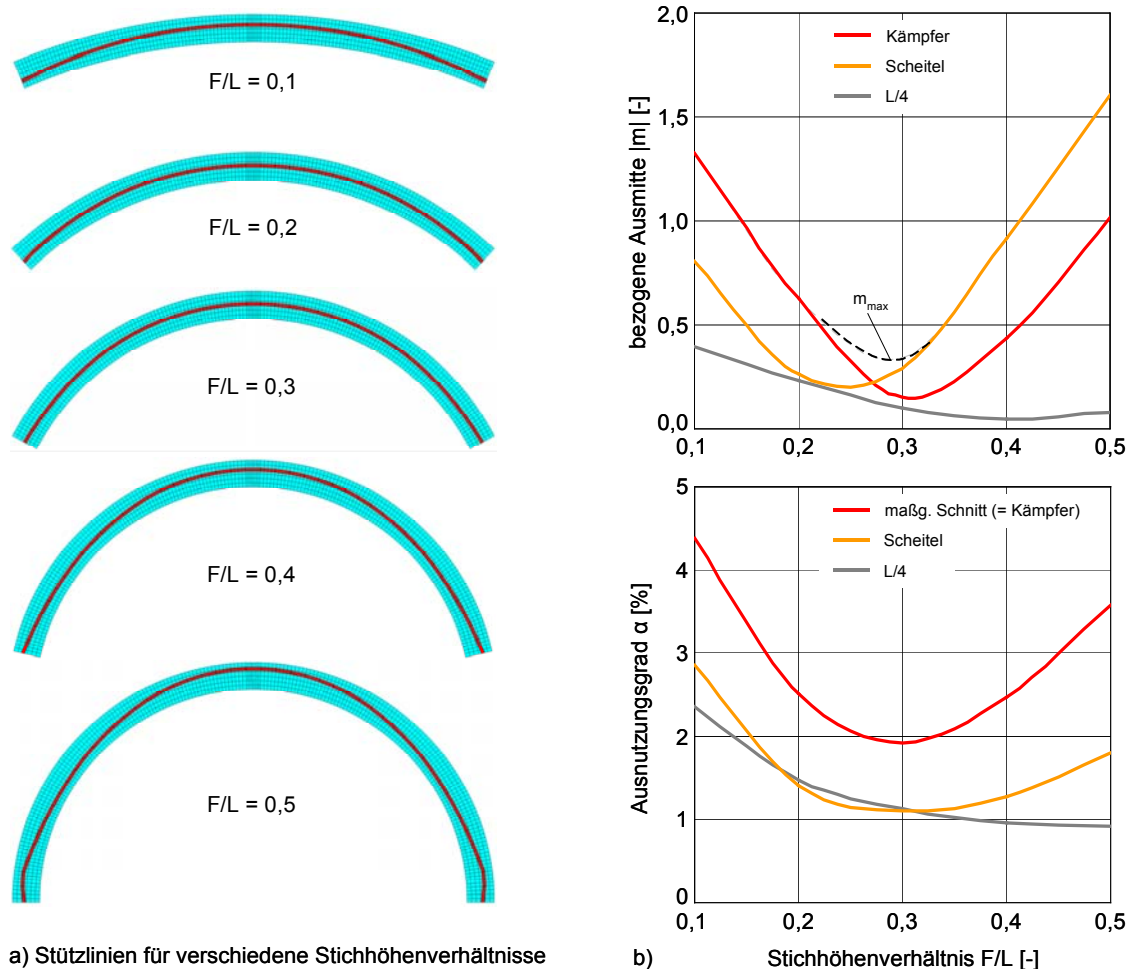


Abb. 51: Bezogene Ausmitte und Ausnutzungsgrad im Eigenlastzustand, variiert an Standardbrücke

Aus Abb. 51 a) ist zu erkennen, dass für ein Verhältnis von $F/L = 0,3$ die kreissegmentförmige Bogenform und die Stützlinie im stabilen symmetrischen Eigenlastzustand sehr ähnliche Geometrien besitzen. Die Stützlinienlage erreicht für diese Verhältnis ihre minimale Ausmitte. Daher ist in Abb. 51 b) mit der Bruchkurve [Abb. 38] ein optimaler Bereich für ein Stichhöhenverhältnis von ca. 0,3 zu erkennen. Aus der statistischen Erhebung [Abschnitt 9.1.1] geht dieses Stichhöhenverhältnis als das am häufigsten verwendete hervor [Abb. 35]. Für flachere Geometrien sind vor allem der Scheitelbereich und die Kämpfer Orte großer Exzentrizitäten für die Druckresultierende im Querschnitt. Bei steilen Bogengeometrien sind neben den Kämpfern und dem Scheitel auch kämpfernahen Bereiche um $0,1 \cdot L$ bzw. $0,9 \cdot L$ von Bedeutung [Abb. 51 a].

In allen untersuchten Fällen liegen die maßgebenden Schnitte im Kämpferbereich. Die maximale Ausmitte wechselt mit zunehmender Steilheit des Bogens von den Widerlagern zum Scheitelbereich. Durch die größere Normalkraft verbleiben die maßgebenden Schnitte jedoch an den Kämpfern.

In den Kämpferbereichen sind in Abb. 51 a) Störungen in der Stützlinieform bei $F/L = 0,5$ erkennbar. Diese sind auf die Tatsache zurückzuführen, dass im verwendeten Modell generell keine Kontaktelemente an den Auflagern gesetzt werden. Deshalb wird für die Kämpferbereiche stets die erste bzw. letzte Fuge, in die Kontaktelemente implementiert sind, ausgewertet.

Da sich der maßgebende Lastfall an Gewölbebrücken stets bei Verkehrslast einstellt, sind die eben dargestellten Ergebnisse eher dort interessant, wo die Eigenlast den maßgebenden Lastanteil liefert. Dies trifft besonders für den Hochbau zu.

9.8.2 Eigenlast und symmetrische Belastung unter Gleichlast

Die in Abschnitt 9.8.1 im Eigenlastzustand feststellbaren Ausnutzungsgrade sind sehr gering. Um für den symmetrischen Lastfall auch bei höherer Tragwerksbeanspruchung Aussagen zu treffen, wird die Standardbrücke aus Abschnitt 9.1.2 mit einer Gleichlast von 200 kN/m^2 belastet und das Stichhöhenverhältnis F/L variiert. In Abb. 54 sind die Ergebnisse aus Gleichlast und asymmetrischer Laststellung (LM 1) gegenübergestellt. Als Basis dienen Stichhöhenverhältnisse von $F/L = 0,1 \dots 0,3$. Bei steilerer Bogengeometrie kann bei der anschließenden Untersuchung in Abschnitt 9.8.3 für Lastüberfahrten des LM 1 kein Gleichgewicht erzeugt werden (Divergenz).

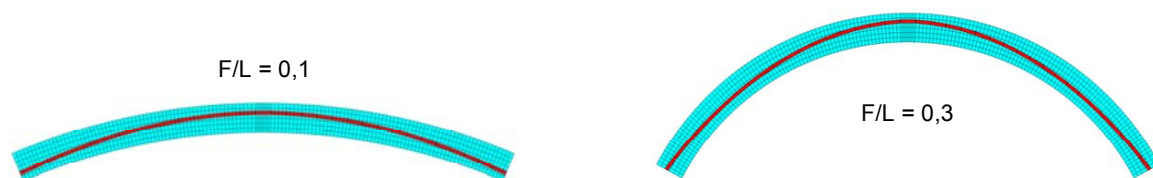


Abb. 52: Stützlinien für verschiedene Stichhöhenverhältnisse bei Gleichlast von 200 kN/m^2

Das Verhalten der Stützlinie bei sich änderndem Stichverhältnis entspricht den Ausführungen in Abschnitt 9.8.1. Auch hier ist es möglich, eine optimale Bogenform für die Stützlinienlage zu finden. Dieses Optimum ergibt sich aus der Bogengeometrie und dem vorhandenen Vorspanngrad. Je größer dieser ist, desto mehr wird die Normalkraft am Auswandern in Randbereiche des Querschnitts gehindert. Aus Abb. 54 a) ist ersichtlich, dass die Normalkraft und somit auch die Vorspannung mit steigenden Verhältnis F/L abnimmt. Für den vorliegenden Fall ist im Vergleich zum Eigenlastzustand zustellen, dass sich die Geometrie für die günstigste Stützlinienlage nicht erst bei $F/L = 0.3$, sondern schon bei etwa $F/L = 0.2$ einstellt.

Es zeigt sich, dass die Bogengeometrie, welche für die geringste Exzentrizität der Normalkraft sorgt, von der Art der symmetrischen Belastungsfunktion abhängig ist. Nach Gl. 5 spielt der vorhandene Horizontalschub ebenfalls eine Rolle.

Abb. 54 a) zeigt, dass trotz der relativ großen Gleichlast von 200 kN/m die Stützlinie im Bereich von $F/L = 0,15 \dots 0,25$ nicht die erste Kernweite verlässt. Der Querschnitt ist, trotz der großen Last, in diesen Fällen über die gesamte Länge ungerissen. Bei flachen Bögen stellt sich die maximale Ausmitte der Normalkraft am Kämpfer ein. Sie wechselt ab $F/L \geq 0,15$ in den Scheitelbereich, wobei die Viertelpunkte zunehmend an Bedeutung gewinnen [Abb. 52].

Für die mit 200 kN/m² gleichmäßig belastete Standardbrücke sinkt der Ausnutzungsgrad bei einer Vergrößerung des Stichhöhenverhältnisses ab [Abb. 54 a]. Der jeweils größte Ausnutzungsgrad nach der Bruchkurve in Abb. 38 ergibt sich für alle untersuchten Stichhöhenverhältnisse in kämpfernahen Schnitten. Die Tragfähigkeitssteigerung bei steilen, gleichmäßig belasteten Brückenbogen resultiert vor allem aus der deutlich abnehmenden Normalkraft, wobei deren Exzentrizität recht träge auf die Stichhöhenveränderungen reagiert. Die bezogene Ausmitte spielt nicht die dominierende Rolle, wie bei asymmetrisch belasteten Bögen.

Während der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass erhebliche Gleichlasten nötig sind, um einen symmetrisch belasteten Mauerwerksbogen zum Versagen zu bringen. Hier zeigt sich das enorme Tragfähigkeitspotential einer gleichmäßig belasteten Gewölbekonstruktion. Symmetrische Lastanteile vergrößern die Vorspannung am Querschnitt und somit die Trägheit der Stützlinie bezüglich ihrer Exzentrizität im Querschnitt. Deshalb haben diese bei asymmetrisch belasteten Brückenbögen stabilisierende Wirkung.

9.8.3 Eigenlast und Überfahrt des Lastmodells 1

Unter den in Abschnitt 9.8.2 dargestellten symmetrischen Lastverhältnissen erweist sich das Bogen-tragwerk als sehr tragfähige Konstruktion. Im Gebrauchszustand von Brücken spielen jedoch Wanderlasten eine entscheidende Rolle. In der folgenden Untersuchung werden deshalb Lastüberfahrten mit dem Lastmodell 1 (LM 1) aus dem DIN FB 101 [18] über die in Abschnitt 9.1.2 vorgestellte Standardbrücke simuliert. Das Stichhöhenverhältnis wird variiert. Aus der statistischen Erhebung in Abschnitt 9.1.1 geht ein unterer Grenzwert von $F/L = 0,1$ hervor.



Abb. 53, Stützlinie und überhöhtes Verformungsbild, $F/L = 0,2$, Doppelachse des LM 1 über $L/4$

Wie bereits in Abschnitt 9.8.2 erwähnt, divergiert der Berechnungsalgorithmus bei Lastüberfahrten des LM 1 für Stichhöhenverhältnisse von $F/L > 0,3$. Die geringere Tragfähigkeit von steileren, überschütteten Brückenbögen aus Mauerwerk bestätigt sich in Abb. 54 b). Unabhängig vom Stichhöhenverhältnis steht die Doppelachse in den dargestellten maßgebenden Beanspruchungen, bezogen auf den Brückenanfang A [Abb. 36], stets zwischen $x = 3,0 \dots 3,5$ m [bzgl. Bogenmittellinie: $2,0 \dots 2,5 \Rightarrow L/5 \dots L/4$]. Die Zunahme des Ausnutzungsgrades im Querschnitt bei steiler werdender Bogengeometrie ist durch die Abnahme des Vorspanngrades infolge nachlassender Normalkraft zu erklären. Im Mauerwerksbogen wird die Stützlinie daher immer weniger am Auswandern zum Querschnittsrand gehindert. Die bezogene Ausmitte der Druckresultierenden wächst und stellt den entscheidenden Parameter für den Betrag des Ausnutzungsgrades nach der Bruchkurve in Abb. 38 dar. Bei sehr flachen Bögen zeigt sich die leichte Tendenz, dass der Ausnutzungsgrad leicht ansteigen kann. Der Grund hierfür liegt im Wechsel des maßgebenden Schnittes, welcher für geringe Stichhöhen vom Viertelpunkt zum Kämpferbereich wandert.

Schon bei einem Verhältnis von $F/L = 0,3$ ist bei den verwendeten Geometrieparametern die Brückentragfähigkeit bei Überfahrt des LM 1 fast ausgereizt. Für steile Brücken ist eine große Auffüllungshöhe oder Brückeneigenlast zu empfehlen, um die punktförmigen Verkehrslasten über eine größere Fläche zu verteilen bzw. durch die steigende Vorspannwirkung die Exzentrizität der Normalkraft im Querschnitt zu verringern. Eine Vergrößerung des mittragenden Querschnitts reduziert ebenfalls die bezogene Ausmitte der Resultierenden. Dies kann durch eine verdübelte Betonauffüllung geschehen.

Für die Tragfähigkeit überschütteter Bogenkonstruktionen aus Mauerwerk ist festzustellen, dass sich ein zunehmendes Verhältnis F/L bei asymmetrischen Lasten ungünstig auswirkt, während bei symmetrischer Belastung ein optimales Stichhöhenverhältnis existiert. Um diese Aussage zu komplettieren ist es notwendig, im folgenden Abschnitt den Einfluss der Querkraft bei variierenden Stichhöhenverhältnissen abzuschätzen.

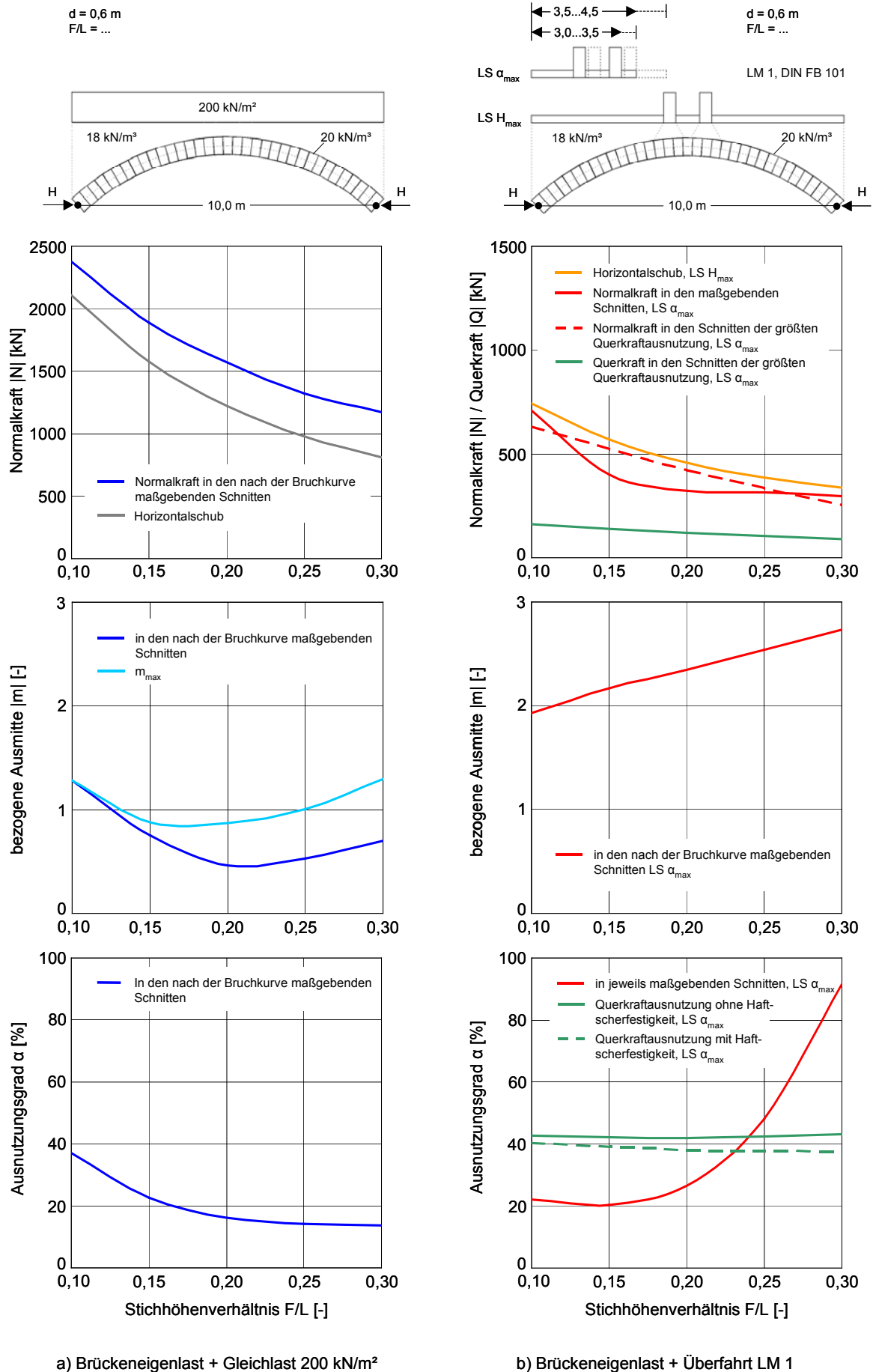


Abb. 54: Einfluss des Stichverhältnisses von Gewölbebrücken am ebenen Modell

9.8.4 Querkraftbeanspruchung aus Eigenlast und Überfahrt des Lastmodells 1

Für die Querkraftübertragung sind bei Gewölbekonstruktionen die überdrückten Lagerfugenbereiche maßgebend. Die aktuelle DIN 1053 [31] gibt in Absatz 7.9.5 für Plattenschub folgende Interaktionsformel an:

$$\text{Gl. 20} \quad \gamma \cdot \tau \leq \beta_{\text{RHS}} + \mu \cdot \sigma_{\text{D}} \quad \text{mit Reibungsbeiwert } \mu = 0,60$$

Zur Vereinfachung ist es in der Praxis durchaus üblich, eine Rechteckverteilung der Schubspannungen anzunehmen. Innerhalb dieser Arbeit wird davon kein Gebrauch gemacht. Die notwendige Interaktion zwischen der exzentrischen Normalspannungsverteilung σ_{D} und der Schubspannungsverteilung τ erweist sich als äußerst aufwendig. Um die maßgebende Beanspruchung exakt zu ermitteln, muss für jede Laststellung, in jedem Schnitt und an jedem Punkt des überdrückten Querschnittsbereiches eine Interaktion zwischen den Verteilungen von τ und σ_{D} durchgeführt werden, um daraus die ungünstigste Konstellation für die Nachweisführung nach Gl. 20 zu erhalten.

Um den Ausnutzungsgrad unter Einbeziehung der Querkraft in gleichrangiger theoretischer Genauigkeit unter mehraxialem Spannungszustand, sowie das Einschnüren der Spannungsverteilung in der Mörtelfuge unter zunehmender exzentrischer Last ermitteln zu können, ist letztendlich eine Implementierung des Stein-Mörtelfugenmodells aus der Diplomarbeit von HIRSCH [31] in den verwendeten Modellbogen notwendig. Für eine einzige Laststellung beträgt die Rechenzeit mit der aktuellen Rechentechnik ca. 2 h. Für die maßgebende Laststellung aus der Stützlinienlage und den bisherigen Bruchkurven wird solch eine Berechnung für den Standardbogen in Abschnitt 10.3 beispielhaft durchgeführt. In den folgenden Darstellungen des Auslastungsgrades nach Gl. 18 ist deshalb die Querkraftbeanspruchung nicht implementiert. Diese wird deshalb getrennt von den Untersuchungen zur Stützlinie betrachtet. Dennoch ist der Nachweis in das ANSYS[®]-Modell stets indirekt ohne Sicherheitsaspekte schon dadurch implementiert, dass die eingebauten Kontaktbedingungen im Fugenbereich einen Reibungsbeiwert von $\mu = 0,60$ berücksichtigen und daher beurteilt werden kann, ob die Steine rechnerisch nach unten durchrutschen und die Rechnung daher divergiert.

Die Haftscherfestigkeit β_{RHS} ist schwer einzuschätzen, da sie einer starken Streuung ausgesetzt ist. Die Größe der Haftscherfestigkeit ist abhängig von der vorhandenen Kohäsion und der Mörtelzusammensetzung. Damit die Steine dem frischen Mörtel weniger Wasser entziehen, ist es zur Verbesserung der Kohäsion vorteilhaft, die Steine vor dem Vermauern maßvoll anzunässen. Bei der Entwicklung geeigneter Weißkalkmörtel für den Wiederaufbau der Dresdner Frauenkirche hat man, je nach Zusammensetzung, Mittelwerte von $\beta_{\text{RHS}} = 0,04 \dots 0,10 \text{ N/mm}^2$ festgestellt [44]. Für Vergleichsrechnungen wird ein Mittelwert von $\beta_{\text{RHS}} = 0,04$ festgelegt. Dies entspricht einer Mörtelzusammensetzung aus 3 Raumteilen Sand (0...4 mm), 0.5 Raumteilen Ziegelmehl und 1.5 Raumteilen Sumpfkalk. Durch die Berücksichtigung der Haftscherfestigkeit ist die Querkraftbeanspruchbarkeit des Querschnitts unter anderem abhängig von der Größe der überdrückten Lagerfugenfläche. Die folgende Untersuchung soll zeigen, welchen Einfluss die Haftscherfestigkeit an historischen Gewölbebrücken hat.

Aus den schon in Abschnitt 9.1 erwähnten Gründen werden die Betrachtungen der Querkräfte an Stabwerksbögen mit linear elastischen Materialeigenschaften durchgeführt. Untersucht werden verschiedene statische Modelle. Die Ergebnisse für die unterschiedlichen Stichhöhenverhältnisse sind im Anhang in Abb. 84 nachzulesen. Es ist ersichtlich, dass für flache Geometrien mit $F/L = 0,1$ der eingespannte Bogen die größte Querkraftausnutzung liefert. Für die Verhältnisse des Standardbogens mit $F/L = 0,2$ liefern alle untersuchten statischen Systeme ähnliche Ergebnisse. Bei steileren Geometrien mit $F/L = 0,3$ liefern Gelenkbögen den größten Ausnutzungsgrad. Die Abweichungen zwischen den einzelnen Querkraftausnutzungen bewegen sich, trotz der unterschiedlichen Schnittkraftzustandslinien, innerhalb akzeptabler Grenzen. Zentrisch angeordnete Gelenke müssen bei Stabwerksbögen für eine qualitativ richtige Stützlinienlage stets in den Bereichen gesetzt werden, in denen die vermutete Normalkraftexzentrizität null ist ($e = M/N$). Zur Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit in Abb. 54 b) soll es deshalb genügen, den eingespannten Bogen zugrunde zu legen. Für Parameterstudien kann dieser vorteilhaft angewendet werden, da das statische System während einer Lastüberfahrt nicht für jede Laststellung aufwendig angepasst werden muss.

Aus Abb. 54 b) ist zu erkennen, dass mit zunehmendem Verhältnis F/L die Beanspruchung infolge Querkraft längs der Mörtelfugen abnimmt. Bei der Ermittlung der Querkraftausnutzung nehmen jedoch die Normalkraft und die Querkraft in den jeweils maßgebenden Schnitten etwa in den gleichen Verhältnissen ab, so dass $\alpha_Q = Q / (\mu \cdot N)$ mit zunehmendem Verhältnis F/L in ähnlichen Größenordnungen verbleibt. Für die am ebenen Modell untersuchten Gewölbebrücken mit einem Stichhöhenverhältnis von etwa $F/L < 0,25$ wird bei der Überfahrt des LM 1 über die untersuchten Brückengeometrien die Querkraft zu einem maßgebenden Tragfähigkeitskriterium.

Die maßgebenden Schnitte für die Berechnung des Auslastungsgrades infolge ausmittiger Normalkraft und infolge Querkraft stimmen an den Stabwerksbögen nicht überein. Für die Querkraftnachweise kann man jedoch mit guter Näherung die Festlegung treffen, dass derjenige Schnitt bemessungsrelevant ist, an dem die größte Querkraft festgestellt wird. Am eingespannten Bogen ergeben sich diesbezüglich für die unterschiedlichen Stichhöhenverhältnisse nur Abweichungen von 8%. In allen betrachteten Fällen war für das LM 1 die Laststellung der Doppelachse etwa im Viertelpunkt für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit entscheidend. Mit zunehmender Steilheit des Bogens gewinnt die Laststellung der Doppelachse über dem Scheitelbereich an Bedeutung, wobei sich ohne Flächenlast leicht größere Ausnutzungsgrade ergeben. Bei den vorliegenden Konstellationen wird diese Laststellung ab einem Verhältnis $F/L \geq 0,4$ maßgebend.

Die Berücksichtigung üblicher Haftscherfestigkeiten β_{RHS} bringt keine wesentlichen Tragfähigkeitsvorteile. Selbst ohne Sicherheitskonzept beträgt die Differenz nach Abb. 54 b) maximal 5 %. Der Einfluss der Haftscherfestigkeit ist somit bei Tragfähigkeitsuntersuchungen an historischen Gewölbebrücken vernachlässigbar. Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist es demnach für Brückenbögen aus Mauerwerk völlig ausreichend, folgenden Zusammenhang auszunutzen:

$$\text{Gl. 21} \quad \gamma \cdot Q \leq \mu \cdot N \quad \text{mit } \mu = 0,6 \quad \Rightarrow \quad \text{Ausnutzungsgrad: } \alpha_Q = \frac{\mu \cdot N}{\gamma \cdot Q} \leq 1$$

9.9 Auflagerverschiebungen

Einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken haben Verschiebungen, welche an den Pfeilern und Gründungskörpern auftreten können. Die folgenden Untersuchungen zeigen deutlich, dass schon kleinste relative Verschiebungen zwischen den Widerlagern genügen, um die Tragfähigkeit des Brückenbogens aus Mauerwerk stark abzusenken. Die Sicherung von Unterbauten und Gründungskörpern (i.d.R. mit Hilfe von Injektionen) ist daher eines der wichtigsten Maßnahmen bei der Sanierung von historischen Gewölbebrücken.

Beispielhaft lassen sich folgende Gründe für Auflagerverschiebungen nennen:

Horizontalverschiebungen:

- Schädigung der Gründungskörper
- zu hohe Schubkräfte infolge unzulässiger Verkehrsbelastung
- Einsturz oder Abbruch eines Gewölbes bei mehrfeldrigen Brücken

...

Vertikalverschiebungen:

- schwierige Baugrundverhältnisse (Tragfähigkeit, Verdichtung, chemische Beständigkeit...)
- Auskolkung von Pfeilergründungen bei Flussbrücken (häufige Ursache)
- Schädigungen von Holzpfeilergründungen unter Flusspfeilern durch Trockenlegung

...

Für die Tragfähigkeit der Brücke sind stets nur solche Verschiebungen von Interesse, welche zu Differenzen zwischen den zwei Auflagerungen des Bogens führen. Diese Verschiebungen haben aufgezwungene Querschnittsverdrehungen zur Folge, die ebenfalls Folge von Senkungen und Verformungen der Lehrgerüstkonstruktion während des Bauzustandes sein können. Das Absenken der Schalung sollte deshalb in möglichst kleinen Schritten erfolgen, wobei sich Gewölbe mit plastischem Materialverhalten (d.h. dicke Fuge, geringe Mörtelfestigkeit) vorteilhafter an den allmählich eintretenden Gleichgewichts- und Verformungszustand anpassen als solche mit geringerem Kraftumlagerungsvermögen (d.h. dünne Fugen, fester Mörtel) [3].

Kleine Verdrehungen verteilen sich über eine Vielzahl von Fugen. Bei großen Verdrehungen weist JAGFELD [19] Lokalisationserscheinungen nach, wobei das Tragwerk in große Segmente zerfällt, die in sich nur geringe Verformungen aufweisen [Anhang, Abb. 80]. Die Krümmung, bei der die Verdrehungen zu lokalisieren beginnen, hängt von der Steifigkeit des Materials und der Größe der Druckresultierenden im Querschnitt ab. Je kleiner die Normalkraft im Querschnitt ist, desto eher ist mit der Lokalisation der Verdrehungen zu rechnen. Deshalb führen schon geringe aufgezwungene Verschiebungen bei Gewölben zu deutlich sichtbar klaffenden Fugen, wenn diese ausschließlich durch ihr Eigengewicht belastet werden (z.B. über Kirchenschiffen).

Hingegen ist bei vergleichsweise hochbelastetem Brückengewölbe mit lokalisierten Verdrehungen nur im Katastrophenfall zu rechnen, da hierfür erhebliche Auflagerverschiebungen notwendig sind.

Die folgende Studie beruht auf der in Abschnitt 9.1.2 vorgestellten Standardbrücke und dem Lastmodell 1 (LM 1) nach DIN FB 101 [18], welches unter Verwendung der Bruchkurve aus Abb. 38 in die ungünstigste und in die symmetrische Stellung gebracht wird [Abb. 58]. Es werden am linken Auflager horizontale und vertikale Verschiebungen aufgezwungen und hierfür in Abb. 58 die entsprechenden Auslastungskurven dargestellt. Verschiebungen, die zu einer Verkürzung der Stützweite führen, werden wegen ihrer geringen Häufigkeit nicht untersucht.

Zur Abschätzung der tatsächliche Größenordnung möglicher Verschiebungen wird eine Beispielrechnung mit modellierten Gründungskörpern durchgeführt. Die massigen Widerlager aus Mauerwerk besitzen folgende Kennwerte, die sich an [45], [46] und [47] orientieren:

Widerlager:

- $B = 5,00 \text{ m}$, $H = 2,00 \text{ m}$ (vereinfacht kubusförmig)
- $Wichte = 20 \text{ kN/m}^3$, $E_{MW} = 5000 \text{ N/mm}^2$, $G_{MW} = 2100 \text{ N/mm}^2$

Bodenkennwerte:

- gut verdichteter, kohäsionsloser Sand
- $Wichte = 18 \text{ kN/m}^3$, Steifemodul $E_S = 100 \text{ N/mm}^2$ [48]

Der Elastizitätsmodul E_{MW} der Gründungskörper wird bewusst niedriger angesetzt als jener des Bogens, da in den Widerlagern oft Mauerwerk anzutreffen ist, welches nicht die Mauerwerksgüte des Gewölbes besitzt. Zur vertikalen Lagerung der Widerlagersohlfächen kommt der Steifemodul E_S zum Einsatz. Die hierfür verwendeten finiten Bettungselemente können keine Horizontalkräfte aufnehmen. Die Simulation von Sohlreibung ist in ANSYS® [30] durch Kontaktelemente möglich. Da in Abschnitt 8.6 festgelegt wurde, dass an den bestehenden historische Gewölbebrücken unter Normlasten kein fortschreitendes horizontales Ausweichen der Gründungskörper zu erwarten ist, können an den Sohlflächen, anstatt der in diesen Bereichen aufwendig zu generierenden Kontaktelemente, horizontal unverschiebliche Lagerungen zum Einsatz kommen. Zur Vereinfachung geschieht die Simulation des horizontalen Erddrucks an den erd zugewandten, vertikalen Widerlagerseiten ebenfalls durch Bettungselemente mit dem angegebenen Steifemodul E_S [Abb. 55 und Abb. 56]. Dem Autor ist bewusst, dass die getroffenen Festlegungen die Auflagerreaktionen beeinflussen. Da die Beispielrechnung nur als grober Anhalt dient, sind diese Vereinfachungen zulässig.

In den Diagrammen der Abb. 58 ist unter a) die für Modellbogen bemessungsrelevante asymmetrische Laststellung des LM 1 sowie der Eigenlastzustand dargestellt. Unter b) sind die Diagramme der symmetrischen Laststellung des LM 1 aufgeführt, welche für die maximalen Schubkräfte an den Widerlagern sorgt. Für die Querschnittsausnutzung im Bogen ist es völlig unerheblich, ob die relativen Verschiebungen an einem oder an beiden Widerlagern entstehen.

Das Ergebnis der Beispielrechnung ist in den untersten Diagrammen eingetragen. Alle anderen Darstellungen beruhen auf Auflagerbedingungen mit unendlicher Steifigkeit, die jeweils manuell verschoben werden.

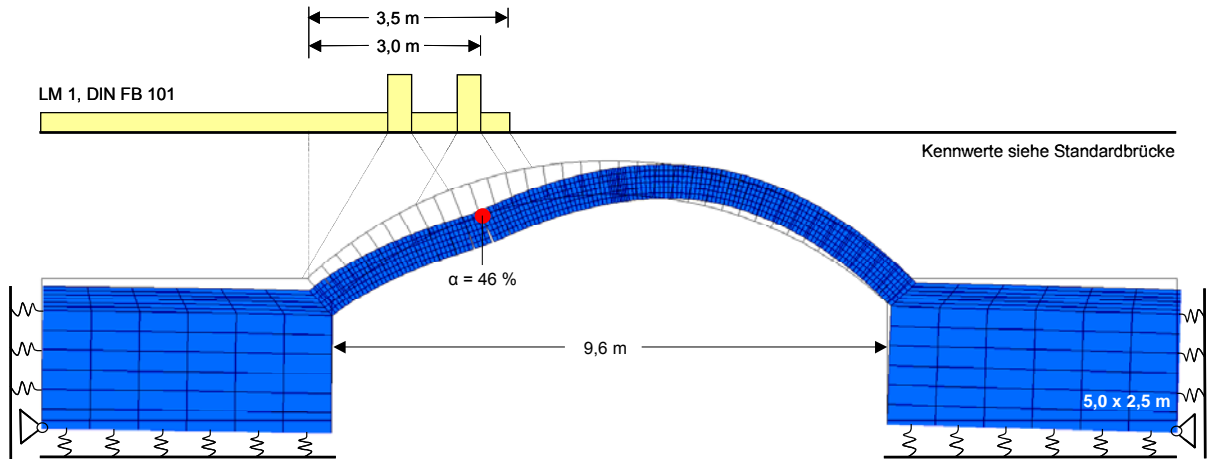


Abb. 55: Überhöhtes Verformungsbild für die maßgebende Stellung des LM 1 der Beispielrechnung

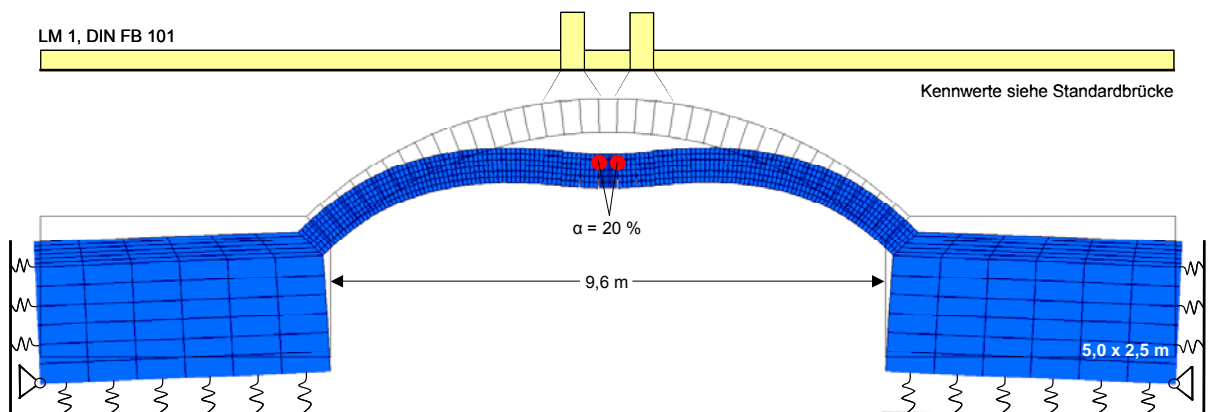


Abb. 56: Überhöhtes Verformungsbild für die symmetrische Stellung des LM 1 der Beispielrechnung

Den Diagrammen in Abb. 58 ist zu entnehmen, dass die Traglast des Brückenbogens bei der asymmetrischen Laststellung schon bei sehr viel kleineren Relativverschiebungen erreicht wird als bei streng symmetrischen Lastverhältnissen, wobei die Horizontalverschiebungen in den meisten Fällen kritischer zu betrachten sind als die Vertikalverschiebungen. Eine Lastüberfahrt des LM 1 über die Standardbrücke [Abb. 36] ist nur bis zu einer relativen Horizontalverschiebung zwischen den Widerlagern von 10 mm möglich, ohne dass die Lösung divergiert. Die Versagensarten reichen vom Systemversagen infolge Gelenkkette für die Stellung der Doppelachse über $L/4$ tel bis zum Versagen des Mauerwerks bei der Laststellung über dem Bogenscheitel. Zudem ist die Lastüberfahrt des LM 1 bis zu einer einseitigen Widerlagerersetzung von 25 mm gewährleistet, ohne dass das Tragwerk versagt.

Bei höherfestem Mauerwerk (z.B. Granit) sind bei großen Verschiebungen Lokalisationen der Verdrehungen im Scheitel- und in den beiden Kämpferbereichen möglich, wenn die Belastung streng symmetrisch erfolgt.

Außer im Eigenlastzustand, versagt Sandsteinmauerwerk zuvor unter exzentrischer Normalkraft im Querschnitt. Lokalisierte Verdrehungen sind in Abb. 58 durch horizontale Kurvenverläufe zu erkennen.

Für die Beispielrechnung zeigt sich nach Abb. 58, dass die mittige Laststellung der Doppelachse aufgrund der höheren horizontalen Schubkräfte für größere horizontale Auflagerverschiebungen sorgt. Nachteiliger für die Tragfähigkeit des Brückenbogens ist jedoch die asymmetrische Laststellung nach Abb. 55. Der Grund hierfür liegt in der größeren Gesamtverschiebungsdifferenz $\Sigma(\Delta x + \Delta y)$ zwischen linkem und rechtem Widerlager. Der Ausnutzungsgrad α [Abschnitt 9.1.3] der Konstruktion steigt durch die Berücksichtigung der Lagerungsverhältnisse trotz des guten Baugrunds von 27 % auf 40 % an. Die Steifigkeiten der beiden Widerlager spielen hierbei eine bedeutende Rolle.

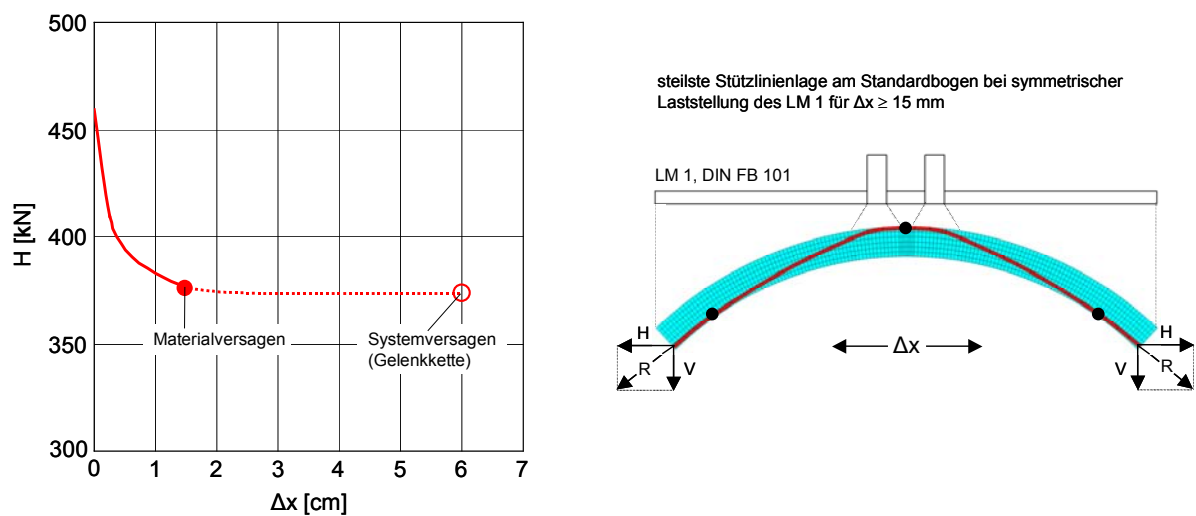


Abb. 57: Entwicklung der horizontalen Auflagerkräfte an der symmetrisch belasteten Standardbrücke bei horizontaler Auflagerverschiebung Δx

Die Erkenntnis von BARTHEL [49], dass die horizontalen Auflagerkräfte bei symmetrisch belasteten Bogenkonstruktionen schon beim kleinsten horizontalen Ausweichen der Kämpfer stark abfallen und sich bei weiterer Verschiebung asymptotisch einem Grenzwert annähern, wird in Abb. 57 bestätigt. Die mit dem Auseinanderbewegen der Kämpfer entstehenden klaffenden Fugen erzeugen eine immer steilere Stützlinienform. Die vertikalen Auflagerkräfte bleiben durch das konstante Eigengewicht unverändert. Die Richtung der resultierenden Auflagerkräfte ist durch die jeweilige Stützlinienlage an den Auflagern vorgegeben und somit müssen bei steileren Stützlinie die horizontalen Auflagerkräfte abnehmen. Erreicht die Stützlinie an drei Punkten den Bereich des Bogenrandes, so hat sie ihre steilste Form erreicht und die Auflagerkraft bleibt auch bei weiterer Verschiebung konstant. Für Verschiebungen, die eine Verkürzung der Spannweite verursachen, kehrt sich dieser Effekt um und die horizontalen Auflagerkräfte nehmen zu. Mit wachsender Bogendicke steigt die Differenz zwischen minimaler und maximaler Auflagerkraft an. Die feststellbaren Tragwerksverformungen sind für die Stützlinienlage von untergeordneter Bedeutung.

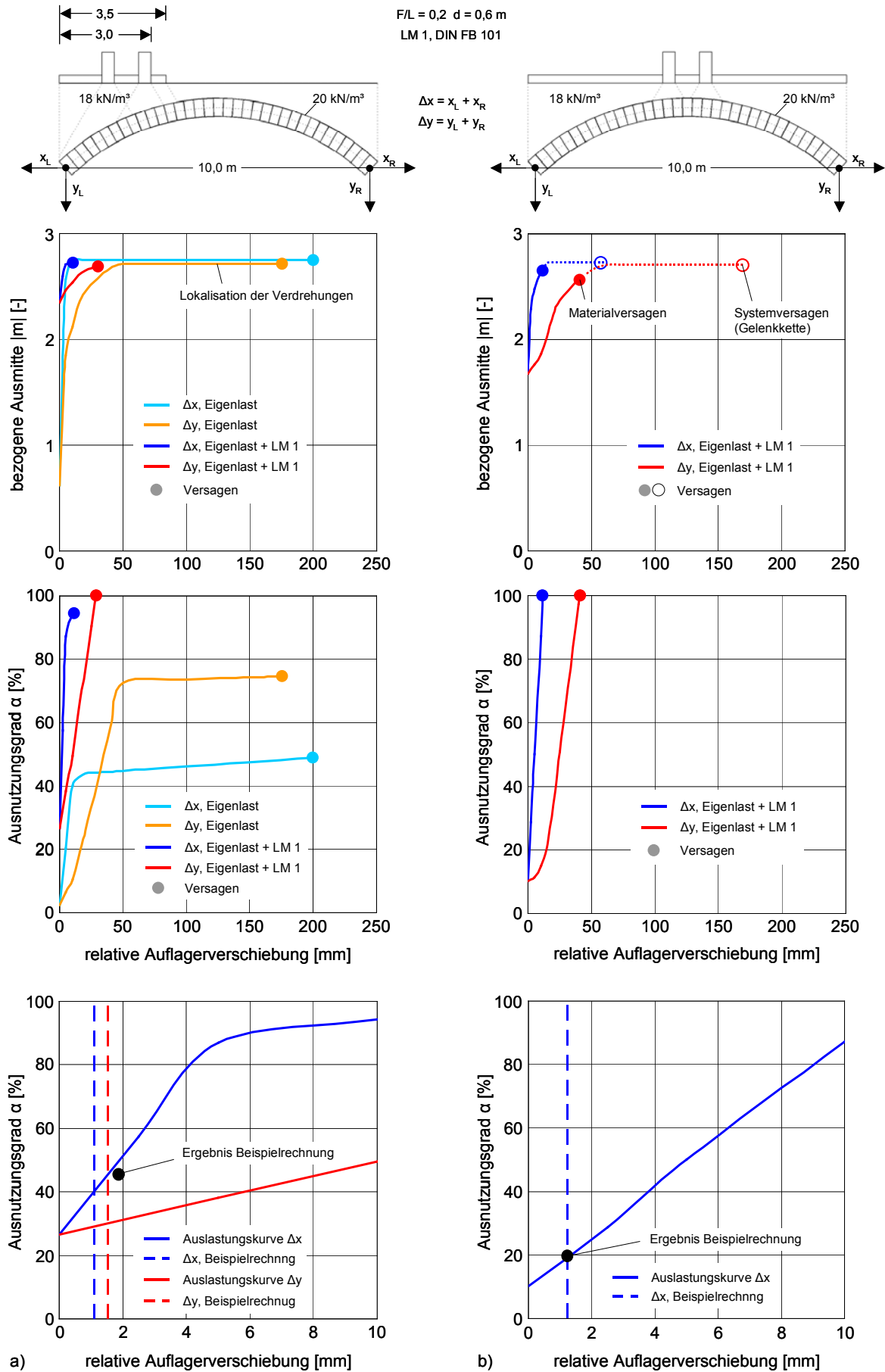


Abb. 58: Einfluss von Auflagerverschiebungen an der Standardgewölbebrücke

9.10 Temperatur

Einen weiteren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Brückenbögen aus Mauerwerk hat die Temperatur. Eine der wenigen umfangreichen wissenschaftlichen Abhandlungen zur Temperaturbeanspruchung an Gewölbebrücken liefert PIETSCH [50]. Der Umgang mit diesem Lastfall gestaltet sich in der Praxis recht unterschiedlich. Im Abschnitt 6.2 der DIN 1075 [57] ist die Berücksichtigung von Temperaturbeanspruchungen im Gewölbe beispielsweise freigestellt.

Die Temperatureinwirkung ist in Abschnitt 6.2 beschrieben. Das Temperaturänderungsprofil [Abb. 18] setzt sich aus einem konstanten und einem nichtlinear veränderlichen Anteil sowie aus zwei linear veränderlichen Bestandteilen zusammen. In der vorliegenden Arbeit bleiben die beiden linear veränderlichen Anteile und der nichtlinear veränderliche Anteil bei der Abschätzung der Temperatureinwirkung unbetrachtet. Als ausreichend wird demnach eine vereinfachte, über den Querschnitt konstante Temperaturverteilung T_N angesehen.

Die verbleibenden Zwängungsspannungen zweiter Art [Abschnitt 6.2] werden im vorliegenden Modell durch das Öffnen der Fugen realitätsnah abgebaut. Können Zwängungsspannungen in einem modellierten Mauerwerksmodell nicht automatisch abgebaut werden, so schlagen mehrere Autoren vor, den Elastizitätsmodul zu reduzieren (z.B. [35]: $E = 0,5 \cdot E_0$; [50]). Dies hat allerdings falsche Verformungswerte zur Folge. Besser geeignet erscheint hier eine entsprechende Reduzierung des linearen Temperatureausdehnungskoeffizienten α_t .

Der lineare Temperatureausdehnungskoeffizient α_t beruht auf dem Wärmeaustausch benachbarter Teilchen. Für Mauerwerk aus quarzitischem Sandstein wird für die Berechnung bestehender Gewölbebrücken in [35] ein Mittelwert von $\alpha_t = 11,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ vorgeschlagen.

Erwärmungen führen, im Vergleich zur Abkühlung, zu günstigeren Stützlinienlagen im Belastungsfall mit dem LM 1. Deshalb werden im Folgenden für die Schwankung des konstanten Temperaturanteils T_N nur Abkühlungen betrachtet. Als Referenzwert dient der untere Grenzwert der Überbaugruppe 3 (Betonbrücken) nach DIN FB 101, Abschnitt 6.6.1.3, von $T_{e,\min} = -17^\circ\text{C}$. Bei einer Aufstelltemperatur von $T_0 = 10 \text{ C}$ ergibt sich somit eine maximale Temperaturschwankung von $\Delta T_{N,\text{neg}} = T_{e,\min} - T_0 = -27 \text{ K}$.

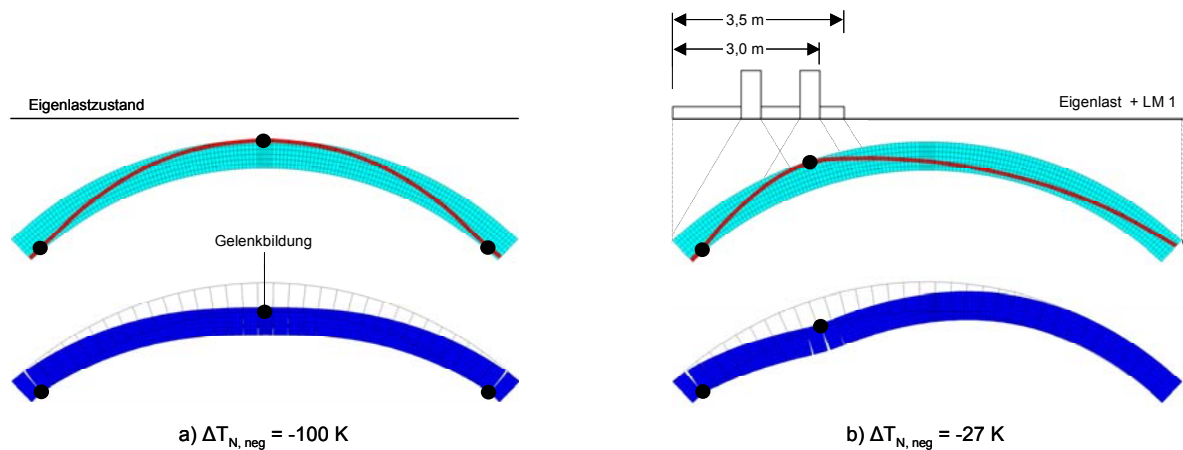


Abb. 59: Überhöht dargestellte Verformungsfiguren und zugehörige Stützlinien an der Standardbrücke unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses

Die Untersuchungen werden an der Standardbrücke im Eigenlastzustand und in der ungünstigsten Laststellung des LM 1 durchgeführt. In Abb. 60 ist zu erkennen, dass bei zunehmender Abkühlung die Exzentrizität der Druckresultierenden ansteigt und somit die Stützlinie zu den Querschnittsaußenrändern wandert. Besonders in den Bereichen von $|\Delta T_{N,neg}| < 20$ K ist für den Eigenlastzustand ein starker Anstieg der bezogenen Ausmitte zu verzeichnen. Die Tragfähigkeit des Modellbogens nimmt in Kombination mit dem LM 1 deutlich ab ($\Delta T_{N,neg} = 0$ K: $\alpha = 27$ % / $\Delta T_{N,neg} = -27$ K: $\alpha = 68$ %). Das Mauerwerk des Standardbogens versagt rechnerisch etwa bei einer Abkühlung bezüglich der Aufstelltemperatur von 54 K. Ein Versagen unter Eigenlast tritt bis zum rechnerischen Nullpunkt von $-273,15^\circ\text{C}$ weder für das gewählte Mauerwerk [Abschnitt 9.1.2] noch für das statische System ein. Hierbei stellt sich nach Abb. 59 a) das statische System eines Dreigelenkbogens ein, wobei mit sinkenden Temperaturen eine zunehmende Lokalisation der Verdrehungen zu beobachten ist.

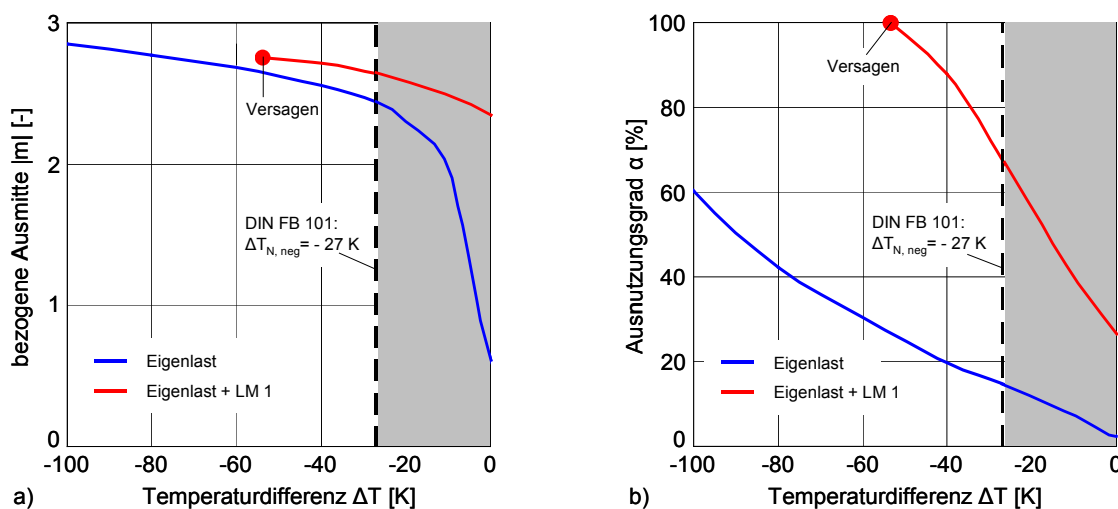


Abb. 60: Beanspruchung der Standardbrücke [Abb. 36] durch den konstanten Temperaturanteil ΔT_N

10 Nachweise

In der DIN 1055-100 [51] werden das aktuell angestrebte Sicherheitskonzept und die Bemessungsregeln festgelegt. Diese Norm wird auch für den Entwurf zur neuen Mauerwerksnorm DIN 1053-100 [52] herangezogen. Das Sicherheitskonzept beruht auf Teilsicherheitsbeiwerten.

Diese Teilsicherheitsbeiwerte γ_i finden bei Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, im Gegensatz zur summarischen Sicherheit der gegenwärtig gültigen DIN 1053 [53], auf der Beanspruchungsseite und auf der Beanspruchbarkeitsseite zur Absicherung von Fraktilwerten Berücksichtigung. Nach DIN 1055-100 sind unter Verwendung von Kombinationsregeln, in denen die Häufigkeit der jeweiligen Einwirkungen durch Kombinationsbeiwerte Ψ_i berücksichtigt wird, folgende Fraktilwerte miteinander zu vergleichen:

$$\text{Gl. 22} \quad E_d \leq R_d$$

mit E_d als Bemessungswert der Beanspruchung und R_d als Bemessungswert des Tragwiderstandes.

In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit existieren ebenfalls Kombinationsregeln, in welchen die Häufigkeit der Einwirkungen mit Kombinationsbeiwerten Ψ_i berücksichtigt wird. Auf Seiten der Beanspruchung wird mit charakteristischen Werten für die Einwirkungen gerechnet. Die Beanspruchung E_d darf den Nennwert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums C_d nicht überschreiten:

$$\text{Gl. 23} \quad E_d \leq C_d$$

In der Literatur für Gewölbebrücken empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte γ_i sind im Anhang in Abb. 85 zusammengestellt.

Mit dem in Abschnitt 8 vorgestellten ANSYS®-Modell erfolgt die Berechnung nichtlinear. Die Lastfaktoren beeinflussen den Systemzustand, für welchen der Nachweis erfolgt, erheblich. Durch die Erhöhung der charakteristischen Lasten zum Zwecke der Sicherheit verändert sich auch das statische System am Mauerwerksbogen. Der Nachweis erfolgt für einen Systemzustand, der sich unter Verwendung charakteristischer Lasten niemals einstellt. Nachgewiesen wird bei Verwendung der Lastfaktoren im Grenzzustand der Tragfähigkeit folglich eine zum summarischen Sicherheitskonzept der DIN 1053 veränderte Stützlinienlage mit größeren Exzentrizitäten.

Die Stützlinienlage ist nach den Bruchkurven von HIRSCH [31] eines der wichtigsten Kriterien für die Bewertung der Tragfähigkeit von Mauerwerk. Die im vorliegenden Forschungsbeitrag bei Verwendung von Lastfaktoren nach Abb. 85 (Anhang) ermittelten Ausnutzungsgrade liegen weit über denen, die sich unter gleichen Bedingungen mit der gültigen DIN 1053 (summarische Sicherheit) ergeben.

In den auf Teilsicherheiten aufgebauten neue Normengenerationen wird darauf hingewiesen, dass bei nichtlinearen Berechnungen ein "einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert γ_R " angewendet werden soll [Bsp. DIN 1045-1, 3.5.1 (4)]. Wird diese Klausel nicht angewendet, so ist es mit dem neuen Teilsicherheitskonzept der DIN 1055-100 nur noch schwer möglich, historische Gewölbebrücken unter Benutzung aktueller Lastmodelle nachzuweisen. Die Nachweise liegen in diesem Fall, verglichen mit dem Sicherheitsniveau der aktuellen DIN 1053, zu sehr auf der sicheren Seite.

Im Folgenden wird deshalb ein Sicherheitskonzept vorgestellt, welches dem Tragverhalten historischer Gewölbebrücken aus Quadermauerwerk entspricht und somit zur Erhaltung bedeutsamer Bau-substanz beitragen kann.

10.1 Vorschlag für ein Nachweiskonzept

Angestrebt wird ein Konzept, in welchem die Gebrauchslasten die Stützlinienlage bestimmen. Abb. 61 a) zeigt eine deutliche Veränderung der Normalkraftexzentrizität, wenn aus Sicherheitsgründen die Verkehrslasten mit Lastfaktoren erhöht würden. Ständige Lasten sorgen, wenn sie symmetrisch verteilt sind, ohnehin mit ihren charakteristischen Werten für die ungünstigste Bemessungssituation, da deren Erhöhung mittels Lastfaktoren eine größere Vorspannwirkung und somit eine günstigere Stützlinienlage erzeugt. Es wird deshalb vorgeschlagen, die Sicherheitsfaktoren ausschließlich auf der Seite der Beanspruchbarkeit einzurechnen.

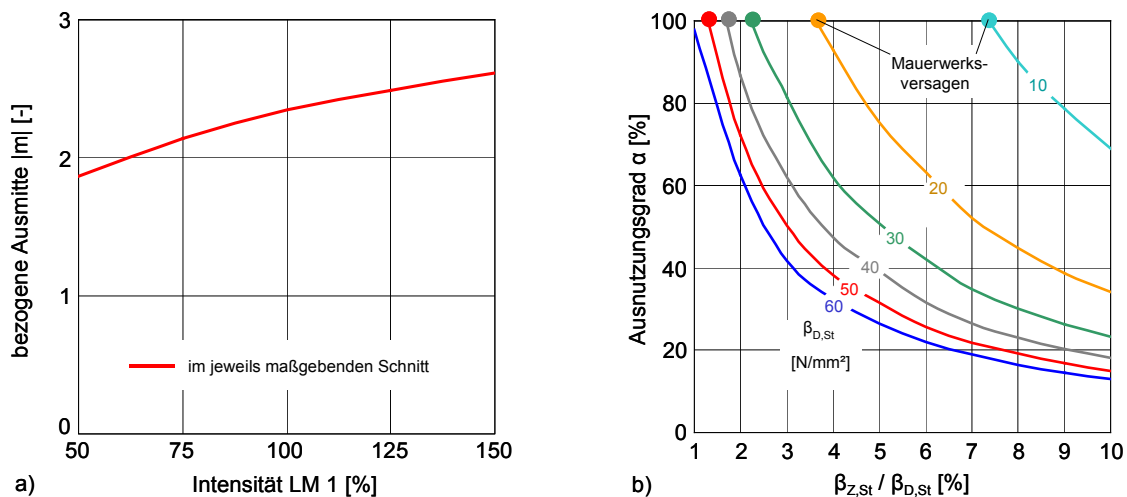


Abb. 61: Einfluss von Lastfaktoren und der Zugfestigkeit des Steins

Ein wichtiges Ergebnis der wissenschaftlichen Arbeit von HIRSCH [31] ist die Erkenntnis, dass neben der Druckfestigkeit des Steins $\beta_{D,St}$ vor allem dessen Zugfestigkeit $\beta_{z,St}$ von entscheidender Bedeutung für die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist. Nachvollziehbar ist dieser Einfluss der Steinzugfestigkeit in Abb. 61 b), in welcher der jeweils maßgebende Schnitt bei ungünstigster Laststellung des LM 1 auf der Standardbrücke [Abb. 36] ausgewertet wird. Die angewendeten Bruchkurven finden sich in [31].

Der Ansatz von gültigen Materialfestigkeitsnormen für Naturstein (z.B. Mindestdruckfestigkeiten nach DIN 1053, Abschnitt 12, Tab. 12; Güteklasseneinstufung nach DIN 1053, Abschnitt 12, Tab. 13) erscheint für die bestehenden historischen Gewölbebrücken ungeeignet. Wenn keine gesicherten Prüfergebnisse aus den Bauwerksstammdaten hervorgehen, ist es zur Bestimmung der entscheidenden Materialparameter unbedingt erforderlich, Materialproben am Bestand (i.d.R. durch Bohrungen) zu entnehmen. Hierfür liefert die Richtlinie 805 der Deutschen Bahn die umfangreiche Regelungen. Zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeitswerte von Naturstein sollten in Zukunft neben den obligatorischen Druckfestigkeitsprüfungen verstärkt Spaltzugprüfungen durchgeführt werden.

Als Sicherheitskonzept wird vorgeschlagen, für die Steindruckfestigkeit und die Steinzugfestigkeit getrennte Materialsicherheitsbeiwerte zu entwickeln, welche die jeweiligen 5%-Faktilwerte absichern. Zur Beurteilung der Tragfähigkeit wird auf Grundlage der Bemessungswerte für die Steindruck- und die Steinzugfestigkeit eine Bemessungstraglastkurve durch Interpolation der in [31] dargestellten Bruchkurven abgeleitet. Der Nachweis erfolgt durch Vergleich der unter charakteristischen Verhältnissen berechneten Schnittgrößen mit der Bemessungstraglastkurve. Zusätzlich ist es empfehlenswert, schon auf Grundlage der charakteristischen Festigkeitswerte (i.d.R. 5%-Fraktile) des Materialgutachtens einen unteren Grenzwert für das Verhältnis von Steinzug- zu Steindruckfestigkeit festzulegen, bei dessen Unterschreitung die Tragfähigkeit des Brückenbogens nicht mehr gewährleistet ist. Der Grund hierfür liegt darin, dass bei kleinen Steinzugfestigkeiten das Sicherheitsniveau nicht mehr sicher feststellbar ist. Zur Bestimmung der Sicherheitsbeiwerte und des angesprochenen unteren Grenzwertes werden im weiteren Verlauf des Forschungsvorhabens „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk“ [41] die in der Anlage dargestellten Abb. 81, Abb. 82 und Abb. 83 herangezogen.

Der Querkraftnachweis erfolgt separat nach der aktuellen DIN 1053, Abschnitt 7.9.5, oder vereinfacht nach der im Abschnitt 9.8.4 dieser Arbeit vorgestellten Gl. 21.

Eine Begrenzung der Normalkraftexzentrizität im Querschnitt entfällt nach dem Traglastverfahren im Entwurf zur neuen Mauerwerksnorm DIN 1053-100 mit dem Hinweis auf entsprechende Kompensationsmaßnahmen. Um die Gebrauchtauglichkeit zu gewährleisten, schlägt der Autor in Anlehnung an den UIC-Kodex 778-3 [35] des Internationalen Eisenbahnverbandes eine Begrenzung auf $m \leq 2,5$ vor.

Zur Demonstration der Funktionsweise des vorgestellten Sicherheitskonzeptes wird im folgenden Abschnitt die Standardbrücke aus Abschnitt 9.1.2 beispielhaft nachgewiesen.

10.2 Nachweis der Standardbrücke

10.2.1 Anwendung des entwickelten Nachweiskonzeptes

Durch den Nachweis der aus der statistischen Erhebung in Abschnitt 9.1.1 gewonnenen Standardbrücke ist es möglich, Rückschlüsse auf die Gesamtheit der heute noch existierenden Straßenbrücken mit Natursteingewölbe zu ziehen.

In jedem Fall sind vor einer Nachweisführung die in der Abb. 62 dargestellten Risse und nach Möglichkeit auch deren Tiefe zu prüfen. Im vorliegenden Fall wird davon ausgegangen, dass keinerlei Vorschädigungen an der Standardbrücke vorhanden sind.

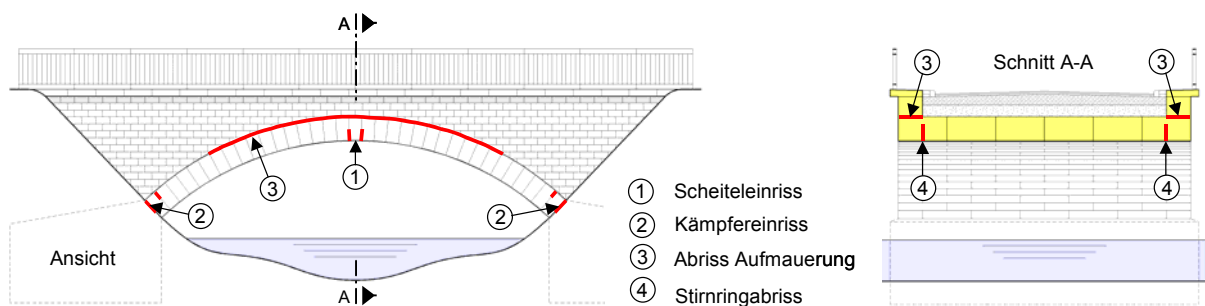


Abb. 62: Häufige Rissformen an Gewölbebrücken [54], Zeichnungen ohne Maßstab

Wie in Abschnitt 10.1 dargestellt, basiert das für historische Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk entwickelte Sicherheitskonzept im wesentlichen auf der Absicherung der 5%-Fraktilwerte von Steindruck- und Steinzugfestigkeit, während die Beanspruchungen unter charakteristischen Verhältnissen in den Nachweis eingehen.

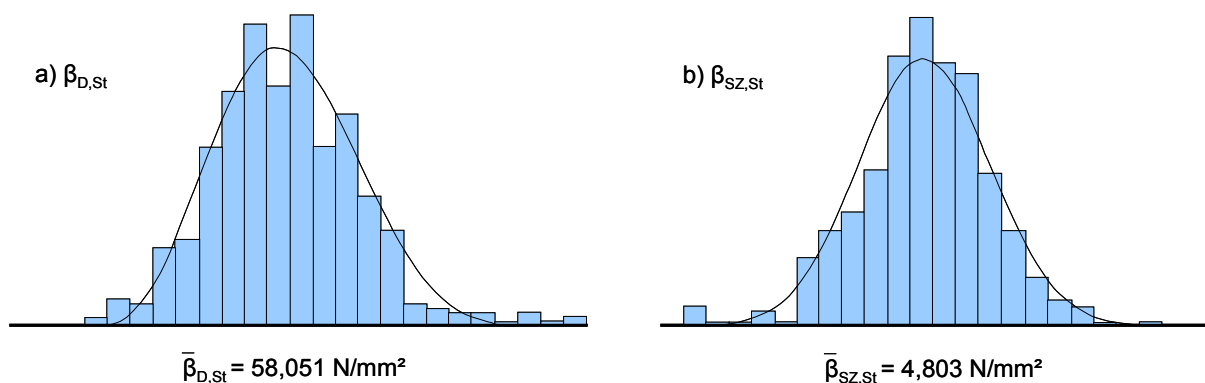


Abb. 63: Histogramme der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}$ und der Steinspaltzugfestigkeit $\beta_{SZ,St}$, Steinbruch Lohmen (Pirna, Sachsen) [55]

Als Grundlage für die Materialkennwerte dienen die in Abb. 63 aus 505 Proben entwickelten Verteilungen der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit des Sandsteins aus der Grundgesamtheit des Steinbruchs Lohmen bei Pirna (Sachsen). In [55] hat man die dargestellten Verteilungen der Materialkennwerte näherungsweise mit Hilfe von Normalverteilungen beschrieben. Folgende statistischen Mittelwerte und Standardabweichungen sind hierfür angegeben:

$$\begin{aligned}\bar{\beta}_{D,St} &= 58,051 \text{ N/mm}^2 & \bar{\beta}_{SZ,St} &= 4,803 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{D,St} &= 10,320 & \sigma_{SZ,St} &= 0,764 \quad (\text{Standardabweichung})\end{aligned}$$

Aus der mittleren Spaltzugfestigkeit errechnet sich der Mittelwert der Zugfestigkeit des Steins zu:

$$\text{Gl. 24} \quad \bar{\beta}_{Z,St} \cong 0,9 \cdot \bar{\beta}_{SZ,St} \cong 0,9 \cdot 4,803 = 4,323 \text{ N/mm}^2$$

Die Berechnung der 5%-Fraktilwerte erfolgt mit der „t-Verteilung nach Student“ für 505 Proben [56]:

$$\begin{aligned}\text{Gl. 25} \quad \beta_{5\%} &= \bar{\beta} - 1,648 \cdot \sigma_x \\ \beta_{D,St,5\%} &= 58,051 - 1,648 \cdot 10,320 = 41,075 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_{Z,St,5\%} &= 4,323 - 1,648 \cdot 0,764 = 3,066 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Die Sicherheitsbeiwerte, welche die 5%-Fraktilwerte der Steindruck- und Steinzugfestigkeit absichern sollen, gilt es im zukünftigen Verlauf des hier bearbeiteten Forschungsvorhabens [41] noch zu bestimmen. Sie werden vorerst für beide Festigkeitskennwerte mit jeweils $\gamma_i = 2,00$ abgeschätzt. Die Bemessungswerte zur Bestimmung der Bemessungstraglastkurve ergeben sich durch die Berücksichtigung der Sicherheiten folglich zu:

$$\begin{aligned}\text{Gl. 26} \quad \beta_d &= \beta_{5\%} / \gamma_i \\ \beta_{D,St,d} &= 41,075 / 2,00 = 20,538 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_{Z,St,d} &= 3,066 / 2,00 = 1,533 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Zusammenfassend können für das Beispiel folgende Parameter festgestellt werden:

Ergebnisse	$\bar{\beta}$	σ_x	$\beta_{5\%}$	γ_i	β_d	$\beta_{Z,St,d} / \beta_{D,St,d}$
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
$\beta_{D,St}$	58,051	10,320	41,044	2,00	20,52	0,075
$\beta_{Z,St}$	4,323	0,764	3,064	2,00	1,53	

Abb. 64: Materialkennwerte zur Ermittlung der Bemessungstraglastkurve

Als Bemessungswert der Steindruckfestigkeit wird $\beta_{D,St,d} = 20 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Die Bemessungstraglastkurve [Abb. 65] entsteht durch eine lineare Interpolation unter dem Kriterium $\beta_{D,St,d} / \beta_{Z,St,d} = 0,075$ zwischen den Bruchkurven für $\beta_{D,St} = 20 \text{ N/mm}^2$ mit den Verhältnissen $\beta_{D,St} / \beta_{Z,St} = 0,070$ und $\beta_{D,St} / \beta_{Z,St} = 0,080$. Die entsprechenden Kurven sind im Anhang [Abb. 79] zu finden.

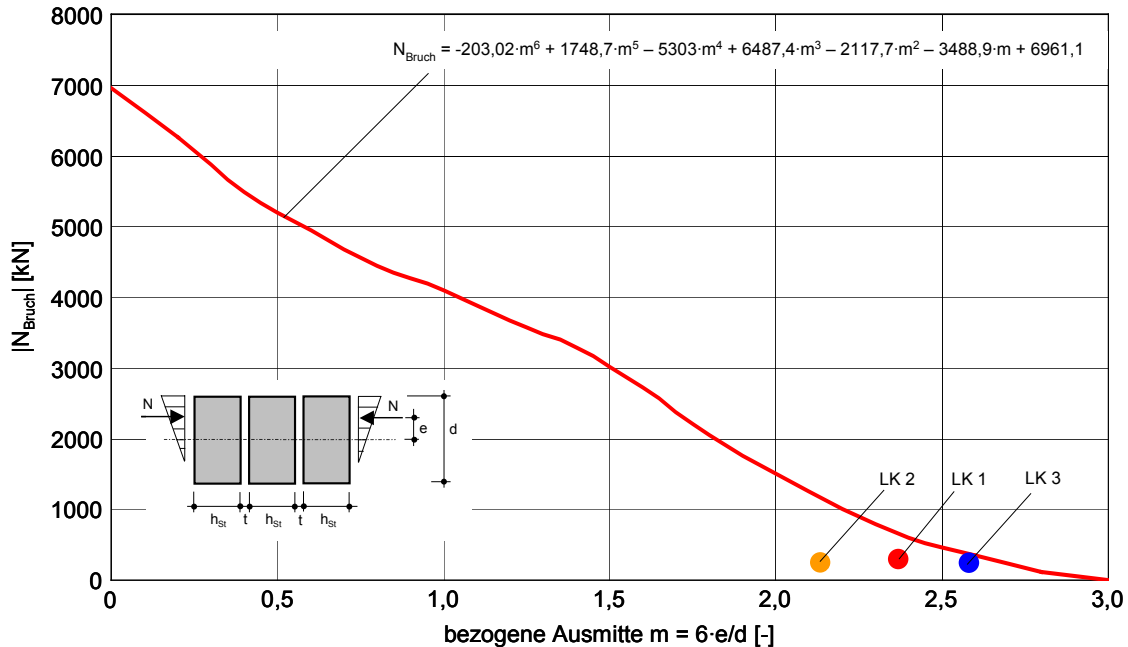


Abb. 65: Bemessungstraglastkurve für $d / h_{St} = 600 / 300 \text{ mm}$, $t = 15 \text{ mm}$, $\beta_{D,St,d} = 20 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{Z,St,d} / \beta_{D,St,d} = 0.075$, $\beta_{D,M0} = 2 \text{ N/mm}^2$, $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$, $E_{M0} = 1250 \text{ N/mm}^2$, $\mu_{St/M0} = 0.2$

Für den Vergleich mit der in Abb. 65 dargestellten Bemessungstraglastkurve werden verschiedene Lastkombinationen untersucht. Neben der Kombination für die nicht abgeminderten charakteristischen Werte von Eigen- und Verkehrslasten sollen die räumliche Tragwirkung und der Temperaturlastfall betrachtet werden. Der lineare Temperatureausdehnungskoeffizient wird nach [35] mit $\alpha_t = 11,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen. Außerdem gilt gemäß Abschnitt 9.1.2: $E_{MW} = 10200 \text{ N/mm}^2$ und $G_{MW} = 4250 \text{ N/mm}$.

Die Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung geschieht in Anlehnung an die Untersuchungen zur Quertragfähigkeit von FRENZEL [42]. Für den beispielhaften Nachweis der Standardbrücke werden die charakteristischen Lasten des Lastmodells 1 (LM1) mit dem Faktor $\gamma_Q = 0,80$ multipliziert.

Somit ergeben sich folgende Lastkombinationen:

- LK 1: $E_d = 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot LM 1$ G...Eigenlasten
- LK 2: $E_d = 1,00 \cdot G + 0,80 \cdot LM 1$
- LK 3: $E_d = 1,00 \cdot G + 0,80 \cdot LM 1 + \Delta T (-27 \text{ K})$

Wie in Abschnitt 10.1 festgelegt, werden die entsprechenden Querkraftnachweise separat nach Gl. 21 ($\gamma \cdot Q \leq 0,6 \cdot N$; $\gamma = 2,0$) für den maßgebenden Schnitt in der ungünstigsten Laststellung geführt. Die Exzentrizität der Normalkraft wird nach den Empfehlungen des UIC-Kodex 778-3 des Internationalen Eisenbahnverbandes [35] begrenzt ($m \leq 2,5$).

Die entsprechenden Bemessungspunkte sind in Abb. 65 eingetragen. Es zeigt sich, dass für Nachweise vor allem der Traglastkurvenverlauf im Bereich $m > 2,00$ interessant ist. In Abb. 66 sind die Extremwerte für die bezogene Ausmitte und den Ausnutzungsgrad [Gl. 18] nach der Bemessungstraglastkurve [Abb. 65] über die Schnitte als Ergebnis von Lastüberfahrten mit dem LM 1 aufgetragen. Für den Standardbogen kann die Tragfähigkeit nachgewiesen werden, wobei sich die LK 3 unter Berücksichtigung der Temperatureinwirkung als maßgebend erweist. Das Gebrauchstauglichkeitskriterium $m \leq 2,5$ wird mit dieser Lastkombination jedoch nicht eingehalten.

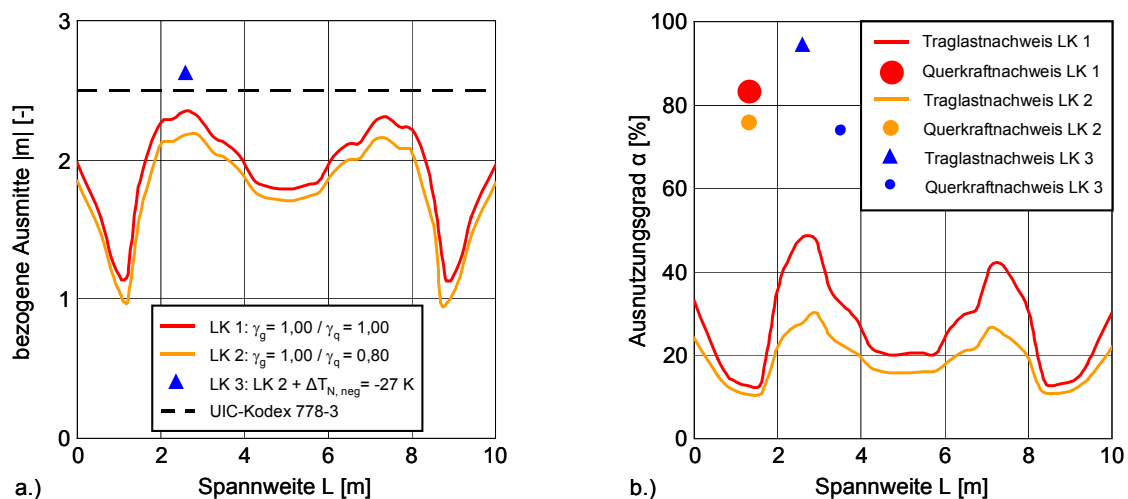


Abb. 66: Extremwertlinien und Extremwerte bei einer Lastüberfahrt des LM 1 über die Standardbrücke

Bemerkenswert ist, dass der Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit [Gl. 21] sich in allen Fällen um $\alpha_Q \approx 80\%$ einstellt und im Gegensatz zu den Traglastnachweisen mit der Bemessungskurve sehr träge auf veränderte Einwirkungskonstellationen reagiert. Der Querkraftnachweis wird aus den in Abschnitt 9.1 genannten Gründen vorerst ersatzweise an einem eingespannten, linear elastischen Stabwerksbogen geführt. Ein Querkraftnachweis unter Temperatureinwirkung lässt sich jedoch mit diesem Ersatzsystem nicht sinnvoll führen, da eine Abkühlung rechnerische Zugspannungen zur Folge hat, die am realitätsnäheren Diskontinuum mit Kontaktelementen nicht feststellbar sind. Die Querkrafttragfähigkeit wird somit mit statisch unbestimmten, linear elastischen Stabwerksbögen bei Temperaturabkühlung völlig unterschätzt.

An einem linear elastischen Dreigelenkbogen nach DIN 1075 / 6 [57] mit Gelenken in den Kämpferbereichen und einem Scheitelgelenk beträgt die Querkraftauslastung für LK 3 $\alpha_Q = 74 \%$. In diesem Fall geht man davon aus, dass die Zwängungsspannungen im Mauerwerksbogen vollständig abgebaut werden. Im Vergleich zu der Querkraftausnutzung ohne Temperatureinfluss stellen sich keine wesentlichen Veränderungen ein.

In allen Fällen ist der Querschnitt in den Bereichen um $L/4$ weiter als bis zum Schwerpunkt des Querschnitts eingerissen. Dies spiegelt die allgemeine Tendenz wieder, die sich durch Verkehrslasterhöhungen seit Jahrzehnten eingestellt hat. Die zur jeweiligen Erbauungszeit unter den damaligen Verkehrslasten angestrebte Begrenzung auf die erste oder zweite Kernweite ist heute meist nicht mehr zu gewährleisten.

Mit dem beispielhaften Nachweis wird verdeutlicht, dass für eine Vielzahl der bestehenden Natursteinbrücken unter dem heutigen Verkehrslastregime die maximal Exzentrizität der Normalkraft im Querschnitt die kritische Größe darstellt. Es ist deshalb für jedes Bauwerk separat zu prüfen, ob eine mittragende Wirkung der Auffüllung oder der Aufmauerungen angesetzt werden kann. Eine wirksame Maßnahme stellen Auffüllungen aus Magerbeton dar, sofern sie mit dem bestehenden Natursteingewölbe schubfest verbunden sind. Zudem ist für diesen Fall ein günstigerer Lastverteilungswinkel zu erwarten als bei Schüttungen. Bei zukünftigen Verkehrslaststeigerungen wird jedoch für eine Vielzahl von Gewölbebrücken eine Lastbeschränkung unumgänglich sein.

10.3 Vergleichsrechnungen

Um die Qualität des vorgestellten Nachweisverfahrens einschätzen zu können, sind Vergleichsrechnungen an der vorgestellten Standardbrücke notwendig. Die hierfür verwendete Lastkombination besteht aus den Brückeneigenlasten und dem Lastmodell 1. Lastfaktoren oder Faktoren zur Berücksichtigung des räumlichen Tragverhaltens werden nicht angewendet. Der Temperaturlastfall soll für die folgenden Vergleichsrechnungen ebenfalls keine Rolle spielen. Die geometrischen Randbedingungen stimmen mit der in Abschnitt 9.1.2 vorgestellten Standardbrücke überein, wobei die Steinhöhe zur Reduzierung von Rechenzeit von bisher 30 cm auf 50 cm erhöht wird. Die geringere Rechenzeit ist vor allem für das Modell mit modelliertem Fugenmörtel notwendig. Durch die größere Steinhöhe reduzieren sich die Anzahl der elastisch-idealplastischen Mörtelfugen und ebenso die Anzahl der Kontaktelemente. Die Materialparameter entsprechen den Festlegungen des vorherigen Abschnitts aus dem Steinbruch Lohmen (Pirna, Sachsen).

10.3.1 DIN 1053 (11/96)

Für den Festigkeitsnachweises von Natursteinmauerwerk nach DIN 1053, Teil 1 kommt das Bruchmodell von MANN zur Anwendung [2]. Es beruht auf der Hypothese, dass das Versagen des Mauerwerks in erster Linie durch das Druckversagen des Mörtels eintritt.

Für die Anwendung des Bruchmodells werden in der aktuellen DIN 1053 die Natursteinverbände in vier Güteklassen eingestuft und hierfür Anhaltswerte für die Fugenschlankheit, die Fugenneigung und die durch Steine begrenzte Fugenfläche gegeben.

In Abhängigkeit von der vorhandenen Steindruckfestigkeit und der Mörtelgruppe kann für die vorhandene Güteklasse der Grundwert der zulässigen Druckspannung σ_0 aus Tabelle 14 der DIN 1053, Teil 1 entnommen werden.

Das vorhandene Quadermauerwerk aus Sandstein des Steinbruchs Lohmen (Pirna, Sachsen) entspricht den Anforderungen der Güteklasse N4 nach Tabelle 13 der DIN 1053. Für das 5%-Fraktil der vorhandene Steinfestigkeit gilt nach Abb. 64: $\beta_{D,St, 5\%} \geq 20 \text{ N/mm}^2$. Der historische Mörtel wird in die Mörtelgruppe I eingeordnet. Aus Tabelle 14 der DIN 1053 ergibt sich somit der Betrag des Grundwertes der zulässigen Druckspannung mit $\sigma_0 = 1,2 \text{ N/mm}^2$. Für exzentrische Beanspruchung darf nach DIN 1053, Teil 1, Abschnitt 7.9.1 die Kantenpressung den 1,33-fachen Wert der Rechenfestigkeit β_R nicht überschreiten.

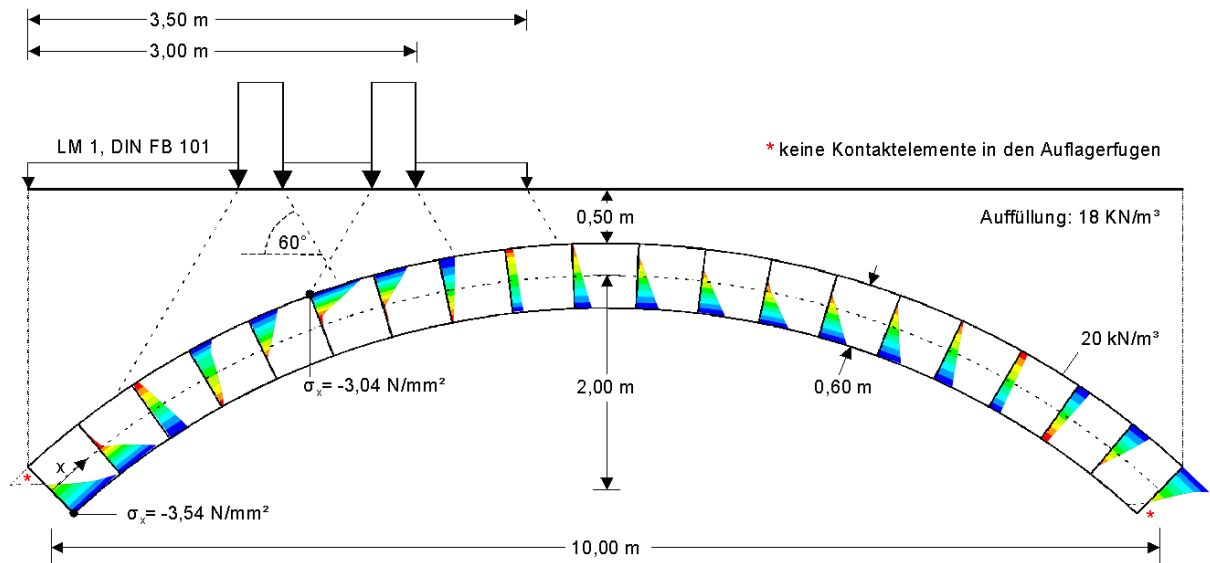


Abb. 67: Verteilungen der in Bogenlängsrichtung wirkenden Druckspannungen

Für den Nachweis der Tragfähigkeit bei exzentrischer Druckbeanspruchung ergibt sich im maßgebenden Schnitt:

$$\begin{aligned}
 \text{Gl. 27} \quad \beta_R &= 2,67 \cdot \sigma_0 \\
 \beta_R &= 2,67 \cdot 1,2 = 3,20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Druck}) \\
 \text{Gl. 28} \quad 1,33 \cdot \beta_R / \gamma &\geq \sigma_0 \quad \text{mit } \gamma = 2,00 \\
 \underline{2,13 \text{ N/mm}^2} &< \underline{3,54 \text{ N/mm}^2} \quad \text{Nachweis nicht erfüllt !}
 \end{aligned}$$

Die Tragfähigkeit der Standardbrücke aus Abb. 36 kann mit dem in der Praxis geläufigen Verfahren der DIN 1053 nicht nachgewiesen werden. Die Nachweise zur Begrenzung der zulässigen Randstauung und der Normalkraftausmitte erübrigen sich. Das Tragwerk müsste kostenintensiv ertüchtigt (z.B. durch hydraulisch gebundene Auffüllungen etc.), die Verkehrslast begrenzt oder die Brücke abgerissen werden. Dies ist mit dem neu entwickelten Nachweisverfahren aus Abschnitt 10.1 unter Umständen zu vermeiden.

10.3.2 Seilpolygonverfahren

Zum Vergleich wird im Anhang dieser Arbeit [Abb. 70ff.] die Stützlinie für die ungünstigste Laststellung des LM 1 mit der herkömmlichen Seilpolygonmethode entwickelt. Erst im dritten Versuch gelingt es durch eine geschickte Anordnung der Gelenke, die Stützlinienlage komplett innerhalb des Querschnitts zu gewährleisten. Im Gegensatz zu den Ergebnissen im Abschnitt 10.2 ist eine Begrenzung der bezogenen Ausmitte für die Druckresultierende auf $m \leq 2,5$ nach dem UIC-Kodex 778-3 [35] nicht möglich. Der Nachweis wird nicht erfüllt.

10.3.3 Diskontinuumsmodell ohne Mörtelfuge

Es folgt ein Modellvergleich ohne und mit Mörtelfuge auf der Basis der Brückentragfähigkeit.

Die Berechnung mit dem in dieser Arbeit angewendeten Modell ohne Mörtelfuge erfordert wenig Rechenleistung. In diesem Fall wird die Last des LM 1 in der ungünstigsten Stellung bis zum Versagen linear gesteigert. Dies ermöglicht, im Gegensatz zum bisher angewendeten Ausnutzungsgrad des Querschnitts nach Gl. 18, eine praktisch handhabbare Traglasteinschätzung für Gewölbebrücken. Als Vergleichsgrundlage dient die durch Interpolation aus den Bruchkurven in [31] gewonnene Bemessungstraglastkurve in Abb. 68, welche das Sicherheitskonzept bereits beinhaltet. Schneidet der Spannungspfad des meistbeanspruchten Bogenschnittes diese Kurve, so ist die Traglast der Brücke erreicht.

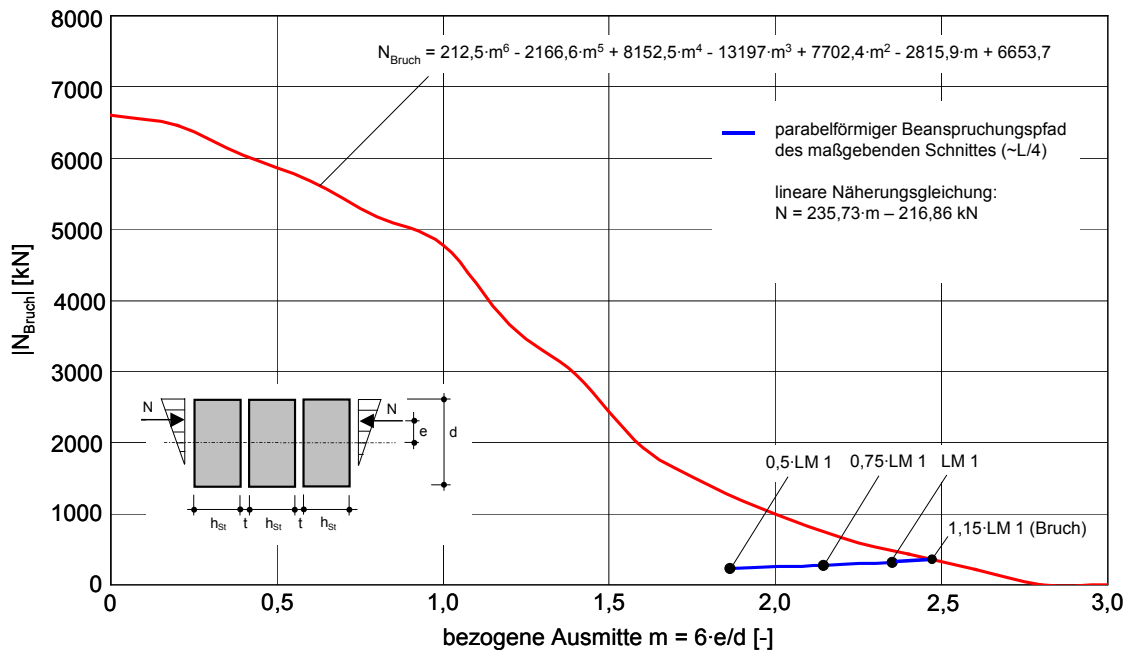


Abb. 68: Bemessungstraglastkurve für $d / h_{St} = 600 / 500 \text{ mm}$, $t = 15 \text{ mm}$, $\beta_{D,St,d} = 20 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{Z,St,d} / \beta_{D,St,d} = 0.075$, $\beta_{D,Mö} = 2 \text{ N/mm}^2$, $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$, $E_{Mö} = 1250 \text{ N/mm}^2$, $\mu_{St/Mö} = 0.2$; Beanspruchungspfad des maßgebenden Schnittes der untersuchten Gewölbebrücke

Aus diesem Verfahren geht die folgende Brückentragfähigkeit hervor:

Lastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101:

vorh. Radlast: 120 kN

max. Radlast: 138 kN

vorh. Flächenlast: 9 kN/m²

max. Flächenlast: 10 kN/m²

Es ist ersichtlich, dass die Normbeanspruchung aus dem Lastmodell 1 bis zum Versagen noch um rechnerisch 15 % gesteigert werden kann. Die Tragfähigkeit der in der Steinhöhe veränderten Standardbrücke beträgt demnach mit dem in Abschnitt 10.1 vorgestellten Sicherheitskonzept:

$$Q_{\max} = 1,15 \cdot LM 1.$$

Die maximale Ausmitte von $m = 2,5$ nach dem UIC-Kodex 778-3 [35] wird bei Verwendung der höheren Steine an der Standardbrücke nicht erreicht. Das Mauerwerk versagt unter Q_{\max} bereits bei $m = 2,44$. Das Gebrauchstauglichkeitskriterium ist somit nicht bestimmend für die maximal mögliche Verkehrsbelastung auf der Gewölbebrücke.

10.3.4 Diskontinuumsmodell mit Mörtelfuge

Abschließend wird ein Nachweis mit dem am Beginn der vorliegenden Arbeit vorgestellten, numerisch sehr aufwendigen Modell unter Berücksichtigung von generierten Mörtelfugen durchgeführt. Die Modellierung des Mauerwerks erfolgt exakt nach den Ausführungen von PURTAK [36].

Die verwendeten Mörtelfugen besitzen in Anlehnung an Abschnitt 9.1.2 eine Dicke von 15 mm, einen Elastizitätsmodul von 1250 N/mm² und eine einachsige Druckfestigkeit von 2,0 N/mm². Für den Mörtel wird aufgrund seiner elastisch-idealplastischen Verhaltensweise eine Fließfunktion nach DRUCKER-PRAGER [31] implementiert. Das Materialmodell der Steine ist von einem linear elastischen Verhalten mit einem Elastizitätsmodul von 15000 N/mm² [Abschnitt 9.1.2] geprägt. Zur Berücksichtigung der spröden Steineigenschaften wird eine Bruchfunktion nach MOHR-COULOMB [31] in das Modell eingebaut. Die implementierte einachsige Druck- und Zugfestigkeit der Steine richtet sich nach dem in Abschnitt 10.1 erläuterten Sicherheitskonzept.

Der Querkrafteinfluss geht, im Gegensatz zu den Berechnungen im Abschnitt 10.2, automatisch in das Bruchkriterium ein. Grundlage ist hierbei die im Abschnitt 10.2 gefundene maßgebende Laststellung des Lastmodells 1 aus dem DIN Fachbericht 101. Wird die Verkehrslast in Schritten von 2 KN gesteigert, so ist für die Bestimmung der Bruchlast an der Standardbrücke, selbst mit der durch die größeren Steinhöhen reduzierten Anzahl von Kontaktelementen, eine Rechenzeit von 12 Stunden nötig. Hierbei kommt aktuelle Rechentechnik zum Einsatz.

Die Nachweisführung ist in Abb. 69 dargestellt. Als Ausgangsparameter hierfür dienen die 5%-Fraktilwerte der einaxialen Steindruck- und Steinzugfestigkeit des Steinbruchs Lohmen (Pirna, Sachsen), die jeweils mit einem Sicherheitsbeiwert von $\gamma_i = 2,00$ abgemindert werden [Abb. 64]. Es ergeben sich für die Bemessung: $\beta_{D,St,d} = 20 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_{Z,St,d} = 1,5 \text{ N/mm}^2$.

Aus diesem Verfahren geht die folgende Brückentragfähigkeit hervor:

Lastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101:

vorh. Radlast: 120 kN

max. Radlast: 167 kN

vorh. Flächenlast: 9 kN/m²

max. Flächenlast: 12,5 kN/m²

Mit diesem aufwendigen Rechenmodell beträgt die Tragfähigkeit der Standardbrücke:

$$Q_{\max} = 1,39 \cdot \text{LM 1.}$$

Mit diesem in Abb. 69 dargestellten Verfahren ist die größte Verkehrslaststeigerung bis zum Versagen möglich. Allerdings ist das Kriterium $m \leq 2,5$ nach dem UIC-Kodex 778-3 [35] nur bis zu einer Verkehrslaststeigerung von:

$$Q_{\max} = 1,25 \cdot \text{LM 1}$$

eingehalten. In diesem Fall stellt die Gebrauchstauglichkeit das begrenzende Kriterium dar.

Das Ergebnis, welches mit dem Diskontinuumsmodell ohne Mörtelfuge und der zugehörigen Bemessungstraglastkurve gefunden wird, liegt gegenüber dem realitätsnahen Modell mit modelliertem Lagerfugenmörtel auf der sicheren Seite. Somit kann die Nachweisführung am entkoppelten Modell entsprechend der eingangs dargestellten Abb. 5 erfolgen, um Rechenzeit zu sparen.

Es zeigt sich, dass mit den erarbeiteten Rechenmodellen und Nachweiskonzepten Möglichkeiten zur Verfügung stehen, die zum Erhalt vieler wertvoller Gewölbebrücken auch unter dem aktuellen Verkehrslastniveau beitragen.

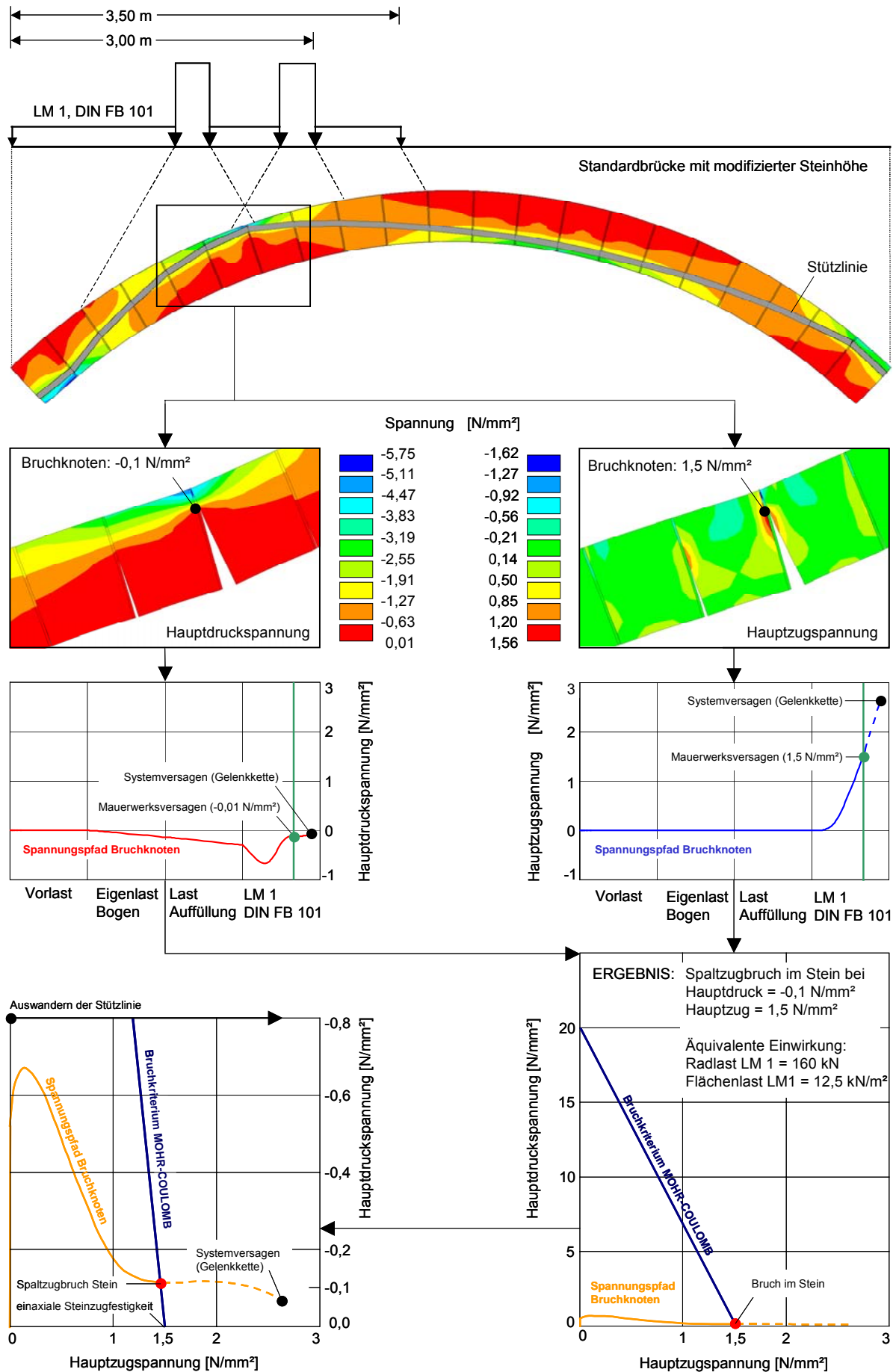


Abb. 69: Nachweisführung durch Modell mit Mörtelfuge

11 Zusammenfassung und offene Probleme

Die vorliegende wissenschaftliche Arbeit ist ein Beitrag zur Erhaltung von historisch bedeutsamen Gewölbebrücken. Hierzu steht nach Abschluss dieser Diplomarbeit ein weiterentwickeltes Rechenmodell auf Grundlage der Programmiersprache APDL [30] zur Verfügung, welches den Grundstein für eine marktfähige Software bilden kann. Nach umfangreichen Parameterstudien wird ein Nachweiskonzept formuliert und angewendet, welches auf die speziellen Eigenarten von Gewölbebrücken zugeschnitten ist.

Nach einem Einblick in das Tragverhalten von Gewölbekonstruktionen, insbesondere zur Entwicklung der Kantungs- und der Stützlinientheorie, werden verschiedene Modellierungsvarianten für Gewölbe vorgestellt und diskutiert. Für die Brückenmodellierung steht ein ebenes Berechnungsmodell aus dem Büro TRAGWERK INGENIEURE [41] auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode zu Verfügung, welches das Tragverhalten von Brückenbögen aus Mauerwerk realitätsnah erfasst. Durch die Verwendung von Kontaktelementen wird das Klaffen der Mauerwerksfugen unter exzentrisch im Querschnitt angreifender Normalkraft ermöglicht, ohne dass für die Modellgenerierung die Implementierung einer Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge notwendig ist. Den Schwerpunkt der für die Diplomarbeit notwendigen Weiterentwicklung des Programmiercodes bildet die Verkehrslastgenerierung, wobei die Lastverteilung in der Auffüllung unter Anwendung eines Kugelmodells geschieht. Für die in der Praxis häufig auftretenden Probleme bei der Auffüllungsgenerierung mittels finiten Scheiben- oder Volumenelementen steht nach Abschluss dieser Arbeit ein Lösungsvorschlag bereit.

Anschließend umfangreich durchgeführte Parameterstudien dienen zur Klärung der Einflüsse von maßgebenden Normlasten auf die Tragfähigkeit von Brückenbögen aus Quadermauerwerk. Die Grundlage hierfür bildet eine Standardbrücke, die das Ergebnis einer statistischen Erfassung ist. Als Normlast werden das Lastmodell 1 und die Temperaturbeanspruchung aus dem DIN Fachbericht 101 gewählt. Anhand der Standardbrücke ist die Variation von Geometrieparametern möglich. Zusätzlich sind Auflagerverschiebungen Gegenstand der Betrachtungen.

Nach Kenntnis wesentlicher Zusammenhänge und Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken ist es möglich, ein spezielles Nachweiskonzept für Brückenbögen aus quaderförmigen Natursteinmauerwerk zu entwickeln und beispielhaft anzuwenden. Der Nachweis stützt sich auf Bemessungstraglastkurven, welche aus den abgeminderten 5%-Fraktilwerten für die Steindruck- und Steinzugfestigkeit durch Interpolation gewonnen werden. Die Beanspruchung erfolgt auf charakteristischem Lastniveau. Die Vorteilhaftigkeit des entwickelten Verfahrens zeigt sich bei hochbeanspruchten Brückenbögen aus Mauerwerk in den durchgeführten Vergleichsrechnungen. Darin ist der Nachweis einer Gewölbebrücke unter dem heutigen Lastniveau möglich, deren Tragfähigkeit nach der aktuellen DIN 1053 nicht gewährleistet ist.

Raum für zukünftige Forschungstätigkeiten verbleibt im Zusammenhang mit dem Querkrafteinfluss auf die Tragfähigkeit von Brückenbögen aus Mauerwerk. Einen Ansatz hierfür bietet der in dieser Arbeit vorgestellte, sehr rechenaufwendige Modellbogen mit Kontaktelementen in konkret ausgeformten Mörtelfugen, in dessen Traglast das Querkraftproblem bereits automatisch Berücksichtigung findet. Leider ermöglicht der derzeitige Stand der Rechentechnik noch keine brauchbare Anwendung von Kontaktproblemen in räumlichen Modellen.

Im einzelnen sind folgende Ergebnisse zu nennen:

- Am vorteilhaftesten ist die Modellbildung des Brückenbogens aus Mauerwerk als Diskontinuum mit Kontaktelementen.
- Die Abbildung der Auffüllung durch Scheiben- oder Volumenelemente ist problematisch. Vorteilhafter ist die Generierung der Lasten als mathematische Funktionen direkt auf den Brückenbogen, wobei Einzellasten, in Anlehnung an das geotechnische Kugelmodell, als Gauß-Normalverteilungen aufgeprägt werden.
- Der Elastizitätsmodul des Sandsteins besitzt in dessen üblichem Streubereich weder einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks noch auf die Tragfähigkeit oder die Schnittgrößen des Brückenbogens.
- An den maßgebenden Schnitten ist die Empfindlichkeit der Zustandsgrößen auf abweichende Laststellungen am größten. Für Lastüberfahrten ist es deshalb von Vorteil, möglichst geringe Schrittweiten anzustreben.
- Ein steiler Lastverteilungswinkel der Auffüllung reduziert die Tragsicherheit von Gewölbebrücken maßgeblich.
- Symmetrische Lastanteile vergrößern die Vorspannung am Querschnitt und somit die Tragheit der Stützlinie bezüglich ihrer Exzentrizität im Querschnitt. Deshalb haben diese bei asymmetrisch belasteten Brückenbögen stabilisierende Wirkung.
- Große Höhen und Wichten der Auffüllung erhöhen den Vorspanngrad und wirken sich auf die Stützlinienlage und Tragfähigkeit günstig aus.
- Schon leicht konische Bogengeometrien bringen wesentliche Tragfähigkeitsvorteile.
- Unter symmetrischen Lastzuständen existieren, in Abhängigkeit von deren Belastungsfunktion, optimale Bogengeometrien für die Stützlinienlage.

-
- Für die Tragfähigkeit überschütteter Bogenkonstruktionen aus Mauerwerk ist festzustellen, dass sich eine steile Geometrie bei asymmetrischen Lasten ungünstig auswirkt.
 - Die Querkraftausnutzung des Querschnitts reagiert sehr träge auf die Änderung des Stichhöhenverhältnisses.
 - Für die Bestimmung der Querkraftausnutzung im Querschnitt ist mit guter Näherung davon auszugehen, dass derjenige Schnitt bemessungsrelevant ist, an dem die größte Querkraft festgestellt wird.
 - Bei Querkraftnachweisen (Plattenschub) an Gewölbebrücke ist der Einfluss der Haftscherfestigkeit vernachlässigbar.
 - Schon kleinste Relativverschiebungen zwischen den Widerlagern reduzieren die Tragfähigkeit des Brückenbogens erheblich. Für den Sonderfall eines symmetrischen Lastzustandes sind Lokalisationen der Verdrehungen bei sehr großen Auflagerverschiebungen zu beobachten.
 - Der maßgebende Temperaturlastfall wird bei Abkühlung erreicht. Infolge zunehmender Ausmitte der Druckresultierenden im Querschnitt nimmt die Tragfähigkeit des Brückenbogens deutlich ab.
 - Für ungeschädigte Gewölbebrücken üblicher Geometrien aus Sandsteinmauerwerk ist in Stabilitätsversagen kein vorrangiges Nachweiskriterium. Nur bei sehr großen Auflagerverschiebungen kann ein Durchschlagen des Modellbogens infolge einer sich bildenden Gelenkkette für asymmetrische Stellungen des Lastmodells 1 [DIN FB 101] festgestellt werden.
 - Die Steindruck- sowie die Steinzugfestigkeit sind die einflussreichsten Materialkennwerte und die Steinbreite sowie die Steinhöhe die einflussreichsten Geometrieparameter auf die Bruchlast von Mauerwerk [31].
 - Der Einsatz von Lastfaktoren für die Erhöhung der Beanspruchungen zum Zwecke der Sicherheit ist bei Gewölbebrücken generell negativ zu beurteilen.
 - Es wird ein Tragfähigkeitsnachweis mit charakteristischem Lastniveau vorgeschlagen, welcher auf der Absicherung der 5%-Fraktile von Steindruck- und Steinzugfestigkeit beruht.

12 Quellenverzeichnis

- [1] HOCHSCHULE FÜR TECHNIK UND WIRTSCHAFT DRESDEN (FH), Friedrich-List-Platz 1, D-01069 Dresden, Fachbereich Bauingenieurwesen / Architektur, Lehrgebiet Baustofflehre und Bauchemie, www.bau.htw-dresden.de/beton/referenz/1604/01.htm
- [2] MANN, W.: Zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Natursteinen, Mauerwerk-Kalender 1983, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1983
- [3] KURRER, K.-E.: Geschichte der Baustatik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002
- [4] RICHTER D., HEINDEL, M.: Baufachkunde - Straßen und Tiefbau, 9. Auflage, B.G.Teubner Verlag, 2004
- [5] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 01), FGSV-Verlag, Berlin, 2001
- [6] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN: Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Entwässerung (RAS-Ew), FGSV-Verlag, Berlin, 1987
- [7] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN: Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), RAS-Ew-Ergänzung: Tabellen zur Bemessung von Entwässerungsrinnen und- mulden in befestigten Verkehrsflächen, FGSV-Verlag, Berlin, 1987
- [8] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN: Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Querschnitte, FGSV-Verlag, Berlin, 1996
- [9] TREIBENECKER, A.: Beitrag zur analytischen Erfassung der Aufbautenmitwirkung bei massiven Gewölbebrücken, Dissertation, Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“ Dresden, 1967
- [10] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1053: Mauerwerk, Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [11] TRAUTZ, M.: Zur Entwicklung von Form und Struktur historischer Gewölbe aus Sicht der Statik, Dissertation, Universität Stuttgart, Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen, Institut für Baustatik, 1998
- [12] WINKLER, E.: Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit, H. Dominicus, 1867

-
- [13] WINKLER, E.: Vortrag über die Berechnung der Bogenbrücken, Mitteilung des Architekten- und Ingenieurvereins Böhmen, 1868 u. 1869
- [14] MÖRSCH, E.: Statik der Gewölbe und Rahmen, K. Wittwer Verlag, Stuttgart, 1947
- [15] WINKLER, E.: Die Lage der Stützlinie im Gewölbe, In: Deutsche Bauzeitung, 13., 14. Jahrgang, 1879, 1880
- [16] TIMM, G.; GROßMANN, F.: Einwirkungen auf Brücken, In: BetonKalender 2004, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2004
- [17] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1055-7, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [18] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [19] JAGFELD, M.: Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebungen, Dissertation, Technische Universität München, Fakultät für Architektur, Shaker Verlag, Aachen, 2000
- [20] CASTIGLIANO, C.A.P.: Théorie de l'équilibre des système élastiques et ses applications, Turin, 1879
- [21] BERGANDER, H; JÄGER, W.: Ein Vorschlag zur Erfassung des nichtlinearen Verhaltens von Mauerwerk mit universellen Finite Elemente Methode – Programmsystemen, 4. FEM/CAD-Tagung Darmstadt, Erfahrungsaustausch und Technologietransfer im Bauwesen, Fortschrittsberichte VDI, Reihe 20, Nr. 214, VDI-Verlag
- [22] BERGANDER, H.: Mauerwerksberechnungen mit ANSYS® am Beispiel der Planung des Wiederaufbaus der Frauenkirche Dresden, 13. ANSYS® User's Meeting in Bad Wildungen, CAD-FEM GmbH, Grafing, 1995
- [23] ZIMMERMANN, T. Statische Untersuchungen über das Tragverhalten einer zweifeldrigen Straßenbrücke aus Sandsteingewölben, Diplomarbeit, Hochschule Zittau / Görlitz, 2000
- [24] BATHE, K.-J.: Finite-Elemente-Methode, 2.Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2002
- [25] MEHLHORN, G.: Der Ingenieurbau : Grundwissen, Rechnerorientierte Baumechanik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1995
- [26] ANSYS®, Inc.: Ansys® User's Manual, 201 Johnson Road, Houston, PA 15342-1300

-
- [27] MÜLLER, G. ; GROTH, C.: FEM für Praktiker – Die Methode der Finiten Elemente mit dem FE-Programm ANSYS®, Expert Verlag, Renningen-Malmsheim, 1997
- [28] Schmidt, H.-H.: Grundlagen der Geotechnik, 2.Auflage, B.G.Teubner Verlag, Stuttgart, 2001
- [29] HASER, H.; KASCHNER, R.: Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verlag für neue Wissenschaft, Bergisch Gladbach, 1994
- [30] ANSYS®, Inc.: Ansys Rev. 8.0, 201 Johnson Road, Houston, PA 15342-1300
- [31] HIRSCH, U.: Tragfähigkeitsuntersuchungen von Quadermauerwerk zur statischen Beurteilung von Gewölbebrücken, Diplomarbeit in Vorbereitung, Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, Fachbereich Bauingenieurwesen / Architektur
- [32] mb AEC Software GmbH, Europaallee 14, 67657 Kaiserslautern
- [33] BIERWIRTH, H.: Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk, Dissertation, Technische Universität München, 1994
- [34] BERNDT, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesene Strukturen aus Elbsandstein, In: Bautechnik 73, Heft 4, 1996
- [35] INTERNATIONALER EISENBAHNVERBAND: UIC-Kodex 778-3, Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton, 1995
- [36] PURTAK, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein, Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl für Tragwerksplanung, 2000
- [37] PÖSCHEL, G.; SABHA, A.; PURTAK, F; POPP, T.: Versuchsbericht zur Tragfähigkeit des Natursteinmauerwerks aus Elbe Sandstein unter ausmittiger Belastung – Experimentelle Untersuchung im Auftrag der DFG-SFB-315 Teilprojekt C2, Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl für Tragwerksplanung
- [38] BUSCH, P.: Probalistische Analyse und Bewertung der Tragsicherheit historischer Steinbogenbrücken, Dissertation, Technische Universität Dresden, Fachbereich des konstruktiven Ingenieurbaus, 1998
- [39] BUSCH, P.: Computerprogramm „Bogen“, Statische Berechnungen und Nachweisführung von Bogenbrücken, 1993

-
- [40] HÄRIG, S.; KLAUSEN D.; HOSCHEID, R.: Technologie der Baustoffe, 14. Auflage, C. F. Müller Verlag, Heidelberg, 2003
- [41] PURTAK, F.; GEIßLER, K.: Forschungsvorhaben „Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk - Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Gewölbebrücken“, 1. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben Nr. KU 0425001KAT2, Tragwerk Ingenieure, G-M-G Partnerschaft, Dresden, 2003
- [42] FRENZEL, M.: Untersuchung zur Quertragfähigkeit von Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk, Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Lehrstuhl Massivbau, 2004
- [43] SWIDA, W.: Statik der Gewölbe und Rahmen, Verlag C. F. Müller, Karlsruhe, 1954
- [44] FRANKEN, S.: Die Frauenkirche zu Dresden. Zur Entwicklung geeigneter Mörtel für den Wiederaufbau eines historischen Bauwerks. In: Sonderforschungsbereich 315, Jahrbuch 1993, S.93 ff.
- [45] Steinbrücken in Deutschland, Hrsg.: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf, 1999
- [46] Steinbrücken in Deutschland, Hrsg.: Der Bundesminister für Verkehr, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1988
- [47] SCHLEGEL, R.; WILL, J.: Berechnungen zur Tragfähigkeit der Göltzschtalbrücke, Dynardo GmbH, Weimar, 2002
- [48] SMOLTZYK, U.: Grundbau-Taschenbuch Teil 3, 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001, S. 73
- [49] BARTHEL, R.: Tragverhalten gemauerter Kreuzgewölbe, Dissertation, Aus Forschung und Lehre Heft 26, Institut für Tragkonstruktionen Universität Karlsruhe, 1993
- [50] PIETSCH, H.: Zur Frage der Beanspruchung aus Temperatur in massiven Gewölbebrücken, Dissertation, Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“ Dresden, Fakultät für Verkehrswesen, 1961
- [51] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1055: Einwirkungen auf Tagwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln; Beuth Verlag, Berlin, 2001

-
- [52] JÄGER, W.: Mauerwerksberechnung nach dem neuen Sicherheitskonzept – Entwurf zur DIN 1053-100, In: Mauerwerksbau aktuell Praxishandbuch 2003, Bauwerk Verlag, Berlin, 2003
- [53] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1053: Mauerwerk, Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [54] MINISTERIUM FÜR VERKEHRSWESEN, HAUPTVERWALTUNG DER BAHNANLAGEN DER DEUTSCHEN REICHSBAHN: Vorläufige Richtlinie für die Nachrechnung von Gewölbebrücken, 1967
- [55] CURBACH, M.; PROSKE, D.: Abschätzung des Verteilungstyps der Mauerwerksdruckfestigkeit bei Sandsteinmauerwerk, Wissenschaftliche Schrift, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen
- [56] PAPULA, L.: Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler Band 3, 4. Auflage, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig / Wiesbaden, 2001
- [57] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1075, Beuth Verlag, Berlin, 1981
- [58] MILDNER, K.: Erkenntnisse bei Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Gewölbebrücken. In: Tagungsband zum 11. Dresdner Brückenbausymposium, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2001

13 Eidesstattliche Erklärung

Hierdurch erkläre ich, dass ich die von mir am heutigen Tag eingereichte Diplomarbeit selbstständig verfasst und ausschließlich die angegebenen Hilfsmittel benutzt habe.

Dresden, den

Unterschrift:

14 Anhang

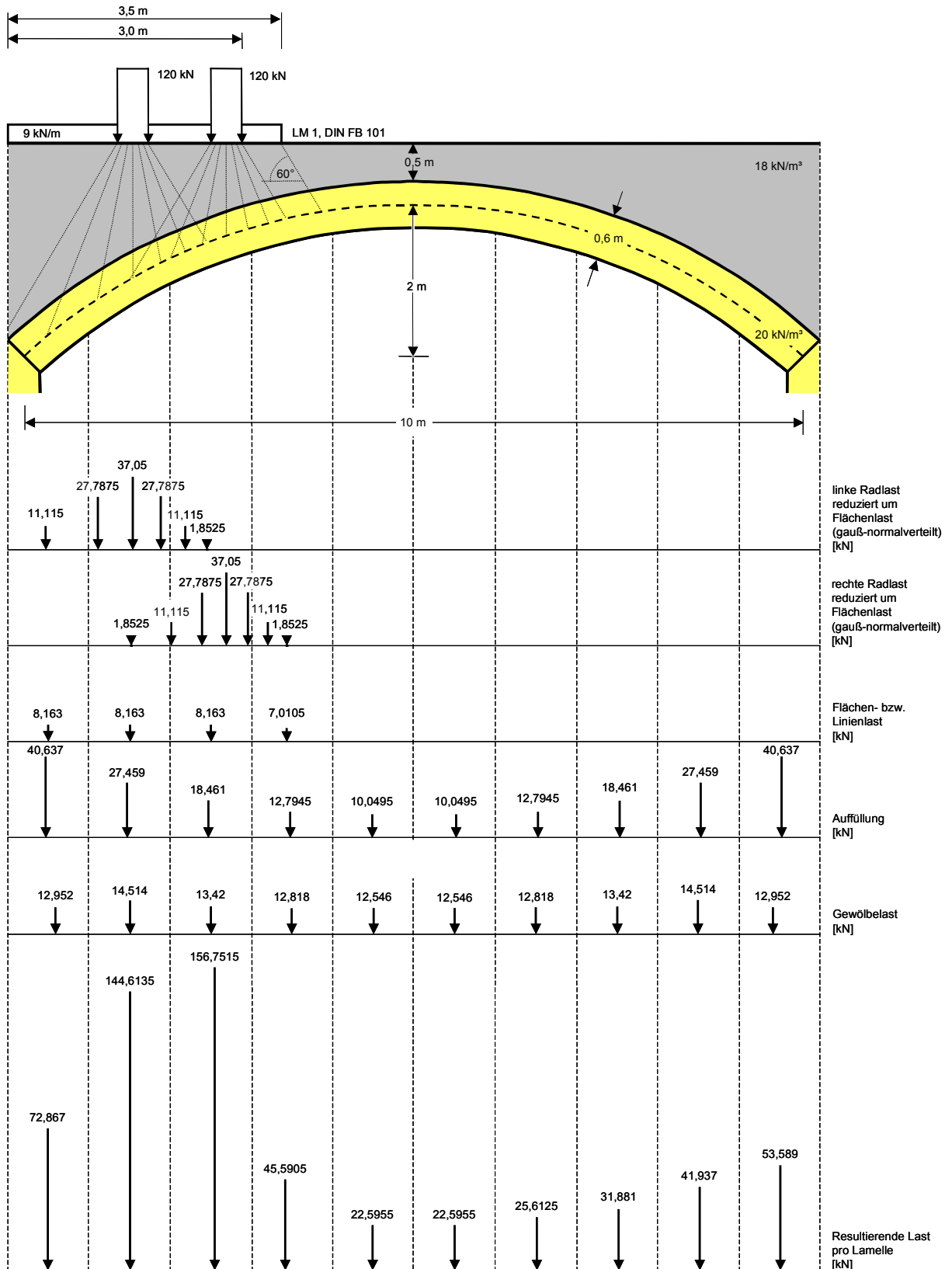


Abb. 70: Lastplan für Seilpolygonmethode zur Bestimmung der Stützlinie für die ungünstigste Laststellung des Lastmodells 1 (DIN Fachbericht 101) an der Standardbrücke [Abb. 36]

M.1:75 / 1 cm = 30 kN

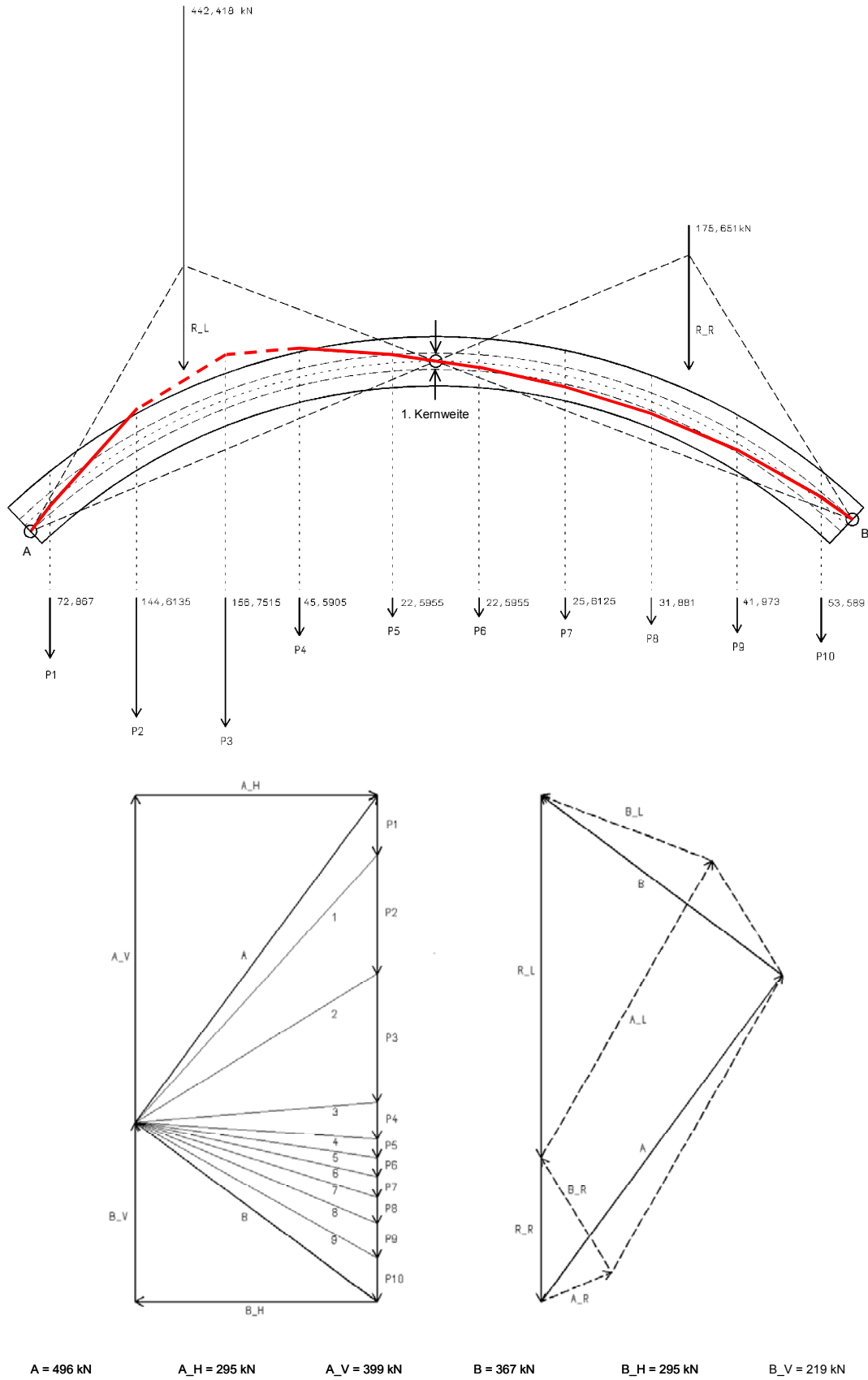


Abb. 71: Seilpolygon für ungünstigste Laststellung LM 1 auf Standardbrücke [Abb. 36], Variante 1
 M.1:75 / 1 cm = 75 kN

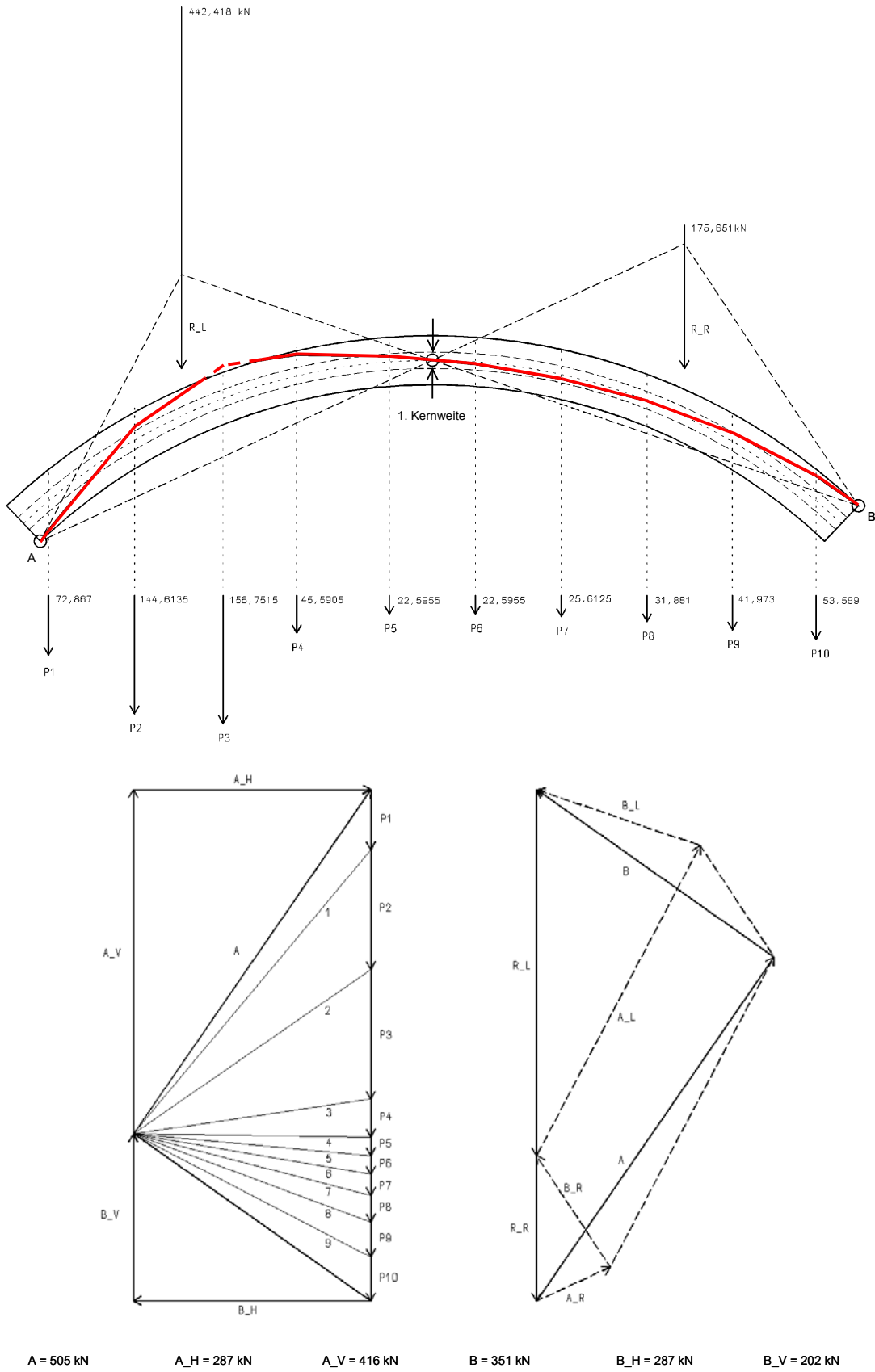


Abb. 72: Seilpolygon für ungünstigste Laststellung LM 1 auf Standardbrücke [Abb. 36], Variante 2
 M.1:75 / 1 cm = 75 kN

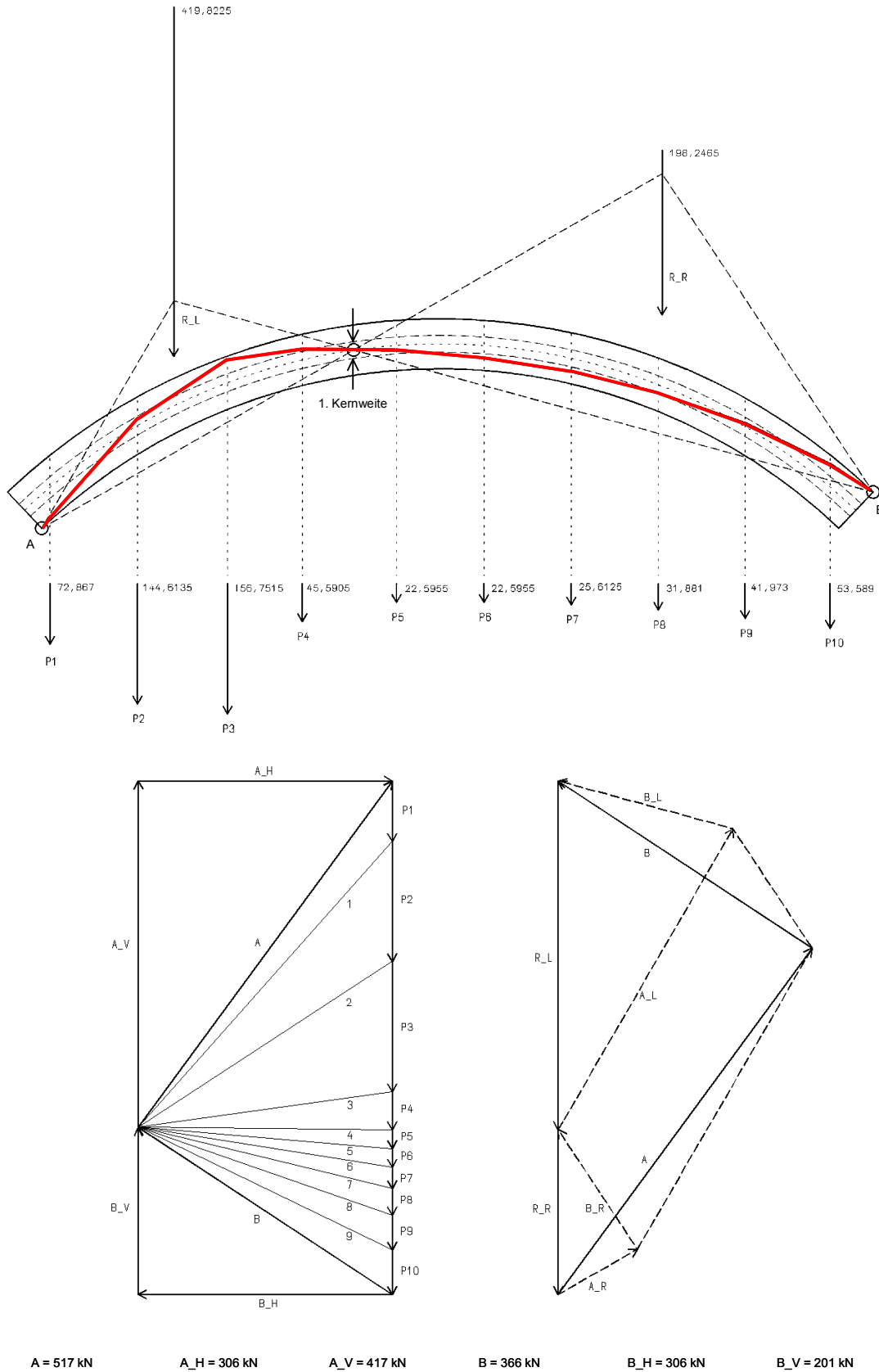


Abb. 73: Seilpolygon für ungünstigste Laststellung LM 1 auf Standardbrücke [Abb. 36], Variante 3

M.1:75 / 1 cm = 75 kN

Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk - statistische Erfassung

Forschungsvorhaben Nr. KU 0425001 gefördert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie

Ort/Strecke Baujahr

Brückename Seite 1 / Bauzustandsnote

PLZ

Brücke Straße Eisenbahn Fussweg

im Zuge von Brückenklasse Bemessungslastenzug Belastbarkeitswert β

Handskizze mit Zuordnung der Fotos

1 Ansicht gesamt

2 Bogen

3 Fahrspur

4 Untersicht Bogen

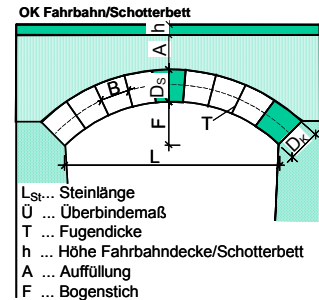
5 Pfeiler/ Kämpfer

6

7

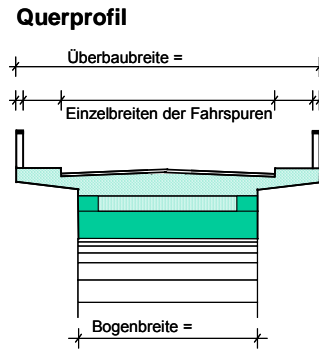
Tab. 1 Geometrie

Bogen	L	F	A	h	Form	d _s	d _k	B	L _{St}	Ü	Material	T
Nr.	[m]	[m]	[m]	[m]	Kreis, Korb Parabel	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Nr. aus Tab.2	[cm]
1												
2												
3												
4												
5												



Tab. 2 Materialbestimmung

Nr.	Bezeichnung	Festigkeiten [N/mm ²]				E-modul [N/mm ²]
		Druck		Spaltzug		
		5%-Fraktil	Mittelwert	5%-Fraktil	Mittelwert	
Bogen	1					
	2					
	Mörtel					
Auffüllung 1						
Auffüllung 2						



Bemerkungen

Statische Berechnung vorhanden
 Materialgutachten vorhanden
 Bestandszeichnungen vorhanden
 Umbau / Instandsetzungen (Jahr)
 Sanierung nach 1990

Bemerkungen:

Bearbeiter

Firma
 Vorname
 Name
 Straße
 PLZ
 Ort
 E-mail

Durchführung des Forschungsvorhabens:

Trag Werk Ingenieure
 Döking+Purtak Partnerschaft
 Goetheallee 23
 01309 Dresden
 Tel. 0351/ 433 08 50
 info@tragwerk-dresden.de

G-M-G Partnerschaft
 Graße – Müller – Geißler
 George-Bähr-Straße 10
 01069 Dresden
 Tel. 0351/ 876570
 info@gmg-dresden.de

Alle Informationen werden ausschließlich für die Bearbeitung des Forschungsvorhabens genutzt. Bitte senden Sie das Formblatt an:

FAX 0351/ 433 08 55

Abb. 74: Statistischer Erfassungsbogen

Angaben zur Brücke				Angaben zum Brückengewölbe										
Brückenname	Baujahr überführt	Brücken- klasse	Überbau- breite	Bogen- form	Bogenmaterial	B	L	F	h _A	d _S	d _K	h _{St}	F/L	d _K /d _S
						[m]	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]
Weiße-Elster-Brücke Plauen	13.Jhdr. Fußweg	unbek.	7,25	Kreis Kreis	Schiefer Kalk	7,3	8,5	3,0	100,0	55,0	55,0	15,0	0,4	1,0
						7,3	8,0	2,3	100,0	45,0	45,0	15,0	0,3	1,0
Weiße-Elster-Brücke Kürbitz	13.Jhdr. Strasse	12	7,50	Kreis Kreis	Kalk Schiefer	5,1	6,5	1,8	115,0	50,0	50,0	10,0	0,3	1,0
						5,1	6,8	2,5	115,0	70,0	70,0	20,0	0,4	1,0
						5,1	7,1	2,5	115,0	73,0	73,0	20,0	0,4	1,0
						5,1	7,3	2,8	115,0	60,0	60,0	15,0	0,4	1,0
Freiberger-Mulde-Brücke Freiberg	1550/76 Strasse	unbek.	7,80	Spitz	Gneis	6,7	13,8	9,9	135,0	110,0	110,0	k.A.	0,7	1,0
Freiberger-Mulde-Brücke Halsbrücke	1570 Sreasse	12	5,05	Kreis Kreis	Gneis Gneis	5,1	10,6	4,3	50,0	60,0	60,0	7,0	0,4	1,0
						5,1	11,6	4,3	50,0	60,0	60,0	7,0	0,4	1,0
Spreerbrücke Bautzen	1595 Strasse	30	6,75	Kreis Kreis	Granit Granit	5,1	9,2	3,2	45,0	60,0	65,0	30,0	0,3	1,1
						5,1	8,9	3,2	45,0	60,0	65,0	30,0	0,4	1,1
Freiberger-Mulde-Brücke Nossen	1715/17 Strasse	60/30	9,60	Kreis	Sandstein	5,5	10,8	3,0	60,0	50,0	50,0	80,0	0,3	1,0
Wesenitzbrücke Stolpen	1743 Strasse	30	4,10	Korb	Sandstein	3,8	7,0	2,3	45,0	30,0	30,0	25,0	0,3	1,0
Dorfbachbrücke Sohland	1796 Fußweg	unbek.	2,25	Parabel	Granodiorit	2,3	10,3	2,4	5,0	60,0	60,0	30,0	0,2	1,0
Kleinrückerswalder Talbrücke Annaberg-Buchholz	1829/31 Strasse	60/30	9,85	Halbkreis	Gneis	8,0	6,3	5,2	k.A.	70,0	70,0	k.A.	0,8	1,0
Zwickauer-Mulde-Brücke Wechselburg	1844/46 Strasse	30/30	8,25	Kreis Kreis	Porphyrtuff Porphyrtuff	5,1	11,4	2,5	65,0	72,0	72,0	55,0	0,2	1,0
						5,1	13,8	2,9	65,0	72,0	72,0	55,0	0,2	1,0
Bielabrücke Königstein	1867 Strasse	60/30	9,55	Kreis Kreis	Sandstein Sandstein	8,4	2,6	1,1	48,0	26,0	26,0	30,0	0,4	1,0
						8,4	9,5	1,8	48,0	52,0	52,0	50,0	0,2	1,0
Freiberger-Mulde-Brücke Döbeln	1870/71 Strasse	30/30	10	Kreis Kreis	Sandstein Granit	9,0	10,9	1,0	37,0	52,0	52,0	58,0	0,1	1,0
						9,0	20,1	1,9	53,0	100,0	100,0	58,0	0,1	1,0
Elbebrücke Pirna Pirna	1872/75 Str. / Bahn	60/30	21,75	Kreis	Sandstein	16,0	30,0	5,9	65,0	125,0	150,0	50,0	0,2	1,2
Muldebrücke Großbothen-Kössern	1887/88 Strasse	60/30	9,50	Korb	Quarzporphyr	k.A.	22,5	5,4	60,0	75,0	120,0	20,0	0,2	1,6
Freiberger-Mulde-Brücke Leisnig	1888/89 Strasse	60/30	6,60	Korb	Quarzporphyr	5,8	21,0	5,3	66,0	94,0	94,0	32,0	0,3	1,0
Albertbrücke Dresden	1907/10 Strasse	30/30	18,5	Kreis Kreis	Sandstein Sandstein	17,5	14,2	2,2	125,0	85,0	100,0	52,0	0,2	1,2
						17,5	31,0	5,5	125,0	130,0	170,0	52,0	0,2	1,3
Spreetalbrücke Bautzen	1908/09 Strasse	60/30	15,60	Korb	Granit	10,8	27,0	6,7	160,0	90,0	170,0	40,0	0,2	1,9
						10,8	35,0	7,4	160,0	110,0	150,0	40,0	0,2	1,4
Zwickauer-Mulde-Brücke Kösern Penigbothen	1927/28 Strasse	60/30	13,00	Kreis	Granit	13,0	12,0	3,4	50,0	45,0	75,0	20,0	0,3	1,7
Zwickauer-Mulde-Brücke Rochlitz	1933 Strasse	60/30	11,10	Kreis Kreis Kreis	Granit Granit Granit	11,1	15,4	2,9	80,0	80,0	80,0	15,0	0,2	1,0
						11,1	20,0	4,0	80,0	70,0	70,0	15,0	0,2	1,0
						11,1	26,0	4,8	80,0	70,0	70,0	15,0	0,2	1,0
Grosse-Röder-Brücke Hermisdorf	1997 Strasse	3	3,45	Kreis	Granit	3,5	9,0	3,5	18,0	42,0	42,0	k.A.	0,4	1,0

Abb. 75: Ergebnis der statistische Erfassung von Gewölbebrücken, Teil 1

Angaben zur Brücke				Angaben zum Brückengewölbe										
Brückenname	Baujahr überführt	Brücken- klasse	Überbau- breite	Bogen- form	Bogenmaterial	B	L	F	h _A	d _S	d _K	h _{St}	F/L	d _K /d _S
						[m]	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]
Syratalbrücke Plauen	1905/05 Strasse	60/30	17	Korb	Schiefer	16,0	90,0	17,9	120,0	150,0	400,0	20,0	5,0	2,7
Diepmannsbach-Talbrücke Lennep	1938/54 Strasse	60/30	21,8	Kreis	Ziegel	21,0	21,5	11,5	110,0	70,0	70,0	30,0	5,0	1,0
Weisse-Elster- Talbrücke Pirk	1938/93 Strasse	60/30	29,5	Halbkreis	Granit	18,3	33,5	16,8	270,0	90,0	180,0	65,0	0,5	2,0
Klusbrücke Wahlritz	1588 Fußweg	4,18-5,56		Kreis	Sandstein	k.A.	7,1	2,4	110,0	45,0	45,0	k.A.	0,3	1,0
				Kreis	Sandstein		5,1	2,3	65,0	45,0	45,0		0,5	1,0
Brücke über den Mühlgraben Gröningen	1802 Str. / Fuß.	9,8		Kreis	Muschelkalk	k.A.	4,7	1,5	60,0	40,0	40,0	k.A.	0,3	1,0
				Kreis	Muschelkalk		4,7	1,5	60,0	40,0	40,0		0,3	1,0
				Kreis	Muschelkalk		4,7	1,5	60,0	40,0	40,0		0,3	1,0
Bodenbrücke Niemburg	1889 Strasse	9,35		Kreis	Sandstein	k.A.	20,0	3,1	42,0	80,0	80,0	k.A.	0,2	1,0
				Kreis	Sandstein		21,0	3,7	42,0	80,0	80,0		0,2	1,0
				Kreis	Sandstein		20,0	3,1	42,0	80,0	80,0		0,2	1,0
Bodenbrücke 2 Nienburg	1849 Str. / Fuß.	7,52		Kreis	Sandstein	k.A.	8,1	2,5	30,0	70,0	65,0	k.A.	0,3	0,9
				Kreis	Sandstein		8,1	2,5	30,0	70,0	65,0		0,3	0,9
				Kreis	Sandstein		8,1	2,5	30,0	70,0	65,0		0,3	0,9
Friederikenbrücke Wörlitz	1788 Str. / Fuß.	10,25		Kreis	Sandstein	k.A.	5,1	1,7	60,0	30,0	28,0	k.A.	0,3	0,9
Saalebrücke Roßbach	1866 Str. / Fuß.	8,5		Kreis	Buntsandstein	k.A.	11,9	2,0	k.A.	86,0	120,0	k.A.	0,2	1,4
				Kreis	Buntsandstein		11,9	2,0		86,0	120,0		0,2	1,4
				Kreis	Buntsandstein		11,9	2,0		86,0	120,0		0,2	1,4
				Kreis	Buntsandstein		11,9	2,0		86,0	120,0		0,2	1,4
				Kreis	Buntsandstein		11,9	2,0		86,0	120,0		0,2	1,4
Saalebrücke Bad Kösen	1900 Str. / Fuß.	6,3		Kreis	Kalkstein	k.A.	16,8	2,6	50,0	80,0	80,0	k.A.	0,2	1,0
				Kreis	Kalkstein		18,6	3,6	50,0	80,0	80,0		0,2	1,0
				Kreis	Kalkstein		17,0	3,5	50,0	80,0	80,0		0,2	1,0
Werrabrücke Ellingshausen - Rohr	1534 Strasse	4,91		Kreis	Kalkstein	k.A.	5,7	1,0	25,0	50,0	50,0	k.A.	0,2	1,0
				Kreis	Kalkstein		6,8	2,5	25,0	50,0	50,0		0,4	1,0
				Kreis	Kalkstein		10,6	3,5	25,0	50,0	50,0		0,3	1,0
				Kreis	Kalkstein		10,6	3,8	25,0	50,0	50,0		0,4	1,0
				Kreis	Kalkstein		7,2	3,5	25,0	50,0	50,0		0,5	1,0
Aumabrücke Weida	1754 Strasse	3,75		Kreis	Kulmschiefer	k.A.	4,9	1,5	35,0	63,0	125,0	k.A.	0,3	2,0
				Kreis	Kulmschiefer		4,9	1,5	35,0	63,0	125,0		0,3	2,0
Apfelstädtrücke Molsdorf	1751 Strasse	5,7		Kreis	Sandstein	k.A.	11,2	2,5	8,0	70,0	70,0	k.A.	0,2	1,0
				Kreis	Sandstein		5,2	1,5	10,0	70,0	70,0		0,3	1,0
Wolfbrücke Gera	< 1562 Strasse	16	4,27	Kreis	Sandstein	k.A.	4,0	0,2	120,0	35,0	35,0	k.A.	0,1	1,0
				Kreis	Sandstein		4,0	0,2	120,0	35,0	35,0		0,1	1,0
				Kreis	Sandstein		4,0	0,2	120,0	35,0	35,0		0,1	1,0
Walkstrombrücke Erfurt	1750 Str. / Fuß.	30	9,1	Kreis	Kalkstein	k.A.	7,0	1,7	83,3	40,0	80,0	k.A.	0,2	2,0
				Kreis	Kalkstein		6,5	1,7	86,0	40,0	80,0		0,3	2,0
Sternbrücke Weimar	1651 Str. / Fuß.	9	7,58	Kreis	Kalkstein	k.A.	13,5	6,0	15,0	50,0	130,0	k.A.	0,4	2,6
				Kreis	Kalkstein		13,7	6,0	85,0	70,0	130,0		0,4	1,9
				Kreis	Kalkstein		11,3	4,9	115,0	60,0	130,0		0,4	2,2
				Kreis	Kalkstein		5,4	2,2	215,0	50,0	50,0		0,4	1,0
Alte Unstruf-Brücke Roßleben	1805 Str. / Fuß.	60	9,2	Kreis	Sandstein	k.A.	4,4	0,7	60,0	45,0	45,0	k.A.	0,2	1,0
				Kreis	Sandstein		6,5	0,7	50,0	45,0	45,0		0,1	1,0
				Kreis	Sandstein		4,4	0,7	60,0	45,0	45,0		0,2	1,0

Abb. 76: Ergebnis der statistische Erfassung von Gewölberücken, Teil 2

Angaben zur Brücke				Angaben zum Brückengewölbe										
Brückenname	Baujahr überführt	Brücken- klasse	Überbau- breite	Bogen- form	Bogenmaterial	B	L	F	h _A	d _S	d _K	h _{St}	F/L	d _K /d _S
						[m]	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	1:w	[-]
Ulsterbrücke Geisa	1684 Str. / Fuß.	30	9,5	Kreis	Sandstein	k.A.	7,7	1,5	70,0	37,0	50,0	k.A.	0,2	1,4
					Sandstein		7,7	1,7	70,0	37,0	50,0		0,2	1,4
					Sandstein		7,6	1,6	70,0	37,0	50,0		0,2	1,4
					Sandstein		7,7	1,6	70,0	37,0	50,0		0,2	1,4
Ilmbrücke Oetters	1856 Strasse	60	4,5	Kreis	Sandstein	k.A.	5,6	2,0	50,0	80,0	80,0	k.A.	0,4	1,0
					Sandstein		9,1	2,9	30,0	80,0	80,0		0,3	1,0
					Sandstein		9,1	2,9	30,0	80,0	80,0		0,3	1,0
					Sandstein		5,6	2,0	50,0	80,0	80,0		0,4	1,0
Ilmbrücke Niederroßla	1724 Str. / Fuß.	60/30	9,5	Kreis	Kalkstein	k.A.	5,9	3,0	55,0	75,0	75,0	k.A.	0,5	1,0
					Kalkstein		6,7	3,2	55,0	75,0	75,0		0,5	1,0
					Kalkstein		6,9	3,2	55,0	75,0	75,0		0,5	1,0
					Kalkstein		6,9	3,2	55,0	75,0	75,0		0,5	1,0
					Kalkstein		4,6	1,5	55,0	75,0	75,0		0,3	1,0
Steinbrücke Heubisch	1819 Str. / Fuß.	3 t	5,55	Kreis	Sandstein	k.A.	4,6	1,7	16,0	42,0	42,0	k.A.	0,4	1,0
					Sandstein		5,8	2,1	17,0	44,0	44,0		0,4	1,0
					Sandstein		4,7	1,7	24,0	43,0	43,0		0,4	1,0
Bahnbrücke Nr. 6132	1909 Bahn				Sandstein	k.A.	4,7	2,4	270,0	50,0	50,0	k.A.	0,5	1,0
					Sandstein		5,2	2,6	200,0	50,0	50,0		0,5	1,0
					Kalkstein		6,3	3,1	111,0	40,0	40,0		0,5	1,0
					Kalkstein		7,6	3,8	k.A.	50,0	50,0		0,5	1,0
Bahnbrücke Nr. 6383	1884 Bahn				Sandstein	k.A.	5,0	1,7	k.A.	50,0	50,0	k.A.	0,3	1,0
					Sandstein		6,0	2,0		50,0	50,0		0,3	1,0
					Sandstein		11,0	3,6		80,0	120,0		0,3	1,5
					Sandstein		6,5	2,3		50,0	50,0		0,4	1,0
					Sandstein		8,6	2,7		60,0	90,0		0,3	1,5
					Sandstein		7,5	1,9		60,0	90,0		0,3	1,5
					Sandstein		7,5	1,9		60,0	90,0		0,3	1,5
					Sandstein		9,8	2,9		60,0	90,0	k.A.	0,3	1,5
Bahnbrücke Nr. 6340	1846 Bahn				Kalkstein	k.A.	4,3	2,2	k.A.	60,0	60,0	k.A.	0,5	1,0
					Kalkstein		8,2	3,9		65,0	65,0		0,5	1,0
					Kalkstein		7,6	3,7		65,0	65,0		0,5	1,0
					Kalkstein		2,9	1,5		40,0	40,0		0,5	1,0
					Kalkstein		9,4	4,7		68,0	68,0		0,5	1,0
					Kalkstein		2,5	1,3		60,0	60,0		0,5	1,0
					Kalkstein		7,5	1,3		70,0	70,0		0,2	1,0
					Kalkstein		6,8	1,3		65,0	65,0		0,2	1,0
				Kalkstein		9,3	4,6		63,0	63,0		0,5	1,0	
Max						21,0	90,0	17,9	270,0	150,0	400,0	80,0	5,0	2,7
Min						2,3	2,5	0,2	5,0	26,0	26,0	7,0	0,1	0,9
Mittelwert						8,9	10,9	3,1	71,7	63,4	75,7	32,6	0,4	1,2

Abb. 77: Ergebnis der statistische Erfassung von Gewölbebrücken, Teil 3

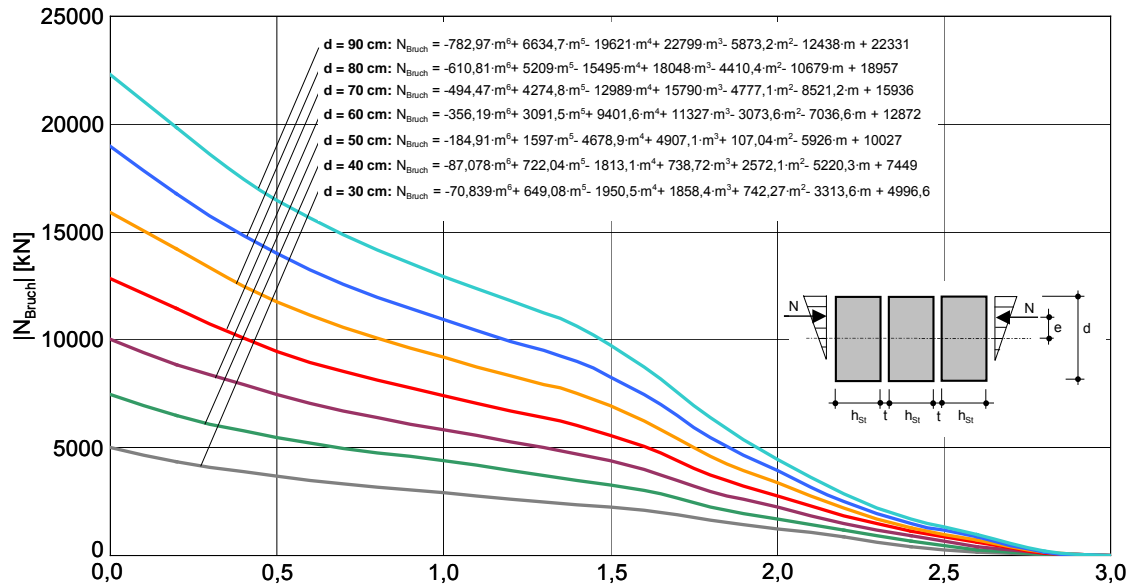


Abb. 78: Bruchkurven [31] für verschiedene Bogendicken mit: $d / h_{St} = 2$, $t = 15 \text{ mm}$, $\beta_{D,St} = 40 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{Z,St} / \beta_{D,St} = 0.07$, $\beta_{D,M\ddot{o}} = 2 \text{ N/mm}^2$, $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$, $E_{M\ddot{o}} = 1250 \text{ N/mm}^2$, $\mu_{St/M\ddot{o}} = 0.2$

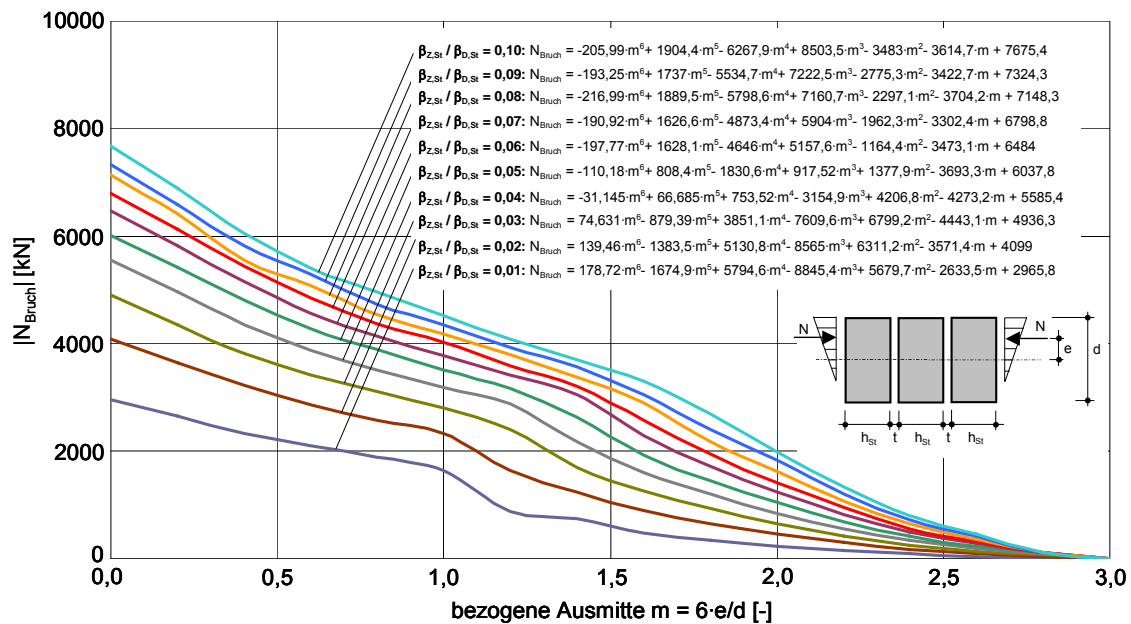
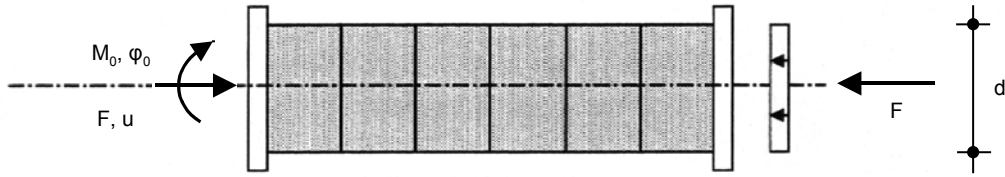
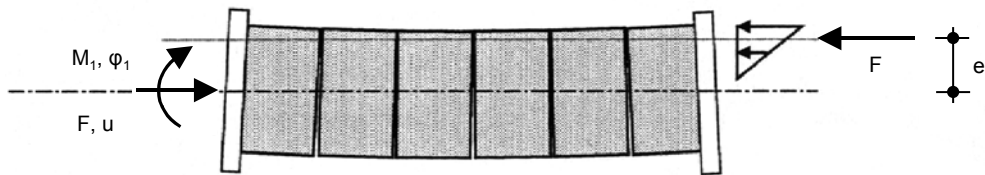


Abb. 79: Bruchkurven [31] für verschiedene Steinzugfestigkeiten $\beta_{Z,St}$ mit: $d = 600 \text{ mm}$, $h_{St} = 300 \text{ mm}$, $t = 15 \text{ mm}$, $\beta_{D,St} = 20 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{D,M\ddot{o}} = 2 \text{ N/mm}^2$, $E_{St} = 15000 \text{ N/mm}^2$, $E_{M\ddot{o}} = 1250 \text{ N/mm}^2$, $\mu_{St/M\ddot{o}} = 0.2$

a.) $F = \text{konst.}; M_0 = 0; \varphi_0 = 0$



b.) $M_1 = F \cdot e; \varphi_1$: Verdrehungen ergeben sich aus der elastischen Verformung



c.) $\varphi_2 \gg \varphi_1; M_2 \leq M_1$: Verdrehungen konzentrieren sich in der mittleren Fuge

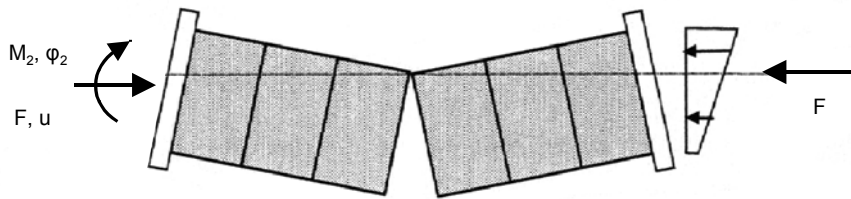
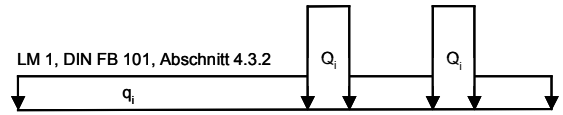
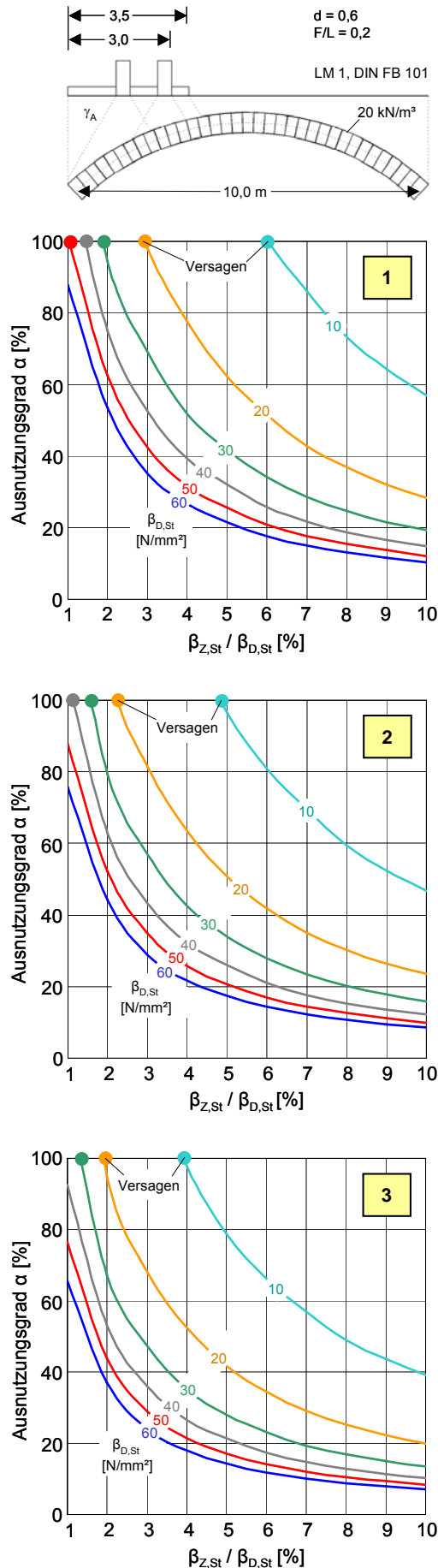


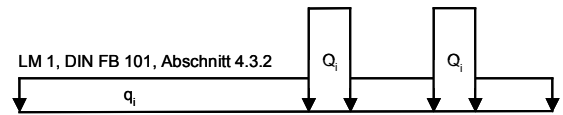
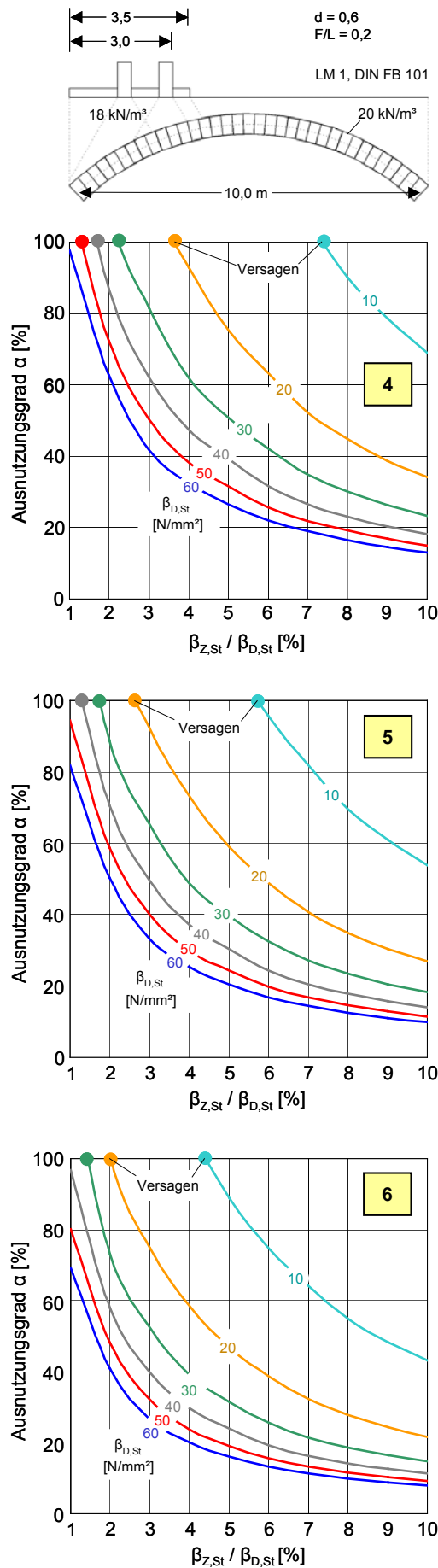
Abb. 80: Lokalisation der Verdrehungen – Gelenkbildung [19]



γ_A ... Wichte der Auffüllung
 RT ... Risstiefe in den Fugen
 N ... resultierende Normkraft im Querschnitt
 m ... bezogene Ausmitte der resultierenden Normkraft im Querschnitt

Nr.	1			2			3		
γ_A	22 kN/m ³			22 kN/m ³			22 kN/m ³		
Q_i	120 kN			110 kN			100 kN		
q_i	9,00 kN/m ²			8,25 kN/m ²			7,50 kN/m ²		
Schnitt	RT	N	m	RT	N	m	RT	N	m
	%	kN/m	-	%	kN/m	-	%	kN/m	-
1	38	-642	-1,75	37	-608	-1,74	36	-574	-1,71
2	45	-564	-1,90	43	-541	-1,85	41	-508	-1,82
3	17	-545	-1,35	16	-519	-1,32	13	-493	-1,27
4	0	-521	-0,74	0	-495	-0,73	0	-469	-0,71
5	0	-491	-0,17	0	-468	-0,18	0	-444	-0,16
6	0	-462	0,41	0	-440	0,40	0	-418	0,40
7	0	-431	1,00	0	-411	0,96	0	-391	0,94
8	27	-391	1,53	24	-374	1,48	22	-357	1,44
9	46	-374	1,92	43	-358	1,86	41	-342	1,81
10	61	-362	2,21	58	-346	2,15	55	-331	2,09
11	63	-339	2,26	60	-324	2,20	57	-309	2,14
12	42	-335	1,84	40	-320	1,80	38	-305	1,77
13	10	-334	1,21	10	-319	1,20	10	-304	1,20
14	0	-328	0,67	0	-313	0,68	0	-300	0,71
15	0	-326	0,15	0	-312	0,19	0	-298	0,24
16	0	-326	-0,31	0	-311	-0,25	0	-297	-0,18
17	0	-326	-0,71	0	-311	-0,64	0	-297	-0,56
18	1	-327	-1,02	0	-313	-0,93	0	-298	-0,85
19	14	-326	-1,29	8	-314	-1,17	3	-300	-1,05
20	25	-327	-1,49	19	-314	-1,38	14	-299	-1,27
21	32	-328	-1,65	27	-314	-1,54	21	-300	-1,41
22	36	-330	-1,73	32	-315	-1,64	25	-301	-1,50
23	38	-331	-1,76	33	-317	-1,66	27	-302	-1,54
24	36	-334	-1,72	32	-318	-1,64	26	-304	-1,51
25	32	-334	-1,65	27	-320	-1,55	22	-307	-1,43
26	25	-337	-1,49	20	-323	-1,40	16	-308	-1,32
27	15	-339	-1,30	12	-325	-1,23	7	-312	-1,14
28	2	-343	-1,05	0	-329	-1,00	0	-315	-0,94
29	0	-347	-0,77	0	-333	-0,74	0	-319	-0,70
30	0	-351	-0,44	0	-337	-0,44	0	-324	-0,42
31	0	-357	-0,08	0	-343	-0,11	0	-330	-0,12
32	0	-364	0,30	0	-350	0,25	0	-336	0,20
33	0	-372	0,70	0	-358	0,62	0	-344	0,54
34	5	-384	1,10	0	-370	0,97	0	-354	0,88
35	28	-396	1,56	20	-379	1,40	11	-366	1,23

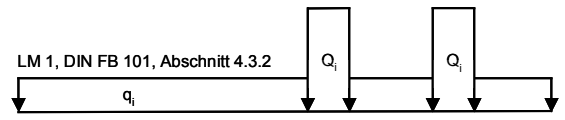
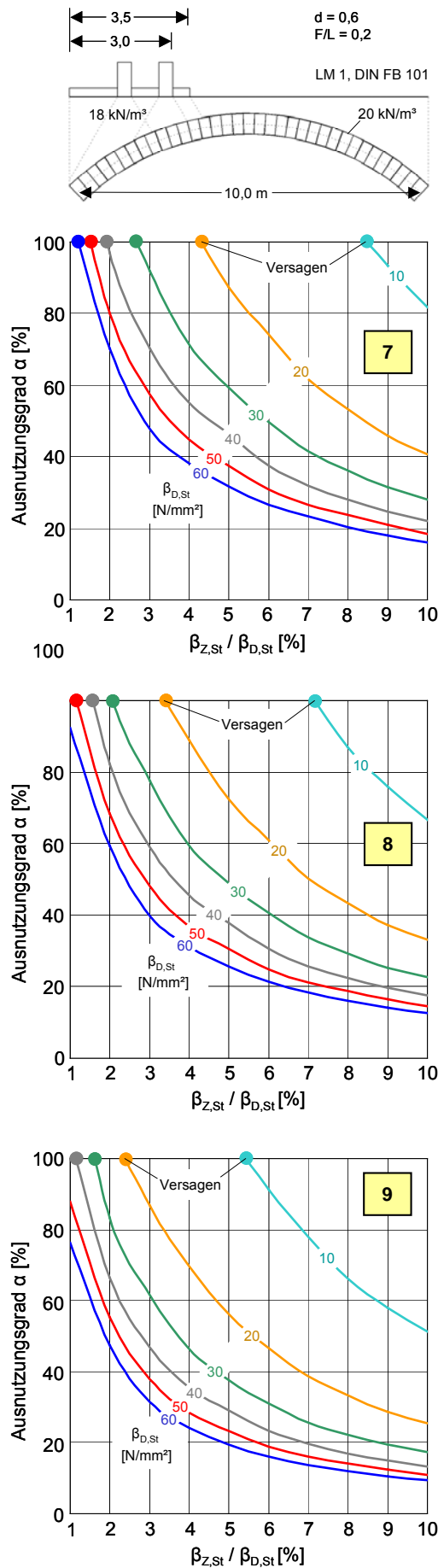
Abb. 81: Auswirkung der Intensität des LM 1, der Wichte und der Steinzug- / druckfestigkeit



γ_A ... Wichte der Auffüllung
 RT ... Risstiefe in den Fugen
 N ... resultierende Normalkraft im Querschnitt
 m ... bezogene Ausmitte der resultierenden Normalkraft im Querschnitt

Nr.	4			5			6		
γ_A	18 kN/m³			18 kN/m³			18 kN/m³		
Q_i	120 kN			110 kN			100 kN		
q_i	9,00 kN/m²			8,25 kN/m²			7,50 kN/m²		
Schnitt	RT	N	m	RT	N	m	RT	N	m
	%	kN/m	-	%	kN/m	-	%	kN/m	-
1	39	-613	-1,77	38	-579	-1,76	37	-545	-1,74
2	49	-530	-1,97	46	-507	-1,92	43	-484	-1,87
3	20	-517	-1,39	18	-491	-1,36	17	-465	-1,33
4	0	-497	-0,75	0	-471	-0,75	0	-445	-0,74
5	0	-468	-0,18	0	-445	-0,18	0	-421	-0,18
6	0	-441	0,43	0	-419	0,41	0	-396	0,39
7	2	-409	1,04	0	-390	1,00	0	-371	0,96
8	30	-371	1,60	27	-354	1,54	24	-338	1,48
9	50	-354	2,00	46	-339	1,93	43	-323	1,86
10	64	-345	2,29	61	-329	2,22	58	-312	2,16
11	68	-322	2,35	64	-307	2,28	60	-292	2,21
12	46	-320	1,91	43	-304	1,86	41	-288	1,82
13	12	-318	1,24	11	-303	1,22	11	-288	1,21
14	0	-311	0,68	0	-297	0,68	0	-283	0,69
15	0	-309	0,14	0	-295	0,16	0	-281	0,20
16	0	-308	-0,34	0	-295	-0,30	0	-281	-0,24
17	0	-309	-0,76	0	-295	-0,71	0	-281	-0,63
18	5	-309	-1,10	1	-296	-1,02	0	-282	-0,92
19	18	-310	-1,36	14	-295	-1,29	8	-283	-1,16
20	30	-310	-1,60	25	-296	-1,50	19	-283	-1,37
21	38	-311	-1,75	33	-297	-1,66	27	-283	-1,54
22	43	-312	-1,86	37	-299	-1,74	32	-284	-1,64
23	45	-313	-1,90	39	-300	-1,78	33	-286	-1,66
24	43	-314	-1,86	37	-302	-1,75	32	-287	-1,65
25	38	-317	-1,76	34	-303	-1,67	28	-289	-1,57
26	31	-318	-1,63	26	-305	-1,53	21	-291	-1,43
27	20	-322	-1,40	17	-307	-1,34	13	-293	-1,26
28	7	-324	-1,15	4	-311	-1,09	1	-297	-1,03
29	0	-327	-0,84	0	-314	-0,80	0	-300	-0,77
30	0	-331	-0,49	0	-318	-0,47	0	-304	-0,46
31	0	-336	-0,10	0	-323	-0,11	0	-309	-0,13
32	0	-342	0,32	0	-328	0,29	0	-315	0,23
33	0	-349	0,77	0	-335	0,70	0	-322	0,62
34	11	-360	1,23	6	-346	1,12	0	-332	0,99
35	38	-368	1,76	30	-356	1,60	22	-340	1,43

Abb. 82: Auswirkung der Intensität des LM 1, der Wichte und der Steinzug- / druckfestigkeit



γ_A ... Wichte der Auffüllung
 RT ... Risstiefe in den Fugen
 N ... resultierende Normkraft im Querschnitt
 m ... bezogene Ausmitte der resultierenden Normkraft im Querschnitt

Nr.	7			8			9		
γ_A	14 kN/m³			14 kN/m³			14 kN/m³		
Q_i	120 kN			110 kN			100 kN		
q_i	9 kN/m²			8,25 kN/m²			7,50 kN/m²		
Schnitt	RT	N	m	RT	N	m	RT	N	m
	%	kN/m	-	%	kN/m	-	%	kN/m	-
1	40	-586	-1,80	39	-550	-1,78	38	-516	-1,77
2	53	-496	-2,07	50	-473	-2,00	47	-450	-1,94
3	23	-492	-1,45	21	-464	-1,42	19	-438	-1,38
4	0	-474	-0,78	0	-447	-0,77	0	-421	-0,76
5	0	-445	-0,19	0	-422	-0,19	0	-398	-0,19
6	0	-419	0,42	0	-397	0,42	0	-375	0,40
7	3	-389	1,07	2	-369	1,05	0	-350	1,00
8	32	-351	1,64	30	-334	1,61	27	-317	1,54
9	53	-335	2,06	51	-319	2,02	47	-304	1,94
10	68	-328	2,35	65	-312	2,31	62	-295	2,24
11	71	-305	2,43	69	-291	2,37	65	-275	2,30
12	49	-302	1,97	47	-288	1,94	44	-272	1,88
13	13	-301	1,26	13	-286	1,27	12	-272	1,23
14	0	-294	0,66	0	-280	0,69	0	-266	0,70
15	0	-292	0,10	0	-278	0,15	0	-264	0,18
16	0	-292	-0,41	0	-278	-0,34	0	-264	-0,29
17	0	-293	-0,85	0	-278	-0,76	0	-264	-0,70
18	11	-292	-1,21	5	-279	-1,10	1	-265	-1,02
19	25	-292	-1,50	19	-279	-1,37	15	-264	-1,29
20	36	-294	-1,73	31	-279	-1,61	25	-265	-1,50
21	46	-293	-1,92	39	-280	-1,78	33	-267	-1,66
22	49	-298	-1,98	45	-280	-1,90	38	-268	-1,77
23	51	-299	-2,02	47	-281	-1,94	40	-269	-1,81
24	50	-300	-1,99	45	-283	-1,91	39	-270	-1,78
25	47	-298	-1,94	40	-285	-1,81	35	-272	-1,69
26	38	-301	-1,76	33	-287	-1,67	29	-273	-1,57
27	28	-303	-1,56	23	-289	-1,46	19	-275	-1,38
28	14	-305	-1,27	10	-292	-1,20	7	-278	-1,13
29	0	-309	-0,93	0	-294	-0,89	0	-281	-0,85
30	0	-311	-0,56	0	-298	-0,53	0	-284	-0,52
31	0	-315	-0,13	0	-302	-0,13	0	-288	-0,14
32	0	-320	0,34	0	-307	0,31	0	-293	0,27
33	0	-328	0,83	0	-313	0,77	0	-299	0,70
34	18	-337	1,37	13	-324	1,25	7	-309	1,14
35	48	-347	1,97	41	-331	1,82	33	-317	1,65

Abb. 83: Auswirkung der Intensität des LM 1, der Wichte und der Steinzug- / druckfestigkeit

L [m]	F [m]	F/L [-]	Gelenke [-]	Schnitt [-]	x [m]	Q [kN]	N [kN]	α_Q [%]
10	1	0,1	0	4	1,00	162	-634	43
10	1	0,1	1	4	1,00	158	-702	38
10	1	0,1	2	14	4,00	-96	-703	23
10	1	0,1	3	33	10,00	136	-943	24
10	2	0,2	0	6	1,20	106	-422	42
10	2	0,2	1	6	1,20	106	-448	40
10	2	0,2	2	14	3,60	-85	-338	42
10	2	0,2	3	13	3,30	-108	-429	42
10	3	0,3	0	16	3,60	-66	-255	43
10	3	0,3	1	39	10,00	107	-388	46
10	3	0,3	2	17	3,90	-83	-251	55
10	3	0,3	3	39	10,00	-95	-304	52

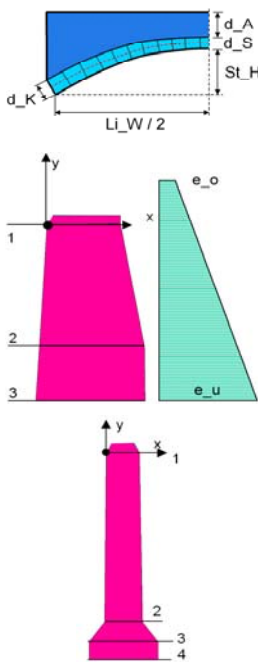
Abb. 84: Ausnutzungsgrad der Querkraftbeanspruchung an verschiedenen Stabwerksbögen, Parameter entsprechen der Standardbrücke aus Abschnitt 9.1.2

Quelle	Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert γ_i	
		ungünstige Wirkung	günstige Wirkung
DIN 1055-100	ständige Last	1,35	1,00
DIN 1055-100	veränderliche Last	1,50	0,00
[58]	Gewölbe und Überschüttung	1,25	
[58]	Fahrbahn	1,80	
[58]	Verkehrslast	1,30	

Abb. 85: Teilsicherheitsbeiwerte für Gewölbebrücken

Position		Eingabe	Einheit	Kommentar
Vorbemerkung	01: Kommentarzeile	Text		max. 80 Zeichen
Vorschrift	10: Auswahl einer Berechnungsvorschrift	1/2/3		Voreinstellung = 1 1... DIN 1053-1 2... EC 6 / DIN 1053-100 3... Sicherheitskonzept nach Forschungsbericht
System	20: Brücke			
	Anzahl Bögen	Anz_Bog	[-]	Pfeileranzahl = anz_bog - 1
	Pfeiler und Widerlager	0/1	[-]	0...ohne Widerlager = Einspannungen der Bogenenden 1...mit Pfeiler und Widerlager
	21: Lagerung der Auflagersohlen			wenn 20_2: = 1, dann
	Lagerungsart	0/1	[-]	0...100% Festhaltung 1...Steifzifferverfahren
	22: Bettung Sohle nach Steifzifferverfahren			wenn 20_2: = 1 und 21: = 1
	Querdehnzahl	μ	[-]	
	Steifemodul	Es	[kN/m ²]	
	23: horizontale Lagerung der Widerlageraußenseiten			wenn 20_2: = 1, dann
	Lagerungsart	0/1/2	[-]	0...100% Festhaltung 1...Erddruck 2...frei verschieblich
	24: Erddruck			wenn 20_2: = 1 und 23: = 1
	Belastung oben	e_o	[kN/m ²]	
	Belastung unten	e_u	[kN/m ²]	
	Geometrie	30: Bogen (vorerst nur Kreisform)		
Lichte Weite zwischen Kämpfer		Li_W	[m]	
lichte Stichhöhe		St_H	[m]	
Anzahl Steine im Halbbogen ohne Schlussstein		Anz_St	[-]	
Dicke am Scheitel		d_S	[m]	
Dicke am Kämpfer		d_K	[m]	
31: Auffüllung auf Bogen (vorerst nur horizontale Fahrbahn)				
Auffüllung mit Steifigkeit		0/1/2	[-]	0...Auffüllung mit Steifigkeit 1...Auffüllung nur als Last 2...keine Auffüllung
Dicke inkl. Fahrbahn über Bogenscheitel		d_A	[m]	wenn, 31_1: = 0 oder 1, dann
32: Widerlager links				wenn 20_2: = 1, dann
Anzahl Horizontalschnitte		n	[-]	
x-Wert bzgl. Unterkante Bogenaufleger		x _i	[m]	Schleife über 32_1
y-Wert bzgl. Unterkante Bogenaufleger		y _i	[m]	
Breite		b _i	[m]	
33: Widerlager rechts				wenn 20_2: = 1, dann
Anzahl Horizontalschnitte		n	[-]	
x-Wert bzgl. Unterkante Bogenaufleger		x _i	[m]	Schleife über 33_1
y-Wert bzgl. Unterkante Bogenaufleger		y _i	[m]	
Breite		b _i	[m]	
34: Pfeiler				Schleife über Anz_bogen - 1
Anzahl Horizontalschnitte	n	[-]		
x-Wert bzgl. Unterkante linkes Bogenaufleger	x _i	[m]	Schleife über 34_1	
y-Wert bzgl. Unterkante linkes Bogenaufleger	y _i	[m]		
Breite	b _i	[m]		

Abb. 86: Zusammenstellung der Parameter für die Programmierung einer Eingabemaske, Teil 1



Position		Eingabe	Einheit	Kommentar
Materialkennwerte	40: Auffüllung			
	Material	Text		
	E-modul	E_A	[kN/m ²]	
	Querdehnzahl	μ_A	[-]	
	Wichte	γ_A	[kN/m ³]	
	41: Widerlager			
	Material	Text		
	E-modul	E_W	[kN/m ²]	
	Querdehnzahl	μ_W	[-]	
	Wichte	γ_W	[kN/m ³]	
	42: Pfeiler			
	Material	Text		
	E-modul	E_P	[kN/m ²]	
	Querdehnzahl	μ_P	[-]	
	Wichte	γ_P	[kN/m ³]	
43: Bogenmauerwerk				
Material	Text			
E-modul	E_B	[kN/m ²]		
Querdehnzahl	μ_B	[-]		
Wichte	γ_B	[kN/m ³]		
Belastung	50: Verkehrslast Lastenzug			
	Lastbild	0/.../6	[-]	0...ohne Verkehrslast 1...SLW30 2...SLW60 3...LM 1 4...LM 71 5...individuelles Lastbild
	Anfang rechte Einzellast	x_A	[m]	wenn 50: > 0, dann
	Laststellung als Wanderlast in Schrittweiten von	ΔL	[m]	
	Anzahl der Lastschritte	Anz_Schr	Anz / -1	Anz... Anzahl -1...komplette Überfahrt
	Schwingbeiwert	φ	[-]	wenn 50: = 1, 2, 4, 5
	Abminderungsfaktor wegen räumlicher Verteilung	f_r	[-]	
	klassifizierte Vertikallast nach LM 71 (alt: β_{UIC})	α	[-]	wenn 50: = 4
	51: Individuelles Lastbild			wenn 50: = 5
	Anzahl Lastsprünge	n_{LSp}	[-]	
	x-Wert am Ort der Veränderung einer Lastordinate	x_i	[m]	
	charakteristische Lastordinate am Ort der Veränderung	q_i	[m]	
	52: Temperatur	0/1	[-]	0...Temp. nicht berücks. 1...Temp. berücksichtigen
	Aufstelltemperatur	T_0	[°C]	nichtlinear veränderliche
	Temperatur auf der Fahrbahn	T_{oben}	[°C]	Temperaturanteile bleiben
	Temperatur unter der Brücke	T_{unten}	[°C]	unberücksichtigt
	53: Relative Auflagerverschiebungen zwischen Auflager			vorerst nur, wenn 20_2 = 0
	Horizontal	Δx	[mm]	
	Vertikal	Δy	[mm]	

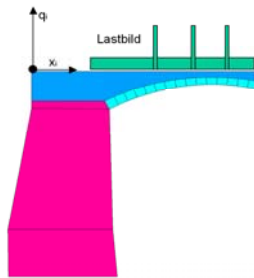


Abb. 87: Zusammenstellung der Parameter für die Programmierung einer Eingabemaske, Teil 2

Position		Eingabe	Einheit	Kommentar	
Nachweismodul	60: DIN 1053			wenn 10: = 1	
	Rechenwert der Druckfestigkeit	β_R	[kN/m ²]		
	Rechenwert der Haftscherfestigkeit	β_{RHS}	[kN/m ²]		
	Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel	μ	[-]	Voreinstellung: 0,6	
	summarischer Sicherheitsbeiwert	γ	[-]	Voreinstellung: 2,0	
	61: EC6 / DIN 1053-100			wenn 10: = 2	
	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit	f_k	[kN/m ²]		
	charakteristische Mörteldruckfestigkeit	f_m	[kN/m ²]		
	charakteristische Schubfestigkeit	f_{vk}	[kN/m ²]		
	Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel	μ	[-]	Voreinstellung: 0,6	
	61: "Einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert" anwenden ?	0/1	[-]	0...nein 1...ja	
	61_1: Lastfaktoren Eigenlast Bogen			wenn 61: = 0	
	min gamma_gB	min_γgB	[-]		
	max gamma_gB	max_γgB	[-]		
	61_2: Lastfaktoren Eigenlast Auffüllung			wenn 61: = 0	
	min gamma_gA	min_γgA	[-]		
	max gamma_gA	max_γgA	[-]		
	61_3: Lastfaktoren Verkehrslast			wenn 61: = 0	
	min gamma_p	min_γp	[-]		
	max gamma_p	γp	[-]		
	61_4: Lastfaktoren Erddruck			wenn 61: = 0	
	min gamma_pE	γpE	[-]		
	max gamma_pE	γpE	[-]		
	61_5: Materialbeiwert Bogenmauerwerk	γM	[-]	wenn 61: = 0	
	61_6: "Einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert" für nichtlineare Berechnungen	γR	[-]	wenn 61: = 1	
	62: Vorläufiges Sicherheitskonzept nach Forschungsbericht			wenn 10: = 3	
	5% Fraktil der Steindruckfestigkeit	$\beta_{D,St}$	[kN/m ²]		
	5% Fraktil der Steinzugfestigkeit	$\beta_{Z,St}$	[kN/m ²]		
	Rechenwert der Haftscherfestigkeit	β_{RHS}	[kN/m ²]		
	Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel	μ	[-]	Voreinstellung: 0,6	
	Sicherheitsbeiwert Steindruckfestigkeit	$\gamma_{D,St}$	[-]		
	Sicherheitsbeiwert Steinzugfestigkeit	$\gamma_{Z,St}$	[-]		
	Sicherheitsbeiwert Querkraftnachweis	γ	[-]	nach DIN 1053	
	63: Begrenzung der bezogenen Ausmitte	m_{max}	[-]	Gebrauchstauglichkeit	
	Berechnungsoptionen	70: Vernetzung mit Maschenteilung			
		Bogenlängsrichtung	masch_l	[-]	
		Richtung radial	masch_r	[-]	
		71: Steifigkeit der Kontaktelemente (Steifigkeit in Fuge)	S_k	[-]	0...unendlich (kein Mörtel)
	Ausgabeoptionen	80: Nachweis			
		Normalkraftnachweis	0/1	[-]	0...nein 1...ja
		Querkraftnachweis	0/1	[-]	0...nein 1...ja
		Begrenzung der Exzentrizität	0/1	[-]	0...nein 1...ja
		81: Stützlinie			
		ungünstigste Stützlinie mit Lastbild darstellen	0/1	[-]	0...nein 1...ja
		Darstellung aller Laststellungen mit Stützlinie	0/1	[-]	0...nein 1...ja
	Optionen...				

Abb. 88: Zusammenstellung der Parameter für die Programmierung einer Eingabemaske, Teil 3