Ein Beitrag zur
experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung
von Massivbrücken

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen

der

Technischen Universität Dresden

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Marc Gutermann

geboren am 21. September 1973

in Heidelberg

Bremen 2002

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Opitz
Prof. Dr.-Ing. K. Steffens
Prof. Dr.-Ing. J. Stritzke

Tag der Verteidigung: 03.07.2003

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Experimentelle Statik (IFES) des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Hochschule Bremen.

Das Thema wurde mir durch Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Steffens vorgeschlagen und stammt teilweise aus der Diskussion über die nötigen Voraussetzungen für experimentelle Tragsicherheitsbewertungen von Brücken mit Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Großmann aus der Bundesanstalt für Straßenwesen.

Meinen Betreuern, Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. H. Opitz und Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Steffens gilt mein besonderer Dank für die Förderung dieser Arbeit sowie die stete Bereitschaft zur fachlichen Diskussion.

Ohne die Belastungsversuche an der Abrissbrücke „Bad Sülze“ hätte ein Schwerpunkt dieser Arbeit nicht untersucht werden können. Für die Bereitstellung der Brücke und die organisatorische wie finanzielle Unterstützung bedanke ich mich beim Straßenbauamt Stralsund und allen Beteiligten sehr herzlich.

Nicht vergessen möchte ich die Professoren und Mitarbeiter/innen des IFES und der beteiligten Forschungseinrichtungen, die mich nicht nur bei der Bewältigung mancher Schwierigkeiten unterstützt, sondern mir auch tatkräftig bei der anstrengenden Arbeit auf den Baustellen geholfen haben.

Mein Dank gilt auch dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (Bonn) sowie der Hochschule Bremen, die durch die Zuwendungen der Forschungsprojekte

- Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeugs BELFA (gefördert durch bmbf)
- Experimentelle und hybride Tragsicherheitsbewertung bestehender Massivbrücken zur Substanzerhaltung und Ressourcenschonung HYTRA (gefördert durch HS Bremen)

diese Arbeit finanziell gefördert haben.

Kurzfassung

Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken

Schlagworte: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung; Bruchversuch; Straßenbrücke; Belastungsfahrzeug; Einfluss von Straßenbelag/Bauwerksgeometrie/Kappen

Experimentelle Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Betonbauwerken sind seit September 2000 in einer DAfStb-Richtlinie geregelt. Der Einfluss mittragender Aufbauschichten und anderer Faktoren war bisher quantitativ unbekannt. In der vorliegenden Arbeit wurde untersucht, wie Straßenbeläge, Bauwerksgeometrie und Kappen die Beanspruchung der Tragkonstruktion von Massivbrücken mindern und im experimentellen Nachweis der Biegetragsicherheit durch eine Überlast zu berücksichtigen sind.

In Zusammenarbeit mit dem Straßenbauamt Stralsund konnten an einer Fertigteilträgerbrücke Belastungsversuche mit sukzessivem Rückbau des Fahrbahnaufbaus sowie Bruchversuche am Gesamtsystem und an ausgebauten Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung erfolgen. Mit Hilfe der hybriden Statik, also der Modifikation und Evaluation von Rechnungen anhand experimentell erlangter Messwerte, wurden die Einflüsse der Aufbauschichten quantifiziert und durch Auswertung weiterer Brückenbelastungsversuche verifiziert. Der Einfluss der Aufbauschichten betrug bei den untersuchten Brücken bis zu 28%.

Seit der Inbetriebnahme des Belastungsfahrzeuges BELFA im März 2001 können Versuchslasten auch im großen Kräftekreislauf, d.h. am Gesamtsystem einschließlich Auflager- und Gründungssituation, selbstsichernd aufgebracht werden. Die Entwicklung des BELFA, seine Funktionsweise und seine Einsatzmöglichkeiten werden erläutert.

Mit den Ergebnissen dieser Arbeit ist es zukünftig möglich, die notwendige Überlast bei Belastungsversuchen zur Kompensation der Einflüsse aus Straßenbelag, Bauwerksgeometrie und Kappen mit genauem Aufmaß der Bauwerksgeometrie und der Schichtdicken sowie mit ingenieurmäßigem Abschätzen der Materialkennwerte (E-Moduli) hinreichend genau zu bestimmen. Handlungsempfehlungen geben Hinweise zur generellen Vorgehensweise sowie für vereinfachte Rechenannahmen.

Abstract

Contribution to the experimentally supported structural safety evaluation of concrete bridges

Keywords: experimental safety evaluation, assessment of structures, fracture test, road bridge, loading vehicle, contribution of pavements

In September 2000 the DAfStb issued a technical recommendation for the experimental assessment of structural safety and usability of concrete structures. By now, the influence of pavement or floor layers and of other factors on the load carrying capacity is not known exactly. In this thesis, it has been investigated how road pavements, the geometry and bridge caps reduce the actions on concrete bridge structures and how these influences should be taken into account in the experimental evaluation of the bending capacity by an additional test load increment.

In co-operation with a local authority in Stralsund, Germany, comprehensive loading test could be performed at an abandoned concrete bridge with prefabricated girders. Between loading cycles, the pavement has been stepwise disassembled. In addition, the ultimate load of the structure as well as of an individual girder has been determined in fracture tests. By means of a hybrid analysis, i.e. a numerical simulation supported by experimental data, the influences of the pavement layers have been determined. These results were verified by experimental observations obtained in past bridge tests. The influence of the pavement layers on the load carrying capacity appeared to be as high as 28% at the maximum for the bridges investigated.

Since the loading vehicle BELFA has been completed in March 2001, test loads can be applied now self-securing to bridges in the so-called large load circuit, i.e. the structure is loaded including supports and foundation. The technical concept, the principle and possible applications of the BELFA are described.

The results presented will allow to determine the additional test load increment for compensating the influence of pavement layers, structural geometry and bridge caps in future experimental safety evaluations. For this analysis, the exact geometry of the structure, the thickness of the pavement layers as well as their material properties, especially the modulus of elasticity, have to be known. Guidelines for the analysis procedure as well as for simplifying assumptions are given.

Thesen

(1) Die physikalische Wirklichkeit (z.B. Tragsystem und Stoffgesetze) wird beim rechnerischen Nachweis der Tragsicherheit zu einem Modell abstrahiert. Imponderabilien werden dabei durch Sicherheiten berücksichtigt. Mit Belastungsversuchen kann das reale Tragverhalten analysiert, die Rechenannahmen kontrolliert und eine eventuell höhere Tragsicherheit festgestellt werden.

(2) Der Einsatz von konventioneller Belastungstechnik mit mobilen Stahlrahmen ist zeit- und kostenintensiv. Brückenbelastungsversuche durch Überfahrten sind unter Wahrung der Bauwerkssicherheit nur im Bereich des Gebrauchslastniveaus ratsam. Erst mit Entwicklung eines speziellen Belastungsfahrzeuges BELFA können Belastungsversuche in situ rationalisiert und die Akzeptanz des Verfahrens erhöht werden.

(3) Das Belastungsfahrzeug BELFA eignet sich für Belastungsversuche am Brückengesamtsystem, d.h. einschließlich der Nachweise für Widerlager und Gründung.

(4) Aufbauschichten wirken als quasimonolithische Verstärkung des Tragwerks, deren temporäre Auswirkungen bei der Bestimmung der Versuchsziellast berücksichtigt werden müssen. Ein daraus resultierender Überlastbeiwert kann Werte über 1,2 annehmen.

(5) Da einige Einflüsse konstant sind oder administrativ kontrolliert werden können (z.B. Auswechseln von Belägen), muss der Überlastbeiwert in der Regel nicht in voller Höhe angesetzt werden.

(6) Um den Überlastbeiwert zu bestimmen, muss eine Referenzgröße festgelegt werden. Zur Bestimmung der Mitwirkung der Aufbauschichten eignet sich die Betonzugspannung.

(7) Mit Belastungsversuchen an einer Straßenbrücke unter sukzessivem Rückbau der Aufbauschichten lässt sich ihr Einfluss am Tragverhalten exemplarisch bestimmen. Das Rechenmodell kann mit experimentell gewonnenen Parametern verbessert werden („hybride Statik“). Aus den Ergebnissen können für weitere Brücken Annahmen über die mittragende Wirkung der Aufbauschichten getroffen werden.

(8) Der Einfluss der Aufbauschichten ist zumeist in Brückenmitte am größten. Er kann sowohl durch aufwändige 3D-FE-Analyse als auch durch ein Scheibenmodell des Längsschnitts abgeschätzt werden (mit/ohne Aufbau).

(9) Kappen und Kragarme bewirken eine Versteifung der Randbereiche. Bei Plattentragwerken wird der Mittenbereich dadurch entlastet.

(10) Im räumlichen Tragsystem werden die charakteristischen Beanspruchungen durch die reale Bauwerksgeometrie (z.B. Gefällebeton) beeinflusst. Ihre Kenntnis ist zur Beurteilung der maßgebenden örtlichen Beanspruchung erforderlich.

(11) Die konstruktive Ausbildung der Lagerung führt gelegentlich zu einer ungeplanten Einspannwirkung, deren günstige Auswirkung im Belastungsversuch festgestellt werden kann.

(12) Die Ortbetonergänzung von Fertigteilbrücken wird meist zeitversetzt und in mehreren Lagen eingebracht. Ein schlechter Haftverbund stört den inneren Kräftekreislauf und kann zum Aufreißen der Betonfuge führen. Dieser Effekt muss bei der Nachrechnung berücksichtigt und kann bei Belastungsversuchen detektiert und verifiziert werden.

Thesis

(1) In structural analysis, the physical reality (e.g. structural system and material behaviour) is simplified by forming a model. Uncertainties will be taken care of by a safety concept. In loading tests however, the real structural behaviour may be investigated, simplifying assumptions may be verified and possibly a higher structural safety is determined.

(2) The usage of conventional loading systems with reaction frames made of steel is time consuming and expensive. Drive-up loading bridge tests may be recommended up to the service load level only if a sufficient safety margin has to be provided. Not before a special loading vehicle named BELFA had been developed, in situ loading tests could be undertaken in an effective way and the acceptance of this technique could be improved.

(3) The loading vehicle BELFA is applicable for testing the complete structural bridge system, i.e. including abutments and foundation.

(4) Pavements act as a quasi monolithic strengthening of the structure. Its temporary influence has to be taken into account when the experimental target load is calculated. The resulting overload factor may exceed a value of 1.2.

(5) Since some influences are constant or may be controlled administratively (e.g. the replacement of pavements) normally not the full overload factor needs not to be taken into account.

(6) For determining the overload factor a reference quantity is required. In many cases, the concrete tensile stress is suitable as a reference for determining the contribution of pavement layers.

(7) By a stepwise disassembling of the pavement layers of a road bridge their influence can be exemplary determined in loading tests. The structural model may be refined by using the experimentally determined results (hybrid analysis). On the basis of these results, assumptions on the load carrying contribution of the pavement can be made for other bridges.

(8) The influence of the pavement layers normally reaches its maximum at mid-span. It may be estimated by an expensive 3D finite element analysis as well as by a plane model of the longitudinal section (with and without pavement, respectively).

(9) Bridge caps and cantilevers result in a stiffening of the border regions. In plate structures, the inner regions are unloaded for this reason.

(10) In spatial structures, the characteristic stresses are influenced by the actual geometry of the structure (e.g. including the concrete slope). Exact knowledge of the geometry is required for an estimation of critical local stresses.

(11) The design of the supports often causes an unintentional restraint. The resulting advantageous effect may be determined in a loading test.

(12) In situ concrete on prefabricated elements is mostly cast after a certain time period and in several layers. Insufficient bond disturbs the inner load circuit and may result a failure of the concrete joint. This effect needs to be taken into account in the structural analysis. In loading tests, the effect may be detected and quantified.

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung 12

2 Methodik 14

2.1 Stand der Entwicklung 14

2.2 Grundlagen 16

3 Versuchstechnik 22

3.1 Stand der Entwicklung 22

3.2 Belastungsfahrzeug BELFA 23

3.2.1 Entwicklung des Belastungsfahrzeuges 23

3.2.2 Einsatzkonzept des Belastungsfahrzeuges 25

3.2.3 Einfluss der Positionierung 27

3.3 Messtechnik 29

3.3.1 Allgemeines 29

3.3.2 Messgeräte und Messwertregistrierung 29

4 Einflussfaktoren bei der Versuchsziellastermittlung 33

4.1 Allgemeines 33

4.2 Referenzgröße, Überlast- und Korrekturbeiwert 35

4.2.1 Referenzgröße 35

4.2.2 Überlastbeiwert δ 36

4.2.3 Korrekturbeiwert ς 38

4.3 Qualitative Abschätzung der Einflussfaktoren 39

4.3.1 Einflüsse aus Geometrie und Aufbauschichten 39

4.3.2 Einflüsse aus Schädigung 43

4.3.3 Einflüsse aus der zeitlichen Bauabfolge 44

4.4 Quantitative Abschätzung der Einflüsse aus Geometrie und Material 45

5 Grundlagenuntersuchung an der Abrissbrücke über die Recknitz, Bad Sülze 48

5.1 Aufgabenstellung und Untersuchungsziele 48

5.2 Aufmaß und Aufschlüsse 50

5.3 Lastfälle 56

5.4 Grenzlastkriterien 57

5.5 Versuchsaufbau 58
5.6 Versuchsdurchführung 59
5.7 Auswertung und Analyse der Versuche 65
5.8 Fehlerbetrachtung 81

6 Verifizierung an weiteren Brücken 83
6.1 Brücke über den Banzkower Kanal, Tuckhude 83
6.1.1 Aufgabenstellung 83
6.1.2 Systemidentifikation 84
6.1.3 Einfluss der Aufbauschichten 86
6.1.4 Einfluss der realen Bauwerksgeometrie 92
6.1.5 Fehlerbetrachtung 93
6.2 Brücke über den Eldefreilauf, Neu Kaliß 94
6.2.1 Aufgabenstellung 94
6.2.2 Systemidentifikation 96
6.2.3 Einfluss der Aufbauschichten 99
6.2.4 Einfluss der realen Bauwerksgeometrie 103
6.2.5 Fehlerbetrachtung 103
6.3 Brücke über den Gleisbach, Thalbürgel 104
6.3.1 Aufgabenstellung 104
6.3.2 Systemidentifikation 104

7 Schlussfolgerungen zur Versuchsplanung 106
7.1 Allgemeines 106
7.2 Verallgemeinerung 106
7.3 Handlungsempfehlung 108

8 Zusammenfassung 111

9 Literatur 113

10 Anlagen 120

11 Danksagung 123

Symbole und Formelzeichen

Geometrische Größen

a, s Abstand

A Fläche

b Breite

c Betondeckung

d Dicke

D Durchmesser

h Querschnittshöhe

I Trägheitsmoment

ℓ Länge, Stützweite

U Umfang

W Widerstandmoment

α Winkel

Materialkennwerte

E Elastizitätsmodul

β, f Materialfestigkeit

ν Querdehnungskoeffizient

Dehnungen und Spannungen

ε Dehnung

σ Spannung

Momente, Kräfte und Widerstände

g verteilte ständige Last

G ständige Einwirkung

F Kraft

M	Biegemoment
q	verteilte veränderliche Last
Q	veränderliche Einwirkung
R	Widerstand, Tragfähigkeit
S	Einwirkung

Verformungen

f	Durchbiegung
f’	Neigung
f’’, χ	Krümmung
w	Rissbreite

Sonstige Größen

K	Kelvin
t	Zeit
T	Temperatur
δ	Überlastbeiwert
γ	Sicherheitsbeiwert
ψ_0	Kombinationsbeiwert
ς	Korrekturbeiwert der Überlast

Fußzeiger

a	Aufbauschichten
bl	bleibend
c	Beton (concrete)
f	Fertigteilträger
Fb	Fahrbahnbelag (Asphalt, Pflaster, etc.)
g	ständige Einwirkung
ges	gesamt

Gw	Gehwegbereich (z.B. Gehwegbeton)
k	charakteristischer Wert
Ka	Kappen, Kragarme
lim	Begrenzung
m	Material
max	maximal
min	minimal
o	Ortbeton
p	Vorspannung
q	veränderliche Einwirkung
riss	bei Beginn der Rissbildung
s	Betonstahl (steel)
Sb	Schutzbetonschicht
t	Zug (tension)
ps	Spannstahl (prestressing steel)
u	Bruchzustand (ultimate)
x,y,z	Koordinaten
y	Streckgrenze (yield)
Ziel	Ziel(-last)

1 Einführung

Brücken werden in Planung und Ausführung für spezielle Anforderungen und eine begrenzte Nutzungsdauer ausgelegt. Bei Schäden, Umnutzung, Umbau und Fragen der Restnutzungsdauer muss ein erneuter Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit erbracht werden (Stoffel, 2000). Wenn der übliche rechnerische Nachweis aufgrund von Imponderabilien nur unsicher oder gar nicht zu führen ist, kann eine Tragsicherheitsanalyse in situ zur Verifikation der Sanierungsfähigkeit (Iványi et al., 1996b) oder des Sanierungserfolgs aus statischer Sicht angezeigt sein. Eine statistische Erhebung in repräsentativen Teilgebieten des Bundeslandes Mecklenburg-Vorpommern (Steffens et al., 1999a) ergab, dass für ca. 5% des Brückenbestandes im Zuge von Bundes- und Landesstraßen eine ergänzende experimentelle Tragsicherheitsbewertung (EXTRA) aus statischer Sicht in Betracht kommt. Im Zuge von Kreis- und Gemeindestraßen wächst dieser Anteil auf ca. 10%.

Nicht berücksichtigt sind dabei die Brücken, die durch eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung in eine höhere Brückenklasse eingestuft werden könnten. Nach (Steffens et al., 1999a) liegt dieser zusätzliche Anteil bei ca. 12%. Die Ergebnisse vieler Brücken-Belastungsversuche zeigen, dass bei intakten Brücken die anschließende Höherstufung um eine Lastenklasse nach DIN 1072 (12.85) realistisch ist.

Bei der vorhandenen Bedarfssituation und der derzeit angespannten Finanzlage in der BRD kommt der wirklichkeitstreuen Tragsicherheitsbewertung mit Hilfe der Methode EXTRA eine besondere Bedeutung zu. Bei einer unveränderten Finanzlage ohne nennenswerte Steigerung des Investitionsvolumens für Abbruch und Neubau von Brücken lässt sich auch für die Zukunft keine Alternative erkennen. Der Bundesrechnungshof hat daher bereits 2001 die Verdopplung der Ausgaben für Unterhalt und Erhaltung von Brücken gefordert. Die bisherigen Erfahrungen und internationale Tendenzen (Beal, 1998), (Lichtenstein, 1993), (Miyamoto et al., 1993) belegen unzweifelhaft, dass dabei der experimentellen Methode generell eine zunehmende Bedeutung beigemessen wird. Zur Erfüllung dieser Aufgabe ist eine wissenschaftlich abgesicherte Methodik und Belastungstechnik erforderlich (Iványi et al., 1996a).

Die Ergebnisse dreier bereits abgeschlossener Forschungsvorhaben EXTRA I[1] (Steffens et al., 1995b), EXTRA II[1] (Steffens et al., 1999a) und BELFA[1] (Steffens et al., 2002b) haben hierzu Wesentliches geleistet, aber auch weiteren Forschungsbedarf angezeigt (Großmann, 1995), (Opitz, 1998).

Mit Entwicklung und Bau des Belastungsfahrzeuges BELFA steht seit März 2001 eine für Massivbrücken geeignete mobile Belastungstechnik zur Verfügung. Unter Einhaltung eines engen Zeit- und Kostenrahmens entstand ein Fahrzeug, das alle Elemente der Belastungstechnik integriert und den komplexen wissenschaftlich-technischen Ansprüchen weitgehend genügt. Die Vorstellungen der Forschungsgruppe, eigene Ideen und die Belange des Fahrzeugbauers mussten in kooperativer Zusammenarbeit analysiert, überprüft und koordiniert werden. An diesem iterativen Prozess von Projektskizze, Entwicklung, Bau und Erprobung des BELFA war der Verfasser maßgeblich beteiligt.

---

[1] Hochschule Bremen (federführend), TU Dresden, HTWK Leipzig (FH), Bauhaus-Universität Weimar

Mit Bereitstellung des leistungsfähigen Prüfgeräts muss aber auch gewährleistet sein, dass Neben- bzw. begleitende Prozesse (z.B. Voruntersuchungen, Messtechnik) rationalisiert und qualifiziert werden. Nicht ausreichend geklärte Probleme, wie der in dieser Arbeit untersuchte Einfluss mittragender Schichten und Aufbauten auf das Tragverhalten, sind zu lösen.

Die Quantifizierung der Mitwirkung der Aufbauschichten am Gesamttragverhalten ist nicht nur bei Brückenbauwerken, sondern auch bei Hochbauten von Bedeutung. Eine (unbestimmte) Mitwirkung von Aufbauschichten eines Bauwerkes auf Trag- und Verformungsverhalten darf bei rechnerischen Tragsicherheitsnachweisen nicht angesetzt werden, beeinflusst bei Belastungsversuchen jedoch die Messergebnisse bzw. setzt die maßgebenden Beanspruchungen herab. Bislang wird bei der Durchführung von Belastungsversuchen dieser Anteil abgeschätzt und die Testlast zur Kompensierung durch eine Überlast ΔF gesteigert (Opitz, 1998).

Die einmalige Chance, eine Spannbeton-Fertigteilbrücke in Bad Sülze in situ bis zum Bruch zu belasten, konnte für diese Aufgabenstellung genutzt werden. Mit der Analyse von Belastungsversuchen an der Abrissbrücke Bad Sülze und weiteren Massivbrücken soll zur Absicherung der Methodik von Belastungsversuchen an Massivbrücken beigetragen und somit die experimentelle Tragsicherheitsbewertung als Ergänzung oder Alternative zur statischen Berechnung weiterentwickelt werden.

2 Methodik

2.1 Stand der Entwicklung

Seit Bestehen der Ingenieurwissenschaften ist ihr steter Fortschritt und Erfolg auf Empirie und Praxis zurückzuführen. Schon Ende des 19. Jahrhunderts wurde erkannt, dass die komplexen Zusammenhänge der Werkstoffgesetze und Mechanik nur durch Versuche und Erfahrung verständlich werden und in Konstruktionsempfehlungen weitergegeben werden können (Naumann et al., 1998). Die ersten deutschen Stahlbetonvorschriften DIN 1045 (1925) enthalten daher Hinweise über die Durchführung von Probebelastungen im Stahlbetonbau. In späteren Ausgaben wurden die Ausführungen durch allgemeine Kriterien über die Anwendbarkeit, die aufzubringenden Prüflasten und die Ergebnisbewertung erweitert.

Die damals übliche, für Konstruktion wie Personal riskante Lasteinleitung mit absturzgefährdeten Massen und das für den Beanspruchungsgrad schlechte Bewertungskriterium der bleibenden Durchbiegung ($f_{bl} < ¼ f_{ges}$), führte zu Diskussionen über die Sinnfälligkeit von Belastungsversuchen.

Mit Einführung genauerer Rechenverfahren, die sich vor allem durch die rasante Steigerung der Rechenkapazitäten der EDV stark verbreiteten, schien jedes Problem rechnerisch lösbar, und die früher obligatorischen Belastungsversuche von Brücken- oder Sonderbauwerken traten in den Hintergrund. Im Zuge dieses Theorieanstiegs wurde der ursprünglich enthaltene §7 „Probebelastung“ in der DIN 1045 (1972) gestrichen (Manleitner et al., 2001).

Trotz dieser Entwicklung sind der wirklichkeitsgetreuen Abbildung entscheidender Rechenannahmen, wie Tragsystem, Materialkennwerte und Werkstoffverhalten, aber nach wie vor Grenzen gesetzt. Da ein Modell immer nur eine Annäherung an die Wirklichkeit bedeuten kann (Opitz, 1998), gewann die experimentell gestützte Tragsicherheitsbewertung mit Fortentwicklung der mobilen, automatisierten Belastungs- und Messtechnik während der zurückliegenden Jahrzehnte wieder an Bedeutung. In der ehemaligen DDR wurden bereits 1986 mit der TGL 33407/04 „Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit aufgrund von experimenteller Erprobung, Bauwerke und Bauwerksteile“ gesetzliche Vorschriften veröffentlicht (TGL 33407, 09.1986), die sowohl Probebelastungen als auch Grenzlastversuche behandeln.

Ab 1989 wurde für Belastungsversuche im Bereich Hoch- und Brückenbau durch die Forschungskooperation EXTRA[2] in drei Forschungsprojekten grundlegende wissenschaftliche Arbeit geleistet. Die Ergebnisse des ersten Vorhabens EXTRA I (Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung (Steffens et al., 1995b)) wurden bereits durch die Herausgabe der DAfStb-Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken im September 2000 legalisiert (Richtlinie DAfStb, 2000). Belastungsversuche zur Bestimmung der Tragsicherheit in Form von „zerstörungsfreien Prüfungen“ sind seitdem einheitlich geregelt. Das Forschungsvorhaben EXTRA II (Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur

[2] Hochschule Bremen (federführend), TU Dresden, HTWK Leipzig (FH), Bauhaus-Universität Weimar

Verminderung der Umweltbelastung (Steffens et al., 1999a)) wurde im März 1999 mit einem Forschungssymposium in Schwerin abgeschlossen. Es erweiterte die Erkenntnisse des ersten Projekts auf den Bereich des Brückenbaus. Zur Absicherung der Methodik erfolgte während dieses Projekts eine Dissertation über die Identifikation der Versuchsgrenzlast mittels Analyse der Energiedissipation (Bolle, 1999). Seit dem September 1999 wurde im Forschungsprojekt BELFA („Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges“) die Belastungstechnik weiterentwickelt, um Belastungsversuche von Brücken und Abwasserleitungen schnell und wirtschaftlich durchführen zu können (Steffens et al., 2002b). Die neuerdings wieder gestiegene Akzeptanz von Belastungsversuchen schlägt sich in der Wiederaufnahme der Methodik der experimentellen Tragsicherheitsbewertung in der DIN 1045-1 (07.2001) Abschnitt 5.2 (4) sowie der europäischen Normung Eurocode 2, Abschnitt 2.5.1.6 nieder: „Die Bemessung von Bauwerken oder Bauwerksteilen darf auf Versuchen beruhen“.

Die Entwicklung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung in Deutschland – insbesondere der letzten Jahre – nimmt im internationalen Vergleich durchaus eine Vorreiterrolle ein. So sind momentan im Ausland keine oder – wie in den USA – nur uneinheitliche Regelungen für Belastungsversuche bis zur Gebrauchslast vorhanden (Beal, 1998), (Lichtenstein, 1993). Tragsicherheitsbewertungen, also die deutliche Überschreitung der Gebrauchslast während der Belastungsversuche, werden auch in den USA nicht durchgeführt.

An die Durchführung von Belastungsversuchen über dem Niveau der Gebrauchslasten, die während der Nutzungszeit zu erwarten sind, werden folgende Bedingungen gestellt (Großmann, 1995):

- Sichere Messtechnische Erfassung sich ankündigender Schäden
- Fein steuerbare Belastungstechnik
- Bei Brückenbauwerken: Beurteilung der Tragfähigkeit am Gesamtsystem (Stichprobe nicht ausreichend, „Hessenwegurteil“)
- Weitgehende Voruntersuchung zur Erkennung von Vorschäden
- Selbstsichernde Durchführung – Einsatz nur bei Bauwerken mit Vorankündigung des Versagens (König et al., 1996)
- Berücksichtigung der nicht dauernd gesicherten mittragenden Wirkung von Belag und Kappen, auch in Abhängigkeit der Temperatur
- Messtechnische Ausstattung sprödbruchgefährdeter Bauteile (Schub-/ Verankerungsbruch)
- Anwendung des Verfahrens nur durch erfahrene Fachleute

In den meisten genannten Bereichen existieren fundierte wissenschaftliche Ergebnisse, die bereits in die Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) eingeflossen sind. Für die mittragende Wirkung von Kappen und Aufbauschichten existieren nach heutigem Kenntnisstand keine übertragbaren Erkenntnisse. In (Härtl et al., 1995) wurden im Rahmen einer Diplomarbeit „Mitwirken von Deckschichten auf Stahlbetonkonstruktionen“ zwar mehrere Belastungsversuche an Stahlbetonträgern durchgeführt, die jedoch aufgrund verschiedener unbeabsichtigter Einflussfaktoren zu keinen übertragbaren Ergebnissen führten.

Bei bisherigen Belastungsversuchen konnte der Einfluss daher nur abgeschätzt und erst im Nachhinein durch Auswerten der Messergebnisse verifiziert, aber nicht verallgemeinert werden.

2.2 Grundlagen

Definitionen

Die wichtigsten Begriffe, die bei Belastungsversuchen von Bedeutung sind, sind unter Berücksichtigung der Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) und (Steffens et al., 2002a) wie folgt definiert (Bild 2-1):

Belastungsversuch in situ – im folgenden Belastungsversuch genannt – ist ein Vorgang, bei dem ein bestehendes Bauwerk belastet und dessen Auswirkungen unter dieser Belastung beobachtet wird.

Versuchsgrenzlast (F_{lim}) ist die Belastung, bei der im Belastungsversuch gerade noch keine Schädigung auftritt, die die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks im künftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigt. Sie ist stets kleiner als die Belastung, bei der der Tragwerkswiderstand des Bauwerks vollständig ausgeschöpft ist.

Versuchsziellast (F_{Ziel}) ist die beim Belastungsversuch vorgesehene maximale Belastung, die sich aus den Zielen des Belastungsversuches ergibt.

Extern eingetragener Lastanteil (ext F_{Ziel} bzw. ext F_{lim}) ist der beim Belastungsversuch zusätzlich zu den vorhandenen ständigen Einwirkungen eingetragene Teil der Versuchsziellast bzw. der Versuchsgrenzlast.

Die Tragfähigkeit ergibt sich direkt aus dem Bauwerkszustand und somit aus dem vorhandenen Bauwerkswiderstand. Bei Erreichen dieses Grenzzustandes kann die Last nicht weiter gesteigert werden und das Bauwerk ist nachhaltig geschädigt - bei Belastungsversuchen wird dieser Grenzzustand nicht erreicht, wenn die extern eingetragene Last unterhalb der Versuchsgrenzlast (F_{lim}) bleibt.

Meist ist es ausreichend, für geforderte Verkehrslasten die **Tragsicherheit** zu bestimmen, d.h. die ausreichende Sicherheit γ der Einwirkung S gegenüber dem Bauteilwiderstand R ($S < R / \gamma$).

Dabei muss berücksichtigt werden, dass die **Gebrauchstauglichkeit** des Bauteils (z.B. Verformungs- oder Risskriterien, Brandschutz) weiterhin erfüllt sein muss. Belastungsversuche gliedern sich daher in mindestens 3 Laststufen (Richtlinie DAfStb, 2000), mit denen sowohl der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragsicherheit erbracht werden muss (z.B. Gebrauchslastniveau, Zwischenlast und Versuchsziellast).

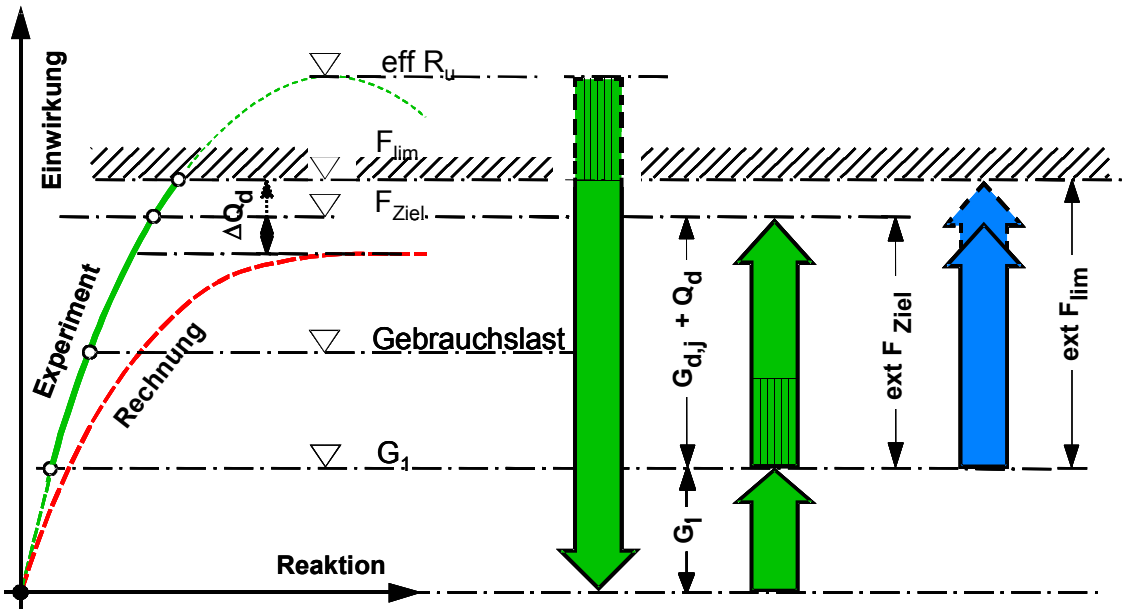
Belastungsversuche, bei denen die Versuchsziellast das Niveau der Gebrauchslast nicht überschreitet, eignen sich daher nur bedingt zur **Systemidentifikation** oder zum Nachweis der Tragsicherheit in Verbindung mit anschließender Nachrechnung (**Hybride Statik**), sofern eine Extrapolation möglich, bzw. zulässig ist.

Sicherheitskonzept

Der effektive Tragwerkswiderstand eff R_U eines vorhandenen Bauwerks ist trotz Beurteilung des Ist-Zustands unbekannt. Unter Berücksichtigung des probabilistischen Sicherheitskonzepts (Späthe, 1992) wird das Bauwerk beim Belastungsversuch zusätzlich zu den vorhandenen Einwirkungen belastet und die Auswirkungen auf das Bauwerk (z.B. Verformungen) gemessen.

Bei Versuchsbeginn sind bereits die ständigen Einwirkungen $G_{k,1}$ in ihrer wirklichen Größe vorhanden (Bild 2-1). Während des Belastungsversuches werden zusätzlich externe Lasten eingetragen, die in ihrer Höhe im Vorwege bestimmt werden müssen, um zu den Rechenlasten äquivalente Beanspruchungszustände zu erzeugen. Dabei darf die vor dem Versuch unbekannte Versuchsgrenzlast F_{lim} nicht überschritten werden, da bei ihrem Erreichen die Schädigung des Bauteils beginnt.

In der überwiegenden Mehrzahl aller praktischen Fälle wird die mögliche Schädigungsgrenze, also die Versuchsgrenzlast F_{lim}, nicht erreicht, weil die Versuchszielllast F_{Ziel} einschließlich aller Sicherheitsanteile geringer ist.

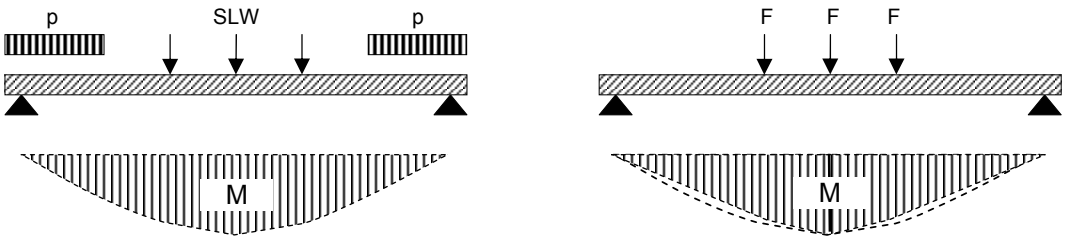


eff R_u	effektiver Tragwerkswiderstand
F_{lim}	Versuchsgrenzlast
F_{Ziel}	Versuchszielllast
G_1	ständige Einwirkung im Versuch
$G_{d,j}$	Bemessungswert zusätzlicher ständiger Einwirkungen nach dem Versuch
ΔQ_d	nutzbarer Zuwachs von Q
ext F_{Ziel}	externer Teil der Versuchszielllast bzw.
ext F_{lim}	Versuchsgrenzlast

Bild 2-1 Sicherheitskonzept bei Belastungsversuchen (nach (Steffens et al., 2002a))

Ermittlung der Versuchszielllast ext F_{Ziel}

Die Versuchszielllast ext F_{Ziel} wird unter Berücksichtigung der Lastbilder der jeweilig gültigen Normung (z.B. DIN 1072, DIN Fachbericht 101, EC 1) ermittelt. Die dort angegebenen Belastungsbilder (Rad- und Flächenlasten) ergeben für die jeweiligen Gebrauchstauglichkeitsnachweise (Biegemoment, Querkraft) Beanspruchungszustände, die im Versuch durch Ersatzlasten (Reduzierende) nachgebildet werden müssen. Dabei soll sowohl im maßgebenden Schnitt die maximale Beanspruchung, als auch eine möglichst gute Übereinstimmung des Beanspruchungsverlaufs erreicht werden (Bild 2-2).



Beanspruchung aus Norm-Lasten Ersatzlastbild aus Versuchslasten

Bild 2-2 Nachbildung der Norm-Lasten mit beanspruchungsäquivalenten Versuchslasten

Für den örtlichen Biegenachweis ist es z.B. ausreichend, das maßgebende Moment über einen begrenzten Abschnitt nachzubilden. Analog ist bei Schubnachweisen zu verfahren. Das Versuchsprogramm muss vom Ingenieur daher jeweils der Aufgabe angepasst und notfalls auf mehrere Belastungspositionen aufgeteilt werden.

Die Versuchsziellast ext F_{Ziel} ergibt sich aus dem Gebrauchslastniveau, indem die Lastanteile mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten γ multipliziert werden (semiprobabilistisches Sicherheitskonzept). Für die so genannten γ-fachen Lasten müssen Versuchslastpositionen und –höhen gefunden werden, die zu den Einwirkungen der Normung äquivalente Beanspruchungszustände erzeugen. Die Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) gibt für die Berechnung der Versuchsziellast folgende Formel (2-1) an:

$$ext\ F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2\text{-}1)$$

wobei $0{,}35\ G_{k,1} \le ext\ F_{Ziel} \le ext\ F_{lim}$

mit

$G_{k,1}$	charakteristischer Wert der beim Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen
$G_{k,j}$	charakteristischer Wert der nach dem Belastungsversuch zusätzlichen ständigen Einwirkungen j
$Q_{k,1}$, $Q_{k,i}$	charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung bzw. der veränderlichen Einwirkungen i
$\gamma_{g,j}$	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen G
$\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q
$\psi_{o,i}$	Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q

Für die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte gelten die Angaben nach DIN 1055-100, und es wird auf das DAfStb-Heft 467 „Verstärken von Betonbauteilen“ (Schäfer et al., 1996a) verwiesen. Dort heißt es u.a.: „Die Größe der Sicherheitsbeiwerte hängt von dem Grad der Unsicherheit der Einwirkungen, der Widerstände, der geometrischen Abmessungen, von den Modellen, vom Bauwerk und vom betrachteten Grenzzustand ab.“ Es werden für die rechnerische Beurteilung bestehender Bauteile daher auch Teilsicherheitsbeiwerte angegeben, die gegenüber denen für die Bemessung von Neubauten reduziert sind: Ist durch Messung die Eigenlast bekannt, wird empfohlen, den Teilsicherheitsbeiwert für die Eigenlast auf

$\gamma_{g,1}$ = 1,1 - 1,15 zu vermindern, da dann nur noch Modellunsicherheiten abgedeckt werden müssen.

Bei Belastungsversuchen gehen die vorhandenen ständigen Einwirkungen in ihrer vorhandenen Größe ein und werden bei der Ermittlung des extern eingetragenen Lastanteils der Versuchszielast ext F_{Ziel} nicht berücksichtigt (Richtlinie DAfStb, 2000) ($\gamma_{g,1}$ = 1,0). Bei möglichen Systemveränderungen oder Erhöhung der Eigenlasten während der Restnutzungsdauer, z.B. durch Durchfeuchtung, kann es im Einzelfall erforderlich sein, den Sicherheitsbeiwert mit $\gamma_{g,1}$ > 1,0 zu wählen (Opitz, 1998).

Für später aufgebrachte Eigenlasten, sonstige ständige Lasten und Verkehrslasten gelten die normalen Lastansätze und Teilsicherheitsfaktoren. Weitergehende Abminderungen der Teilsicherheitsbeiwerte sind nach der Richtlinie im begründeten Einzelfall möglich.

Auch die Teilsicherheitsbeiwerte der Werkstoffseite (γ_m) können im Vergleich zur Normung für Neubauten nach (Schäfer et al., 1996a) reduziert werden. Wenn aussagekräftige Untersuchungen der Materialeigenschaften vorliegen, kann der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf $\gamma_m = \gamma_c$ = 1,4 und für Stahl auf $\gamma_m = \gamma_s$ = 1,1 festgesetzt werden. Diese Regelung wird in der DAfStb-Richtlinie für die rechnerische Beurteilung der vorhandenen Tragfähigkeit ebenfalls empfohlen - während Teilsicherheitsbeiwerte der Materialseite bei Belastungsversuchen nicht explizit erwähnt sind. Formel 2-1 enthält darüber keine Angaben.

Belastungsversuche werden meist dann angewendet, wenn entscheidende Parameter wie die Werkstoffeigenschaften nicht bekannt sind und eine zulässige Spannung nicht ermittelt werden kann. Es ist daher zweckmäßig, den Sicherheitsanteil γ_m bei Belastungsversuchen auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen. Eine entsprechende Formel zur Berücksichtigung z.B. der bei (Schäfer et al., 1996a) angegebenen Werte enthält die TGL 33407 (09.1986) und ein Entwurf der Richtlinie von 1997 (Opitz, 1998):

$$\frac{ext\ F_{Ziel}}{\gamma_m} = (\gamma_{g,1} - 1) \cdot G_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2\text{-}2)$$

mit γ_m Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstandseite (Material, u.a. Imponderabilien)

Zusätzlich zum Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandseite wird in dieser Formel mit dem Zusatz ($\gamma_{g,1}$ - 1) * $G_{k,1}$ auch die Eigenlast berücksichtigt, sofern abweichend zur gültigen Richtlinie ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{g,1}$> 1,0 gewählt wird.

Ein Belastungsversuch zeigt jedoch immer nur eine Momentaufnahme des Tragverhaltens. Langzeitige Einwirkungen wie Kriechen, Ermüdung oder fortschreitende Korrosion können die Widerstandseite während der Restnutzungsdauer schwächen. Wenn der Teilsicherheitsbeiwert γ_m nicht nur für den Anteil der Einwirkungen aus Eigengewicht ($\gamma_{g,1}$ - 1) gelten soll, ist beim zeitlich begrenzten experimentellen Tragsicherheitsnachweis die volle Höhe der Einwirkungen aus Eigenlast zu berücksichtigen ($G_{k,1} \cdot (\gamma_m - 1)$) - zumal für $\gamma_{g,1}$ = 1,0 der Anteil ($\gamma_{g,1}$ - 1) · $G_{k,1}$ entfällt. Die so modifizierte Gleichung zeigt Formel 2-3.

$$\frac{ext\ F_{Ziel}}{\gamma_m} = \left((1 - \frac{1}{\gamma_m}) + (\gamma_{g,1} - 1) \right) \cdot G_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2\text{-}3)$$

Wenn die Wirkung mittragender Bauteile beachtet wird (Opitz, 1998), ist die Versuchsziellast ext F_{Ziel} um eine Überlast zu steigern (Formel 2-4). Zur Quantifizierung von γ_a muss allerdings der Einfluss der nichtkonstruktiven Bauteile bekannt sein oder hinreichend genau abgeschätzt werden.

$$\frac{ext\ F_{Ziel}}{\gamma_m \cdot \gamma_a} = \left((1 - \frac{1}{\gamma_m}) + (\gamma_{g,1} - 1) \right) \cdot G_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{g,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2\text{-}4)$$

mit γ_a Teilsicherheitsbeiwert für die mittragende Wirkung der Ausbauschichten

Mit der nach Formel 2-4 ermittelten Versuchsziellast ext F_{Ziel} werden unabhängig der Mitwirkung der Ausbauschichten die maßgebenden Beanspruchungen im Tragwerk erzeugt und der experimentelle Nachweis der Tragsicherheit erbracht. Fahrbahnbeläge oder Kappen können im Restnutzungszeitraum unbedenklich modifiziert oder ausgewechselt werden, ohne das Prüfergebnis in Frage zu stellen.

Ziel dieser Arbeit ist es daher, die Mitwirkung der Ausbauschichten zu quantifizieren, damit die Versuchsziellast zukünftig mit Hilfe des Teilsicherheitsbeiwerts γ_a bestimmt werden kann.

Grenzlastkriterien

Nach vorausgehender Analyse, Vorberechnung und Versuchsplanung soll ein Bauteil im Belastungsversuch maximal bis zu seiner Versuchsgrenzlast belastet werden, um Schädigungen zu vermeiden, die die Restnutzungsdauer beeinträchtigen.

Nach der DAfStb-Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) ist die Versuchsgrenzlast erreicht, wenn

- Messwerte (z.B. des Last-Verformungsverhaltens oder der Schallemission) auf kritische Veränderungen schließen lassen, die bei weiterer Laststeigerung zu einer Schädigung des Bauwerks führen,
- eine Gefährdung der Standsicherheit zu erkennen ist oder
- kritische Auflagerverschiebungen auftreten.

Die Versuchsgrenzlast ist erreicht, wenn ein definierter Grenzwert einer der vielfältigen Bauwerksreaktionen überschritten wird, die während des Belastungsvorgangs (fast) alle messbar sind. Es ist nach der Richtlinie erforderlich, für folgende Bauwerksreaktionen Grenzlastkriterien zu bestimmen:

- Betondehnung, bzw. Schallemissionsanalyse (als begleitende Messung empfohlen)
- Dehnung des Betonstahls
- Rissbreite, bzw. Rissbreitenänderung
- Durchbiegung
- Verformungen im Schubbereich schubbewehrter Balken

Zur Grenzkriterienüberwachung ist eine Messtechnik notwendig, die eine zeitnahe Erfassung der Bauwerksreaktionen ermöglicht (Abschnitt 3.3) und eine Belastungstechnik, die sowohl feinfühlig zu steuern ist als auch ein schnelles Reagieren zulässt (Abschnitt 3.1, 3.2).

Zur korrekten Beurteilung der Messergebnisse ist auch die Kenntnis der Umgebungsbedingungen erforderlich (Richtlinie DAfStb, 2000) (Abschnitt 3.3.1). Dazu können Temperatur, Wind oder Luftfeuchte gehören.

Prinzip der Selbstsicherung

Für experimentelle Tragsicherheitsbewertungen über dem Gebrauchslastniveau wird eine für das Bauwerk schadensfreie Belastungstechnik gefordert (s. Abschnitt 2.1, (Großmann, 1995)). Die Methodik „EXTRA“ gewährleistet dies für duktile Bauteile (Steffens et al., 1995b), (Steffens et al., 2002a). Wird an duktilen Bauteilen die Versuchslast hydraulisch aufgebracht und die Reaktionskraft der Pressen gegen eine hinreichend verformungssteife Belastungsvorrichtung abgegeben, tritt ein Selbstsicherungseffekt ein: Bei beginnendem Versagen reduziert sich die Versuchslast selbsttätig; ein plötzlicher Absturz wie bei der direkten Testlasterzeugung durch Massen (Sand-, Wasserballast o. ä. sowie stark federnde Biegeträger) ist ausgeschlossen.

Die Verformungssteifigkeit der Belastungsvorrichtung ist daher in Relation zur Bauteilsteifigkeit hinreichend groß zu wählen.

Baurechtliche Voraussetzungen

Die Bedeutung der bauaufsichtlichen Anforderungen bei Belastungsversuchen wird in (Steffens et al., 2002a) geschildert. Prinzipiell ist zwischen Belastungsversuchen

- bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit und
- zur Bestimmung der Tragsicherheit, also „zerstörungsfreie Prüfungen“

zu unterscheiden.

Hinweise zur Durchführung von Belastungsversuchen bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit enthält die TGL 33407/04 (TGL 33407, 09.1986). Grenzbelastungsversuche sind jedoch nicht einheitlich in Technischen Baubestimmungen geregelt. Tragfähigkeitsversuche als Grundlage für die Erteilung von allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen für Bauprodukte und Bauarten sind in Zulassungsrichtlinien und Leitlinien für einzelne Produktgruppen getrennt erarbeitet worden. Ebenso existieren einzelne Regelungen für die Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Prüfzeugnisse (Technische Baubestimmungen, Bauregelliste A Teil 2).

Planung, Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen zur Bestimmung der Tragsicherheit sind in der DAfStb-Richtlinie geregelt (Richtlinie DAfStb, 2000). Zur Anerkennung von Belastungsversuchen im Rahmen eines Baugenehmigungsverfahrens kann § 5 der Bauvorlagenverordnung herangezogen werden. Dort heißt es zur Prüfung der Tragsicherheit: „Die Bauaufsichtsbehörde kann gestatten, dass die Standsicherheit auf andere Weise als durch statische Berechnungen nachgewiesen wird.“ Eine „Zustimmung im Einzelfall“ ist meist weniger geeignet, da in der Regel keine wesentliche Abweichung von den Technischen Baubestimmungen vorliegt.

3 Versuchstechnik

3.1 Stand der Entwicklung

Belastungsversuche sind schon lange ein probates Mittel, das Tragverhalten von Brückenbauwerken festzustellen. Die Testlast wurde dazu mit Massestücken wie Eisenbahnschienen oder schweren Fahrzeugen aufgebracht, um z.B. die Gebrauchstauglichkeit zu kontrollieren. Zum Nachweis der Tragsicherheit eignet sich diese Methode der Lasterzeugung nicht. Bereits ein Massestück zuviel reicht aus, dass die Versuchsgrenzlast überschritten wird und die Schädigung beginnt. Da die Masse dann nicht schlagartig abgebaut werden kann, droht gar der Einsturz des Bauwerks (Stamm, 1952), (Scheer, 2000).

Im kooperativen Forschungsprojekt EXTRA I wurde in den Jahren 1996-1999 daher geeignetes Belastungsequipment aus Stahlträgern entwickelt, dessen Einzelteile per Muskelkraft zum Einbauort transportiert und dort zu einem Fachwerk zusammengefügt werden. Die Last wird durch hydraulische Pressen aufgebracht, so dass sich im Falle einer großen Verformungszunahme die Last selbsttätig reduziert. Online-Messtechnik ermöglicht durch einen PC mit Monitor die Darstellung von Kraft-Reaktionsdiagrammen und lässt Zustandsänderungen sofort erkennen.

Mit dieser Technik wurden während des Forschungsprojekts EXTRA II auch Brückenbauwerke belastet – mit durchweg positivem Ergebnis (Steffens et al., 1995b), (Gutermann et al., 1999), (Schmidt et al., 1993). Folgende Randbedingungen führten jedoch zu einer geringen Akzeptanz bei den Brückeneignern:

- Auf- und Abbau der Stahlrahmen (inkl. Belastungsversuche) dauerten bis zu einer Woche. Der Verkehrsfluss war während dieser Zeit gelegentlich empfindlich gestört.
- Um den Kräftekreislauf zu schließen, mussten im Widerlagerbereich Stahlstangen verankert werden (Steffens et al., 1999a). Dabei wurde auch die Dichtungsschicht durchbohrt, die das Bauwerk vor Durchfeuchtung schützen soll.

Die Testlast kann auch mit der Überfahrt schwerer Lastkraftwagen oder Mobilkrane erzeugt werden (Steffens et al., 1999a), (Doko, 2000). In den USA wurde hierfür ein Fahrzeug entwickelt (Beal, 1998), das durch Verschieben seiner Beladung wahlweise die Lasten der Doppelachse des Anhängers oder der Zugmaschine erhöhen kann. Diese Art der Testlasterzeugung hat jedoch folgende Nachteile:

- Es existiert keinerlei Selbstsicherungseffekt. Beim Bauwerksversagen kann die Masse nicht schnell genug entfernt werden.
- Belastungsversuche sollten daher nur bis zum Gebrauchslastniveau (oder geringfügig darüber) durchgeführt werden, um das Risiko eines Einsturzes zu minimieren.
- Zur Bestimmung der Tragsicherheit müssen die Ergebnisse extrapoliert werden. Dies ist nicht immer zulässig, bzw. möglich.

Um die Tragsicherheit mit Akzeptanz der Brückeneigner experimentell nachzuweisen, war eine Weiterentwicklung der Belastungstechnik angezeigt. Es wurde unter Mitarbeit durch den

Verfasser ein umfangreiches Pflichtenheft für ein spezielles Belastungsfahrzeug BELFA aufgestellt (Steffens et al., 2002b), dessen wichtigsten Forderungen hier aufgezählt werden:

- Belastungsversuche in einer Spur der Brückenklassen 12 bis 60 nach DIN 1072 (12.85)
- Selbstsicherndes Belastungsprinzip
- Kurze Straßensperrzeiten (Iványi et al., 1996a)
- Variable Anpassung an Stützweiten l ≤ 18,00 m durch stufenlose Teleskopierung
- Betrieb als Sonderfahrzeug ohne wesentliche Einschränkung im Straßenverkehr

Die Umsetzung des selbstsichernden Belastungsprinzips erwies sich jedoch als schwierig, da Abmessungen und Gewicht für eine Zulassung als Sonderfahrzeug beschränkt waren und gleichzeitig die Stützweite von l = 18 m mit einer möglichst steifen Konstruktion überbrückt werden musste. Die Lösung war ein Hauptträger aus zwei mit Querschotts verbundenen **I**-Trägern, der sich bei einer Stützweite von l = 18 m und einer definierten Belastung von F = 3 x 400 kN im Stich weniger als f = 20 mm verformt.

Die dabei während des Belastungsvorgangs im BELFA gespeicherte Energie kann bei steifen, unterbewehrten Brückenkonstruktionen im Versagensfall ungewollt zur nachhaltigen Schädigung führen. Sofern die Last nicht durch die Hydraulik schnell genug abgebaut wird, muss dieser Versagensfall vor dem Einsatz daher stets untersucht und ausgeschlossen werden.

3.2 Belastungsfahrzeug BELFA

3.2.1 Entwicklung des Belastungsfahrzeuges

Das Belastungsfahrzeug wurde im kooperativen Forschungsprojekt „Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges (BELFA)“, gefördert durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (bmbf) in Bonn, unter maßgeblicher Mitarbeit durch den Verfasser entwickelt (Steffens et al., 2002b), nach einer beschränkten Ausschreibung vergeben und von Juli 2000 bis März 2001 gebaut. Die Entwicklung ist patentiert.

Das Konzept beruht auf dem Prinzip, ein schweres, steifes und mobiles Tragwerk so über der Brücke zu errichten, dass gegen die Fahrzeugmasse die Versuchsziellasten mit hydraulischen Pressen geregelt aufgebracht werden können, ohne einen für das Bauwerk kritischen Zustand zu erzeugen.

Das Fahrzeug gliedert sich in folgende Funktionsbereiche (Bild 3-3; (Opitz, 2001)):

- Funktionseinheiten für den Transport wie Zugmaschine, Fahrgestelle und Lenkung
- Konstruktive Elemente für den Lastabtrag der Versuchslasten (z.B. Hauptträger)
- Funktionseinheiten für den Einrichtbetrieb (z.B. Stromaggregat, Bordkran, Licht)
- Belastungshydraulik (z.B. Zylinder, Aggregat und Steuerung)
- Fahrzeugcontrolling (Sicherheit für Mensch und Maschine)
- Zubehör (z.B. Verlängerungstraversen, Stahl- und Wasserballast)

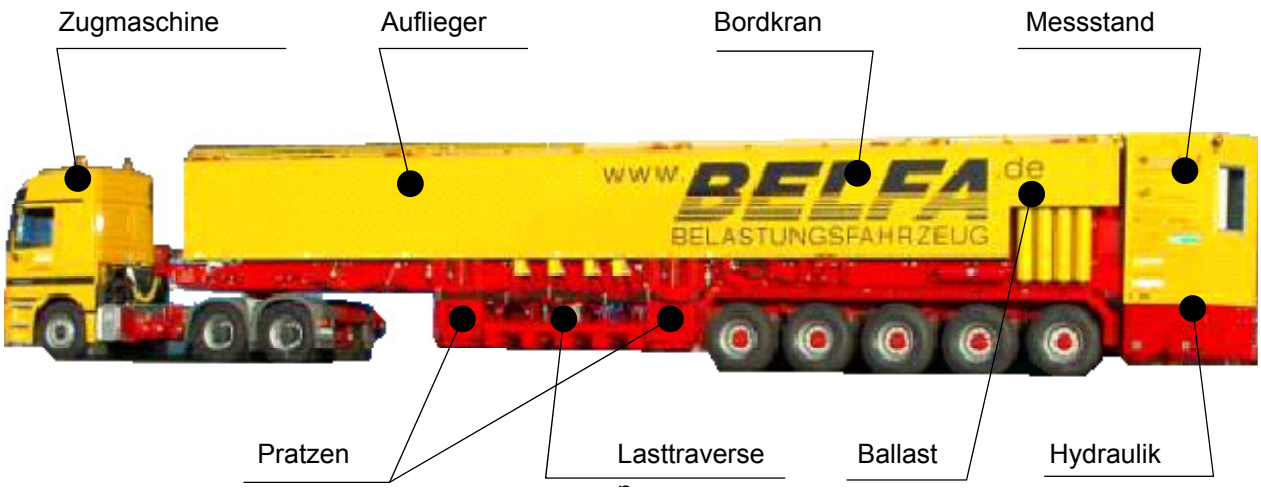


Bild 3-3 Funktionselemente des Belastungsfahrzeuges

Die komplexe Konstruktionsentwicklung konnte iterativ gelöst werden. Die Vorstellungen der Forschungsgruppe und eigene Ideen mussten unter Berücksichtigung des Zeit- und Kostenrahmens koordiniert und in Zusammenarbeit mit dem Fahrzeugbauer auf ihre technische Umsetzbarkeit geprüft werden. Hierin bestand neben der Konstruktion von Ausstattungselementen (Wasser-/Ballast, Verlängerungstraversen, Messstand) und Mitarbeit an der Konzeptentwicklung die Hauptaufgabe des Verfassers.

Nach 6 Iterationsschritten stand das endgültige Konzept (s. Anlage 1): Eine dreiachsige Zugmaschine zieht den fünfachsigen Anhänger, dessen drei letzten Achsen lenk- und liftbar sind. Das Gesamtgewicht von 80 t resultiert aus der massiven Hauptträgerkonstruktion, die aus zwei geschweißten I-Profilen besteht und über 16 Querschotte ausgesteift ist. Auf den Querschotten verläuft die Kranbahn. Der Hauptträger ist ca. 16 m lang, kann aber über einen Klappschnabel auf 18,5 m verlängert werden. Er ist für Versuchslasten bis 1500 kN dimensioniert.

Auf den unteren Flanschen des Hauptträgers laufen die fünf Belastungsschlitten und zwei Abstützungen, die in Längsrichtung stufenlos verfahrbar sind. Im Gefälle erleichtert ein elektrischer Kettenantrieb das Handling der beweglichen Elemente. Jede Belastungseinheit, die aus Prüfzylinder und Kraftmessdose besteht, ist für Lasten bis 500 kN ausgelegt. Sie sind durch den Anpressdruck während der Belastungsversuche biegesteif mit dem Hauptträger verbunden. In Längsrichtung sorgt eine Spindel für die notwendige lotrechte Ausrichtung, wenn das Fahrzeug im Gefälle steht. In Querrichtung übernimmt dies eine gelenkig angeschlossene Stahltraverse, die die Versuchlast zudem auf zwei Lasteinleitungsflächen (20 * 40 cm) im Abstand von 2 m verteilt. Jede Pratze mit integriertem Kraftmessbolzen ist für 600 kN bemessen.

Der Hauptträger ist über massive Rollenlagerung, die ein leichtgängiges Ausziehen des Fahrzeuges ermöglicht, mit dem vorderen wie hinteren Fahrgestell verbunden. Beim Versuchsaufbau übertragen sie das Moment und die Kräfte, die beim Anheben der Zugmaschine und des Nachläufers entstehen (Abschnitt 3.2.2, Bild 3-4 C).

Das Fahrzeug verfügt über eine autarke Stromversorgung, kann aber auch über eine externe Einspeisung betrieben werden. Ein schallgedämmtes Stromaggregat versorgt alle Funktionseinheiten mit Elektrizität. Der Bordkran mit einer Leistung von 16 mt arbeitet ebenfalls autark und ist mit einer Fernbedienung ausgestattet. Insgesamt 10 Strahler, die an den beiden hydraulisch ausklappbaren Geländern an den Trägeroberseiten angebracht sind, erzeugen das für Nachteinsätze nötige Licht.

Am hinteren Ende des Fahrzeuges befindet sich der Messstand mit Steuereinheit zur Bedienung und Kontrolle der Belastungshydraulik, die durch ein Hydraulikaggregat unter dem Messstand gespeist wird. Dort werden auch alle am Testobjekt angebrachten Messgeräte durch eine Messanlage verstärkt und mit einem PC ausgewertet.

Sowohl die Einrichtzustände wie auch die Belastungsvorgänge werden durch die Fahrzeugssteuerung (SPS) sowie durch ein Modul der Belastungssteuerung kontrolliert. Bei einer Fehlbedienung oder einem sonstigen kritischen Zustand ertönt ein Warnsignal, bzw. werden alle Aggregate automatisch abgeschaltet. Hierzu wird das Fahrzeugverhalten durch zwei Neigungssensoren und die Kraftmessbolzen der Abstützungen überwacht.

Zum Belastungsfahrzeug gehört Zubehör, das bei Bedarf mitgeführt werden kann. So stehen 6 Stahlgewichte à 1,8 t zum Ballastieren und Trimmen des Fahrzeuges zur Verfügung. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, das Fahrzeug mit Wasser-Faltsilos in unterschiedlichen Größen auf insgesamt 100 t zu beschweren. Für kleinere Brücken können die Belastungstraversen mit Stahlträgern über die reguläre Breite von 2 m hinaus verlängert werden. So können nicht nur mit einem Fahrzeug Lastbilder in zwei Fahrspuren erzeugt werden, sondern auch im Bedarfsfall Versuchslasten über Zugstangen an Tragwerken oberhalb des Fahrzeuges eingeleitet werden (z.B. Dachbinder).

3.2.2 Einsatzkonzept des Belastungsfahrzeuges

Das Belastungsfahrzeug ist als Sonderfahrzeug nach StZVO §70 zugelassen. Während seiner Erprobungsphase konnte keine einheitliche Fahrgenehmigung der Bundesländer erreicht werden. Jedes Bundesland setzt für die Fahrgenehmigung nach §29 StVO eigene Maßstäbe fest, die unterschiedlich einschränkend sind. Auch die Verbindung von Zugmaschine und Sattelauflieger über einen speziellen Königszapfen, und damit formell zur Arbeitsmaschine, entbindet durch das hohe Eigengewicht in den meisten Bundesländern nicht von der Genehmigungspflicht.

Ist die Genehmigung erteilt, fährt das Belastungsfahrzeug mit eigenem Antrieb direkt zu seinem Einsatzort (Bild 3-4, A). Bevor die Sattelzugmaschine das zu testende Bauwerk überfährt, bremsen die hinteren Achsen, und die Sattelzugmaschine zieht das vordere Fahrgestell aus (Bild 3-4, B). Zusätzlich kann der Satteldruck und somit die Achslasten der Zugmaschine verringert werden, indem die letzten drei Achsen des Anhängers entlüftet werden. Damit ist eine schädigungsfreie und für die Sicherheit des Bauwerks unbedenkliche Überfahrt der Zugmaschine gewährleistet (Bild 3-5).

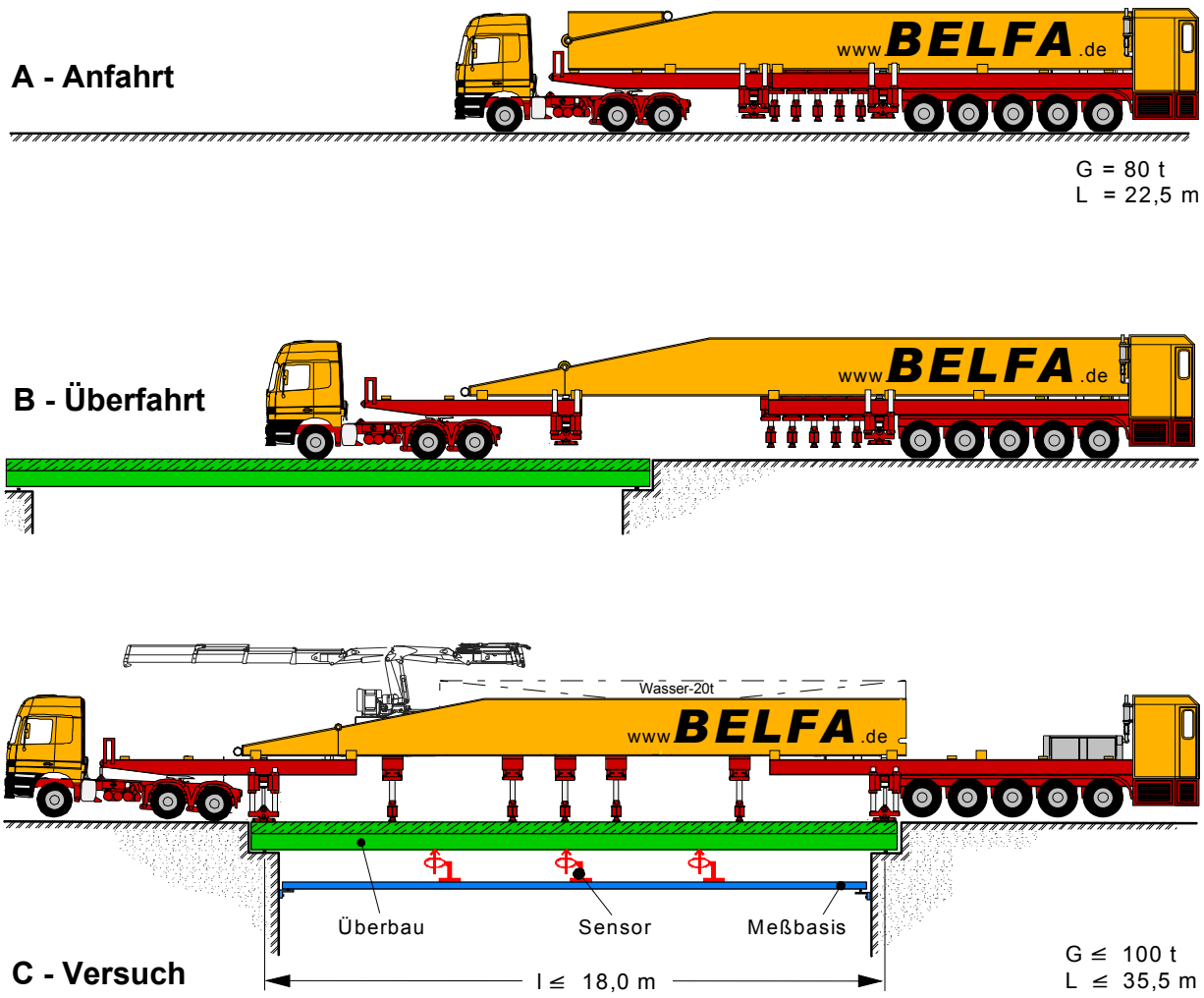


Bild 3-4 Phasen eines Belastungsversuches (Gutermann, 2001)

Bevor die Räder des hinteren Fahrgestells auf das Bauwerk fahren, bremsen sie erneut, und der Hauptträger wird weiter ausgezogen. Hat die Zugmaschine die Untersuchungsstelle überquert, werden alle Achsen entlüftet und sowohl die Zugmaschine als auch alle Achsen an den Hauptträger angekoppelt. Hydraulische Stützen heben das Fahrzeug an und machen damit nahezu die gesamte Masse für einen Belastungsversuch nutzbar (Bild 3-4, C).

Jetzt kann der Bordkran, der auf dem Hauptträger transportiert und in Längsrichtung verfahrbar ist, mitgeführten und zusätzlichen Ballast aufladen und das Fahrzeug trimmen. Bei Bedarf steigern Wassertanks das verfügbare Gesamtgewicht bis auf 100 t. Die Belastungsstempel werden an ihre Testposition verfahren und führen die Belastungszyklen durch, die in der Vorplanung festgelegt und durch umfangreiche Steuerungstechnik im rückwärtigen Messstand kontrolliert werden. Die Bauwerksreaktionen werden von einer unabhängig gelagerten Messbasis elektronisch aufgenommen und werden online überwacht. Zur Abfahrt wird das Fahrzeug wieder zusammengeschoben und ist sofort für einen neuen Einsatz bereit.

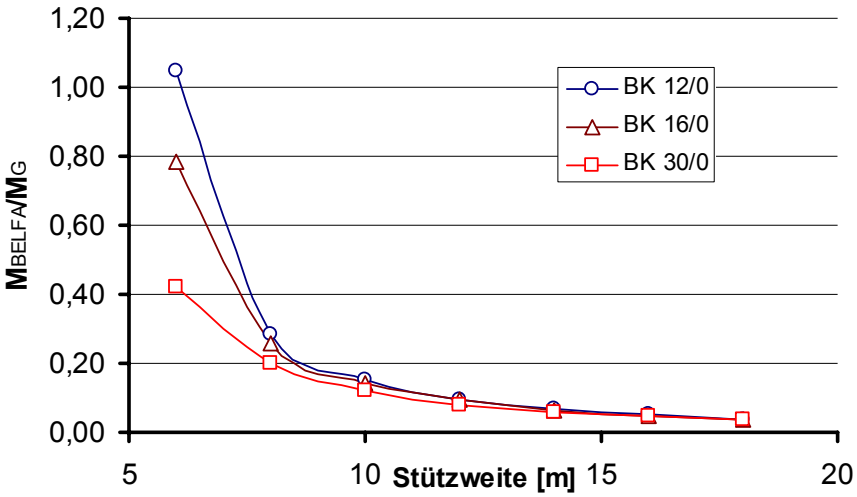


Bild 3-5 Abschätzung der Biegemomente bei Überfahrt der Sattelzugmaschine (Verhältnis max. Biegemoment aus Überfahrt BELFA {M_{BELFA}} zu max. Biegemoment aus Gebrauchslast {M_G}) (Romeo, 2000)

3.2.3 Einfluss der Positionierung

Je nach Positionierung des Belastungsfahrzeuges können an einem Objekt unterschiedliche Kräftekreisläufe erzeugt werden (Steffens et al., 2002a).

Kleiner Kräftekreislauf

Sind in einem Bauteil örtlich begrenzte Bereiche mit definierten Last- oder Schnittgrößen nachzubilden, kann die Versuchslast durch einen kleinen Kräftekreislauf (Gleichgewichtssystem) nachgebildet werden. Durch Eintragen der Versuchsziellast werden die bereits vorhandenen Schnittgrößen so erhöht, dass sich die Zielschnittgrößen hinreichend genau einstellen. Bei Brücken wird diese Variante z.B. für Querkraftprüfungen des Überbaus eingesetzt (Bild 3-6).

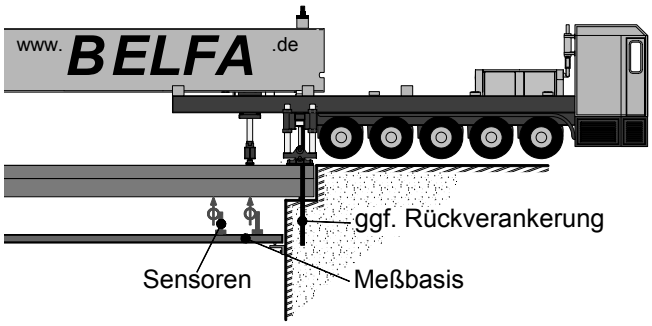


Bild 3-6 Kleiner Kräftekreislauf

Mittlerer Kräftekreislauf

Diese Versuchsanordnung stellte mit dem konventionellen Belastungsgeschirr (Stahlfachwerk aus U-Profilen) den Normalfall dar. Untersucht wurde nur der Überbau ohne Widerlager, da die Belastungsrahmen im Widerlagerbereich rückverankert werden mussten.

Übersteigt die erforderliche Versuchsziellast ext F_{Ziel} die verfügbare Masse des Belastungsfahrzeuges, kann es nach dem gleichen Verfahren rückverankert werden (Bild 3-7).

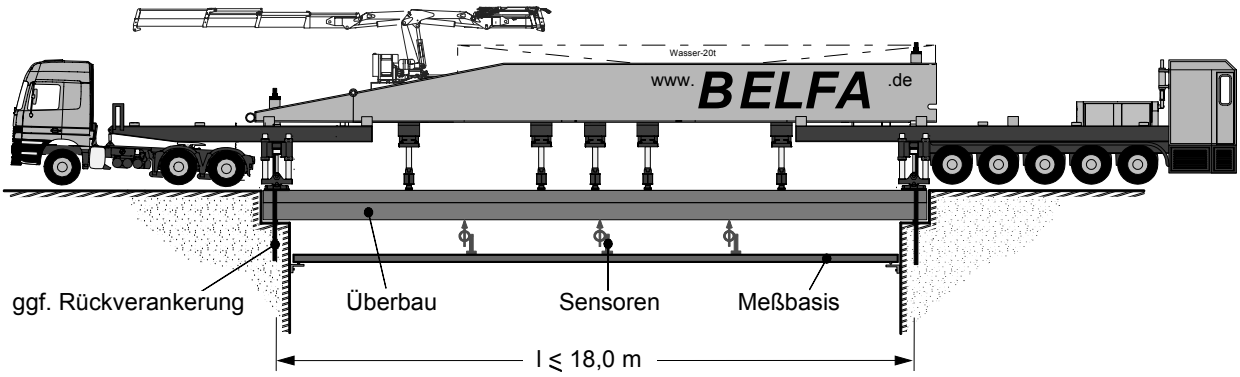


Bild 3-7 Mittlerer Kräftekreislauf

Großer Kräftekreislauf

Durch Aktivierung von Massekräften wird ein großes Gleichgewichtssystem von Bauteilen und Gründung erzeugt. Neben der schnellen und variablen Einsatzmöglichkeit ist dies der größte Vorteil des Belastungsfahrzeuges. Kann auf eine Rückverankerung verzichtet werden, ist eine Tragsicherheitsbewertung am gesamten System möglich. Dies erfüllt eine der Bedingungen für die Anwendung von Belastungsversuchen an Brückenbauwerken (Abschnitt 2.1, (Großmann, 1995)).

Wird das BELFA bei kleineren Brücken außerhalb der Widerlager abgestellt, kann die globale Reaktion des gesamten Bauwerkes, einschließlich Überbau, Widerlager und Gründung auf seine Tragsicherheit geprüft werden (Bild 3-8). Die Abstützungen beeinflussen jedoch auch dann die Versuchsergebnisse praktisch nicht, wenn sie im Einflussbereich des Widerlagers positioniert sind: Mit Erreichen der Versuchsziellast werden sie in der Regel gegen Null entlastet.

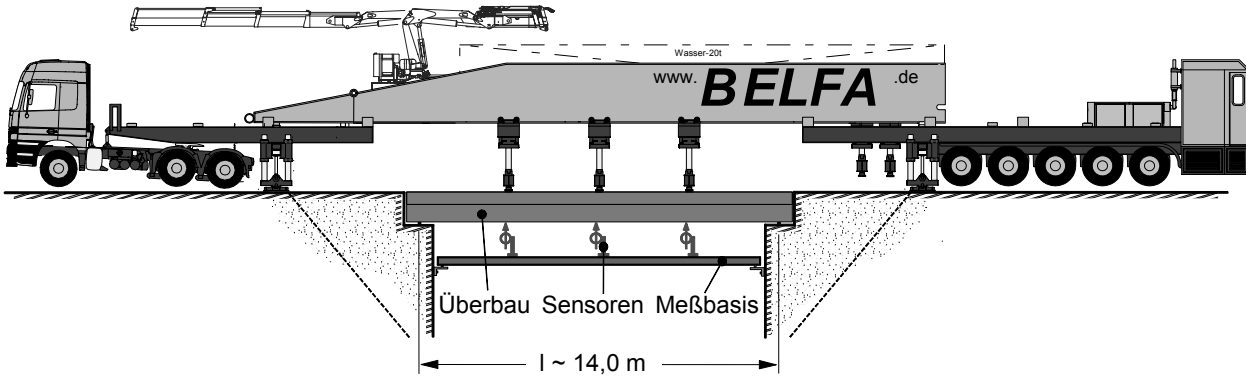


Bild 3-8 Großer Kräftekreislauf

3.3 Messtechnik

3.3.1 Allgemeines

„Bei Belastungen bis zur Versuchsziellast ist eine Messtechnik zu verwenden, welche die Verformungskriterien …, die Umgebungsbedingungen (z.B. Temperatur, Luftfeuchte, Wind) und deren Veränderungen während des Belastungsversuches ausreichend genau und zuverlässig erfasst“ (Richtlinie DAfStb, 2000). Die Entwicklung, die Wirkungsweise sowie die besonderen Eigenschaften der dazu tauglichen Messaufnehmer sind in der Fachliteratur bereits erwähnt (z.B. (Steffens et al., 1994), (Steffens et al., 1995a), (Steffens et al., 1997), (Quade et al., 1993)). In diesem Abschnitt soll daher erläutert werden, welche besonderen Maßnahmen bei in-situ-Versuchen zu beachten sind, um ungewollte systematische Störfaktoren weitgehend zu vermeiden.

Da Bauwerksreaktionen wie z.B. Durchbiegungen aus integralen Formänderungen eines Bauwerksbereiches resultieren, müssen Messsensoren eingesetzt werden, die reproduzierbare und hoch aufgelöste Ergebnisse liefern (ca. $f_{max}/100$). Dabei ist nicht die vom Hersteller angegebene Messgenauigkeit maßgebend, sondern jene, die unter Baustellenbedingungen reproduzierbar erreicht werden kann. Nur so sind aus den Aktions-Reaktionskurven auch Systemänderungen (z.B. Rissbildung) zu erkennen. Das geänderte Systemverhalten wird dann - auch mit zusätzlichen Sensoren (z.B. Rissweite) - weiter überwacht.

Viele Sensoren benötigen eine neutrale Basis, von der sie die Bauwerksreaktionen durch Differenzmessung registrieren können. Diese Messbasis ist meist (zeit-)aufwändig zu montieren und braucht erfahrenes Personal sowie besondere Sorgfalt zur mangelfreien Installation. Bereits Temperatureinflüsse bewirken Formänderungen, die die Messwerte signifikant stören können. Durch Entwicklung und Bereitstellung des Belastungsfahrzeuges stellt die Applikation der Messtechnik nun die zeitintensivste Arbeit bei Belastungsversuchen an Brücken dar. Bei zukünftiger Weiterentwicklung und Einsatz messbasisloser Methoden ist es denkbar, Belastungsversuche inklusive Auf- und Abbau binnen eines Tages durchzuführen.

Nach heutigem Kenntnisstand erfüllen alternative messbasislose Methoden noch nicht die Anforderungen an Reproduzierbarkeit und Auflösung der Messwerte. Es ist aber abzusehen, dass mit fortschreitender Entwicklung der optischen Messsysteme in Zukunft geeignete Verfahren zur Verfügung stehen (Scheibe, 2001).

3.3.2 Messgeräte und Messwertregistrierung

Induktive Wegaufnehmer

Induktive Wegaufnehmer sind schnell applizierbar, robust und arbeiten verschleißfrei. Wegänderungen bis über 50 mm lassen sich je nach Bauart stufenlos registrieren.

Mit ihnen lassen sich direkt an der Bauwerksoberfläche Rissbreitenänderungen oder integrale Dehnungen/Stauchungen messen, indem sie über eine definierte Grundlänge l die Wegänderung Δl aufnehmen ($\varepsilon = \Delta l / l$). Bei stark inhomogenen/porösen Oberflächen (z.B. Mauerwerk) kann der Abstand der Basispunkte mit Gestänge verlängert werden, so dass die integrale Messung auch bei vereinzelten Gefügestörungen reproduzierbare Ergebnisse liefert.

Um Verschiebungen des Tragwerks zu messen, muss eine lastneutrale Basis errichtet werden. Diese kann bei Brücken je nach den Randbedingungen unterhalb oder oberhalb des Bauwerkes aufgebaut werden. Bei Messungen von oberhalb muss der Straßenaufbau an der Messstelle entfernt werden, um direkt auf das Tragwerk zu takten.

Induktive Wegaufnehmer liefern unter Baustellenbedingungen abhängig von den Störeinflüssen (Wind, Sonne, Qualität der Messbasis) reproduzierbare Auflösungen von ca. max f/100 ($\Delta f \leq 0{,}02$ mm) und besser. Damit ist gewährleistet, dass anhand der Kraft-Verformungskurven Systemänderungen zuverlässig erkannt werden können.

Dehnungsmessung mit Dehnungsmessstreifen (DMS)

Aufgrund des geringen Platzbedarfs der Dehnungsmessstreifen (DMS), ihrer sehr hohen Frequenzgrenze, der hohen Präzision und ihrer Unempfindlichkeit gegenüber Erschütterungen sind sie eines der wichtigsten Instrumente der experimentellen Dehnungsanalyse (Lierse, 1980), (Rombach, 1989). Die maschinelle Fertigung im Ätzverfahren lässt weitgehend beliebige Strukturen zu.

Für Baustellenmessungen sind sie wegen ihrer sehr aufwändigen Applikation nur bedingt geeignet. Bei Stahlbrücken oder WIB-Brücken (Walzträger in Beton) bieten sie sich für die Dehnungsmessung am Unterflansch der Stahlträger an. Bei Massivbrücken können sie an einem Bewehrungsaufschluss am Stahl appliziert werden, um Grenzdehnungen zu detektieren (Richtlinie DAfStb, 2000). Die Messung an einem diskreten Punkt führt jedoch nicht zwangläufig zu extremen Ergebnissen, da die Aufschlussstelle dann zufällig genau in einer Rissachse liegen müsste.

Für Dehnungsmessungen an Beton müssen DMS mit sehr großen Abmessungen verwendet werden, so dass sich hier vorwiegend eine integrale Dehnungsmessung durch Wegaufnehmer anbietet (s.o.).

Krümmungsmessung

Die Krümmungsmessung kann über eine Anordnung von drei im gleichen Abstand angebrachten induktiven Wegaufnehmern erfolgen. Über den Stich f lässt sich die Krümmung am Bauteil bestimmen. Dafür sind Bereiche auszuwählen, die möglichst querkraftfrei sind, bzw. an denen keine Krafteinleitung erfolgt.

Als messbasislose Alternative eignet sich der kombinierte Krümmungs-Dehnungsaufnehmer nach *QUADE* (Quade, 1991). Mit dem robusten und einfach zu applizierenden Messgerät können sowohl Krümmungen als auch Dehnungen an einer Messstelle erfasst werden. Der Aufnehmer wird direkt auf der Bauteiloberfläche auf vorher angeklebten Haltern mit Überwurfmuttern appliziert. Durch den geringen Installationsaufwand ist er ebenso eine Alternative zum Dehnungsmessstreifen.

Neigungsmessung

Als weitere messbasislose Messgeräte bieten sich Neigungssensoren an. Neigungen f'(x) sind eine Integrationsstufe niedriger als Durchbiegungen f(x) und erhöhen damit den Anspruch an die Empfindlichkeit. Es müssen also hochauflösende Neigungssensoren eingesetzt werden, die

trotz der großen Auflösung eine geringe Messunsicherheit besitzen. Es hat sich dabei gezeigt, dass bereits elektrische Feldeinflüsse (z.B. Oberleitung einer Bahnlinie) die Messwerte stören können. Mit einem entsprechenden Rechenalgorithmus kann der periodische Störeinfluss allerdings herausgerechnet werden.

Meist werden Neigungssensoren als ergänzende Messmethode zur Durchbiegungsmessung eingesetzt (z.B. Widerlagerverdrehung), da zur Feststellung einer Starrkörperverschiebung des Bauwerks eine Ausstattung nur mit Neigungssensoren nicht ausreichend ist.

Sehr gut haben sich Neigungssensoren für Differenzmessungen bewährt. Sie eignen sich ausgezeichnet zur Bestimmung der Teileinspannung der Widerlager, indem in einer Achse sowohl Sensoren am Widerlager als auch am Überbau angebracht werden. Gleiches gilt für Differenzmessungen an markanten Schnitten, wie z.B. Betonierfugen, Koopelfugen etc.

Laserdistanzmessung (LDM)

Lasterdistanzmessgeräte können ebenfalls zur messbasislosen Verformungsmessung eingesetzt werden. Die Auflösung ihrer Messwerte wird maßgeblich von den Umgebungsbedingungen (z.B. Luftfeuchte, Reflektionen) beeinflusst. Für Belastungsversuche an Massivbrücken sind derzeit keine Messsysteme bekannt, die für die messbasislose Durchbiegungsmessung geeignet sind. Die Anschaffungskosten sind (noch) recht hoch.

Einfache Laserdistanzmessung mit geringer Messsicherheit ist sehr gut für die Kontrolle von Fahrzeugüberfahrten verwendbar. Statt Kraft-Verformungskurven können damit am Computer Weg-Verformungskurven (Einflusslinien) erzeugt werden (Bild 6-65, S. 96).

Optische Verfahren

Laser-Tachymeter haben sich bereits in verschiedenen Bereichen der Bauvermessung bewährt. Mit ihnen können Punkte dreidimensional (x, y, z) vermessen werden. In einer Diplomarbeit an der TU-Dresden wurde untersucht, ob sich dieses Messverfahren auch für Belastungsversuche eignet (Scheibe, 2001). Die reproduzierbare Auflösung wird mit einigen Zehntel Millimetern angegeben. Verformungsmessungen mit dem Laser-Tachymeter sind daher für Belastungsversuche an Massivbrücken nur eingeschränkt geeignet, auch weil ausführliche Untersuchungen hinsichtlich Messgenauigkeit und –geschwindigkeit noch fehlen.

An der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) wurde eine laseroptische Schlauchwaage entwickelt. Dabei werden die Verformungen von Sensoren bestimmt, die den von einer Referenzstelle ausgesandten Laserstrahl empfangen. Die reproduzierbare Auflösung liegt unter Berücksichtigung von Rauschen und Linearitätsfehlern jedoch nur bei 0,2 mm und ist für Belastungsversuche an Massivbrücken nur eingeschränkt geeignet.

Ein weiteres Verfahren bietet sich mit der Photogrammetrie an. Das Bauwerk wird von einer geometrisch bekannten Stelle digital photographiert. Speziell gekennzeichnete Messpunkte können von einer Auswertesoftware erkannt und die Formänderung durch Vergleich zweier Aufnahmen errechnet werden. Die Messrate wird durch die Verschlusszeit der Kamera und die Schnelligkeit des Rechenalgorithmus bestimmt. Es können ab zwei Kamerastandorten dreidimensionale Verformungsbilder erstellt werden. Dieser spezielle Fall der Photogrammetrie wurde bereits an einigen Objekten getestet und ist bei gesteigerter Rechnerleistung mit geeigneten Rechenalgorithmen für die Baustellenmessung viel versprechend. An der Bauhaus-

Universität Weimar läuft zurzeit ein Promotionsverfahren zum Thema „Einsatzmöglichkeiten der Photogrammetrie in der Baumesstechnik“.

Schallemissionsanalyse

Die Schallemissionsanalyse wird als begleitende Messung zur Beurteilung des Verformungskriteriums „Betondehnung“ während der Belastungsversuche empfohlen (Richtlinie DAfStb, 2000).

Für die Schallmessung werden am Bauwerk Sensoren mit einem Koppelmittel (Silikon) angebracht Sie registrieren den Schall, der bei der Rissbildung durch die freiwerdende Energie erzeugt wird. Sind die Sensoren räumlich am Bauwerk angebracht, lässt sich über das Verhältnis der Laufzeiten der Entstehungsort bestimmen (Kapphahn, 1991).

Die Besonderheit der Schallemissionsanalyse besteht darin, dass nur aktive Rissbildungsprozesse registriert werden. Bei einem vorhandenen, aber unter der Belastung passivem Riss wird keine Energie freigesetzt. Bis zur Höhe der Vorbelastung (Erstbelastung) bleibt die Schallemission gering; erst das Überschreiten wird durch plötzliches Auftreten von Ultraschalleffekten angekündigt („Kaiser-Effekt“, (Kordina, 1996)).

Messwertregistrierung

Alle elektronischen Messstellen werden mit einer Vielstellenmessanlage verbunden (bis 100 Stellen), die direkt an einen PC mit entsprechenden Auswerteprogrammen angeschlossen ist. Die installierte Software ermöglicht die Kontrolle eines Versuches am PC und Bildschirm und besitzt Module zur späteren Auswertung. Alle wichtigen Messwerte - auch mit Rechenalgorithmen zusammengefasste (z.B. Differenzmessungen) - werden online dargestellt.

Erst diese zeitgleiche Ausgabe der Einwirkungs-Reaktions-Diagramme auf dem Bildschirm erlaubt die risikoarme Durchführung von Belastungsversuchen.

Die Dauer eines Messzyklus, also das Abfragen aller Messstellen, sollte im Bereich einer Sekunde liegen, um das zeitnahe Darstellen der Kurven zu gewährleisten. Bei längeren Intervallen ist die Belastungsgeschwindigkeit entsprechend anzupassen.

4 Einflussfaktoren bei der Versuchsziellastermittlung

4.1 Allgemeines

Im Belastungsversuch wird angestrebt, für die tragende Konstruktion das maßgebende Beanspruchungsbild der Normlasten zu erzeugen (Abschnitt 2.2). Da eine direkte Nachbildung der Normbelastung nicht praktikabel ist, wird das Beanspruchungsbild im Versuch durch Ersatzlasten erzeugt.

Dabei hängt die Höhe der Versuchsziellasten ab von

- der angestrebten Beanspruchung in den maßgebenden Bauteilschnitten,
- der Anzahl und der Position der Lasteinleitungspunkte,
- den durch das Belastungsequipment verfügbaren Kräften und
- Einflussfaktoren, die die Beanspruchungen im Versuch abmindern.

Einflussfaktoren, die die Bauwerksbeanspruchungen reduzieren können, sind:

- Systemeinflüsse (Teileinspannung, Widerlagersenkung, gestörte Querverteilung)
- Aufbauschichten (Dichtung, Gefälle-/ Schutzbeton, Gehwegbeton, Fahrbahnbeläge)
- Ausbildung der Kragarme und Kappen (incl. massiver Geländer)
- Umwelteinflüsse (z.B. Temperatur)

Diese Einflussfaktoren können während der Belastungsversuche dazu führen, dass die angestrebten Beanspruchungszustände der Tragkonstruktion nicht erreicht werden. Es wurde in der Vergangenheit daher gefordert, Aufbauschichten zum Belastungsversuch auszubauen oder bei der Versuchsdurchführung entsprechend zu berücksichtigen (Iványi et al., 1996a), (Großmann, 1995).

In der Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) werden zur Berücksichtigung von nicht dauerhaft wirkenden Einflüssen keine Angaben gemacht. In (Opitz, 1998) wird eine Kompensation durch eine Überlast vorgeschlagen, die bisher nur abgeschätzt werden konnte. Verallgemeinerbare Untersuchungen, welche Größenordnung die Einflüsse auf die tragende Konstruktion haben, sind dem Verfasser nicht bekannt.

Dem Einfluss der Aufbauschichten beim Biegemomentennachweis wird betragsmäßig eine große Bedeutung zugemessen. Er soll deshalb im Rahmen dieser Arbeit, schwerpunktmäßig basierend auf den Messergebnissen der Abrissbrücke Bad Sülze, qualitativ wie quantitativ analysiert werden. Die übrigen Faktoren werden ebenfalls analog Bild 4-9 untersucht und die Ergebnisse mit Auswertung weiterer Belastungsversuche verifiziert.

Sind die Einflussgrößen bekannt, kann die Versuchsziellast mit genauen Überlastbeiwerten (Überlasten) zuverlässig ermittelt werden (Formel 2-4, Abschnitt 2.2).

Der Einfluss der Aufbauschichten beim Querkraftnachweis mit auflagernaher Lasteinleitung

kann vernachlässigt werden. Die günstige lastverteilende Wirkung wird bereits seit längerem auch rechnerisch berücksichtigt und im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht.

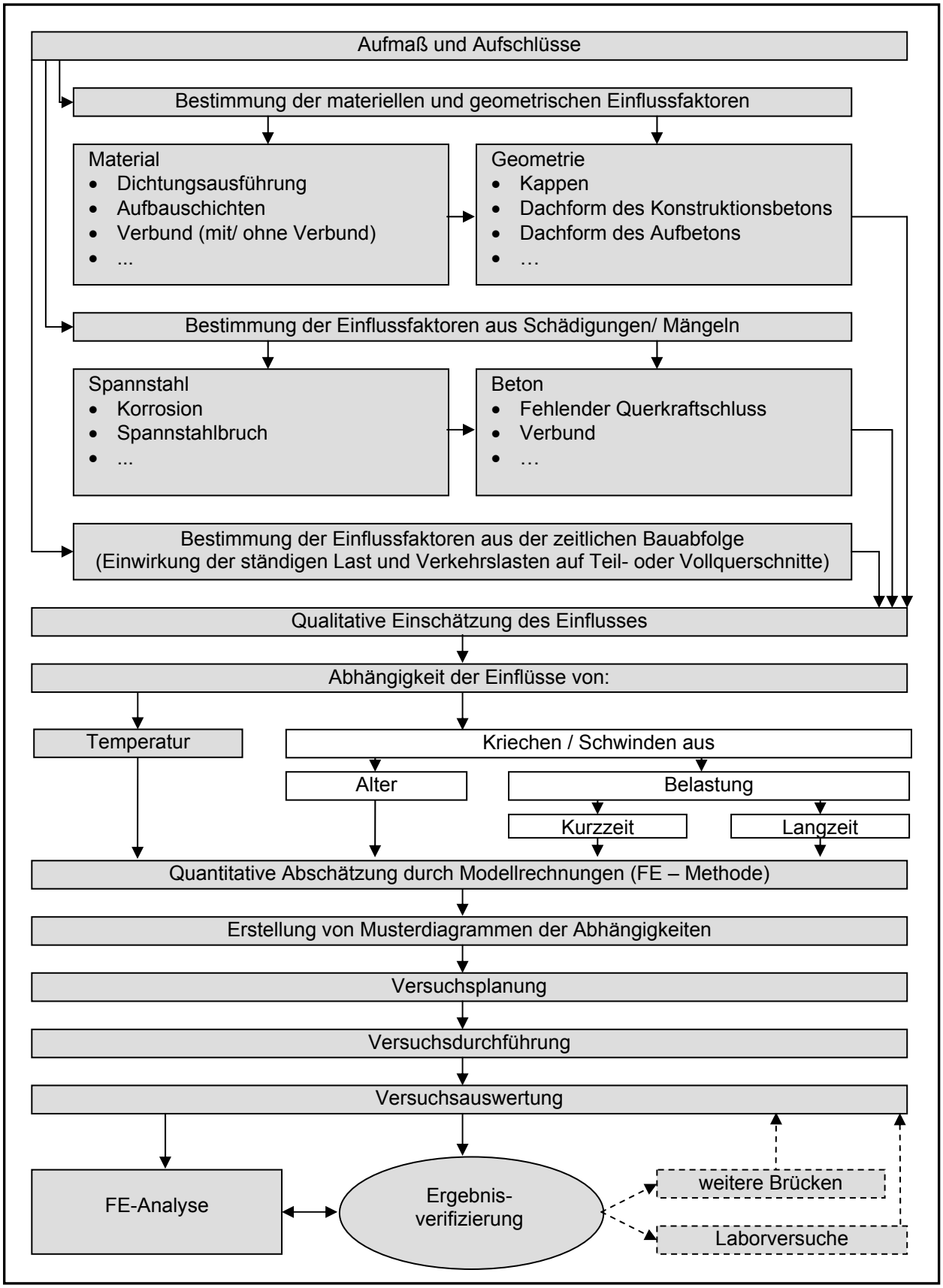


Bild 4-9 Ablaufdiagramm zur Untersuchung der Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

Es lassen sich zur Lösung dieses Themas folgende Aufgaben für eine wissenschaftliche Untersuchung ableiten:

- Untersuchung des Einflusses der Aufbauschichten auf das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion, je nach Material und Ausführung unter Berücksichtigung der Verbundwirkungen der einzelnen Schichten
- Untersuchung des Einflusses der angetroffenen realen Bauwerksgeometrien auf das Trag- und Verformungsverhalten (d.h. Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung). Zum einen ist dies die dachförmige Ausbildung des Betons in Längs- und Querrichtung, zum anderen die Mitwirkung der Kappen
- Bestimmung des Einflusses der zeitlichen Bauabfolge, d.h. der Zuteilung der Belastung auf vorhandene Bauteile bzw. –gruppen
- Bestimmung des Einflusses der Bauausführung, im besonderen der konstruktiven Durchbildung der Auflagersituation, die zu einer ungewollten Einspannwirkung oder Lagersenkung führen kann (Systemidentifikation)
- Bestimmung der direkten und indirekten Beeinflussung der Belastungsversuche durch die Parameter Temperatur und Zwängung (Behinderung der Horizontalverschiebung am Widerlager)
- Erstellung einer Anwenderanleitung für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken, basierend auf den neuen Erkenntnissen.

4.2 Referenzgröße, Überlast- und Korrekturbeiwert

4.2.1 Referenzgröße

Die **Referenzgröße** wird definiert als jene physikalische Größe, die bei der Tragsicherheitsbewertung extrem und damit maßgeblich wird. Der Ingenieur muss bei der Versuchplanung festlegen, welche Auswirkung als *wesentliche* Referenzgröße bei der jeweiligen Aufgabenstellung in Betracht kommt (Versagensart, maßgebender Schnitt/Ort). Referenzgrößen können z.B. sein:

- Durchbiegungen, Neigungen, Krümmungen
- Dehnungen
- Spannungen
- Schnittgrößen

Durchbiegungen, Neigungen oder Krümmungen sind weniger geeignet, da sie sich aus dem Integral der Einwirkungen über die räumliche Bauwerksstruktur ergeben. Dehnungen, Spannungen und Schnittgrößen sind dagegen ortsgebunden und sind als Referenzgröße gut geeignet, da sie die lokale Beanspruchung wiedergeben.

Die relevante Schnittgröße „Biegemoment“ kann aus den Einwirkungen und dem statischen System direkt ermittelt werden. Mit dem Vergleich der Biegemomente kann im Normalfall die Versuchsziellast schnell und zuverlässig ermittelt werden. Eventuelle systematische Fehler sind

unbedeutend, da die Extremwerte nur **verglichen** werden. Der absolute Wert hat bei der Versuchszielastermittlung keine Relevanz.

Bei besonderen Zielsetzungen, wie der Bestimmung des Einflusses der Aufbauschichten, müssen Referenzgrößen gewählt werden, die eine Beurteilung der Beanspruchung einer einzelnen Faser bei unterschiedlichem Querschnittsaufbau zulassen (z.B. Spannungen oder Dehnungen).

In dieser Arbeit werden nur Stahlbetonbrücken untersucht. Für die Untersuchungen ist die Betonzugspannung oder -dehnung von größtem Interesse, weil bei Überschreiten der maximalen Betonzugfestigkeit die Strukturänderung beginnt (Rissbildung). Da die meisten FE-Programme Spannungen als Ergebnis ausgeben können, wird für unseren Fall die **Betonzugspannung** als Referenzgröße gewählt.

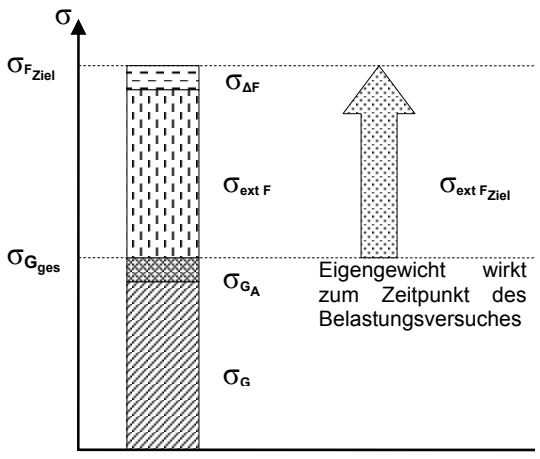
Wenn die absolute Größe der Randspannung abgeschätzt werden soll, muss ihr Anteil aus den Lastfällen „Eigengewicht“ und „Verkehrslast“ bekannt sein. Bei Fertigteilträgerbrücken mit Ortbetonergänzung beeinflusst zusätzlich der Fertigungsprozess der Tragkonstruktion den Spannungsverlauf. Beim Einbau des Ortbetons wird sein Eigengewicht vollständig von den Fertigteilträgern aufgenommen. Erst nach seiner Aushärtung kann er im Verbund mit den Fertigteilträgern Lasten abtragen. Bei Vorberechnungen oder der Auswertung der Versuchsergebnisse ist die zeitliche Bauabfolge daher zu berücksichtigen (Abschnitt 4.3.3, Bild 4-13).

4.2.2 Überlastbeiwert δ

Sind Einflussfaktoren wie z.B. Straßenbelag vorhanden, die die angestrebten Bauwerksbeanspruchungen im Versuch abmindern und nicht dauerhaft dieselben Auswirkungen auf die Bezugsgröße haben, muss die Versuchszielast zum Ausgleich der Reduktion um den Überlastanteil ΔF erhöht werden. Erst mit der Versuchszielast ext $F_{Ziel} = F + \Delta F$ werden dann die Beanspruchungen im Bauwerk erzeugt, die laut Vorschrift nachgewiesen werden müssen (Bild 4-10). Die Einflussfaktoren mindern im Restnutzungszeitraum die Beanspruchungen zwar anhaltend ab, die Tragsicherheit wurde im Belastungsversuch aber unabhängig der Einflüsse nachgewiesen.

Da einige Einflüsse konstant sind oder administrativ kontrolliert werden können (z.B. Auswechseln von Belägen), muss der Überlastbeiwert meist nicht in voller Höhe angesetzt werden.

Bei beständigen Faktoren wie z.B. Einspannwirkungen aus Betongelenken oder Erdwiderstand auf die Widerlager kann in der Regel dagegen davon ausgegangen, dass dieser Einfluss in der Restnutzungszeit dauerhaft dieselben günstigen Auswirkungen hat. Diese Einflüsse müssen nicht durch eine Überlast berücksichtigt werden und stellen daher ein Potential für eine höhere experimentelle Brückeneinstufung dar.



Anteile der Betonzugspannung σ

$\sigma_{ext\ F_{Ziel}}$	Externe Versuchszielast
$\sigma_{\Delta F}$	Überlast zur Kompensation der Einflüsse aus Geometrie und Material
$\sigma_{ext\ F}$	Versuchslast aus Verkehrslasten
σ_{G_A}	Eigengewicht der Ausbauschichten
σ_G	Eigengewicht der Tragkonstruktion

Bild 4-10 Belastungsanteile und Versuchsziellast

Zur Ermittlung des Überlastanteils ΔF wird der Überlastbeiwert **δ** eingeführt. Der **Überlastbeiwert δ_F** ermittelt sich in unserem Fall aus dem Verhältnis der Betonzugspannungen, die aus dem Überlastanteil ΔF und der Versuchziellast ext F_{Ziel} resultieren (Bild 4-10, Formel 4-5). Er zeigt an, um wie viel die Versuchziellast gesteigert werden muss, um z.B. den Einfluss der Aufbauschichten zu kompensieren. Der **Überlastbeiwert δ_{ges}** bezieht sich auf die Gesamtbeanspruchung aus Eigengewicht und Verkehrslast und zeigt daher auch die prozentuale Abweichung bei Nichtberücksichtigung der mittragenden Wirkung im Niveau der Gesamtbelastung (Formel 4-6). Er kann Werte größer oder gleich 1,0 annehmen.

$$\delta_F = \frac{\sigma_{\Delta F}}{\sigma_{extF_{Ziel}}} \tag{4-5}$$

$$\delta_{ges} = \frac{\sigma_{\Delta F}}{\sigma_{F_{Ziel}}} \tag{4-6}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_a für die mittragende Wirkung der Ausbauschichten nach Formel 2-4 zur Ermittlung der Versuchsziellast ist identisch mit dem Überlastbeiwert δ_F (Formel 4-7).

$$\gamma_a = \delta_F \tag{4-7}$$

Der globale Überlastbeiwert δ_F drückt das Produkt aller Einflussfaktoren aus und setzt sich aus den Teilüberlastbeiwerten der Einzeleinflüsse zusammen (Formel 4-8), die größer oder gleich 1,0 sein können.

$$\delta_F = \delta_{F,Fb} \cdot \delta_{F,Sb} \cdot \delta_{F,Gw} \cdot \delta_{F,Ka} \tag{4-8}$$

mit

$\delta_{F,Fb}$	Überlastbeiwert aus Fahrbahnbelag (Asphalt, Pflaster, etc.)
$\delta_{F,Sb}$	Überlastbeiwert aus Schutzschicht (-beton)
$\delta_{F,Gw}$	Überlastbeiwert aus Gehwegbereichen
$\delta_{F,Ka}$	Überlastbeiwert aus austauschbaren/veränderbaren Kappen

Sind alle Einzeleinflüsse bekannt, können zur genaueren Herleitung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_a statt einem globalen Überlastbeiwert δ_F auch die Teilüberlastbeiwerte verwendet werden (Formel 4-9).

$$\gamma_a = \delta_{F,Fb} \cdot \delta_{F,Sb} \cdot \delta_{F,Gw} \cdot \delta_{F,Ka} \tag{4-9}$$

Sind mehrere Einflüsse vorhanden, ist zu diskutieren, ob analog dem Kombinationsbeiwert $\psi_{o,i}$ beim semiprobabilistischen Sicherheitskonzept auch bei den Teilüberlastbeiwerten eine Leiteinwirkung bestimmt wird, während die übrigen Überlastbeiwerte abgemindert werden. Dies scheint sinnvoll, da der Extremfall unwahrscheinlich ist.

Die Überlast ergibt sich direkt aus dem Überlastbeiwert und der Versuchziellast nach Formel 4-10.

$$\Delta F = \delta_F \cdot \text{ext } F \tag{4-10}$$

mit $\text{ext } F$ Versuchslast aus Verkehrslasten

4.2.3 Korrekturbeiwert ς

Die Versuchsziellasten werden im Allgemeinen für bestimmte Versuchsrandbedingungen geplant. Die Versuchsrandbedingungen wie z.B. die Temperatur oder die Materialfestigkeit sind zum Planungszeitpunkt jedoch meist unbekannt und müssen abgeschätzt werden. Eine zum Versuchszeitpunkt niedrigere Umgebungstemperatur sorgt z.B. für eine Erhöhung des E-Moduls von Asphalt und der mittragenden Wirkung.

Einige Randbedingungen (z.B. Temperatur) können aber zum Zeitpunkt der Belastungsversuche spezifiziert werden. Damit der in der Planung durch Annahmen festgelegte Überlastbeiwert den aktuellen Bedingungen angepasst werden kann, sollten während der Planung Korrekturbeiwerte für prognostizierte Veränderungen ermittelt werden. Der **Korrekturbeiwert** ς. passt dann den ermittelten Überlastbeiwert auf den aktuell gültigen Wert an (Formel 4-11). Er kann größer, kleiner oder gleich 1,0 sein.

$$\delta_{F,neu} = \varsigma_F \cdot \delta_{F,alt} \tag{4-11}$$

In der Versuchsauswertung können die vor und während dem Versuch getroffenen Annahmen abschließend verifiziert werden. Beispiele hierzu enthalten Abschnitt 5.7 und Kapitel 6.

4.3 Qualitative Abschätzung der Einflussfaktoren

4.3.1 Einflüsse aus Geometrie und Aufbauschichten

Geometrie

Plattenbrücken kleinerer Stützweiten bestehen oft aus Stahlbetonplatten mit veränderlichem Querschnitt. Sie werden allgemein als homogene, isotrope Platte mit konstanter Bauteildicke berechnet und bemessen. Für Belastungsversuche ist diese Vereinfachung nicht möglich, da die vorhandene Geometrie sowohl die Betondehnung als auch die Durchbiegung beeinflusst. Beides sind Grenzlastkriterien für einen Belastungsversuch (Richtlinie DAfStb, 2000). Da der konstruktive Ortbeton für eine ordnungsgemäße Entwässerung meist als Dachform ausgebildet wird und Kappen zumindest bei kleineren Brücken als Kragarm monolithisch mit dem Plattenbereich verbunden sind, kann der Einfluss bedeutend sein. Untersuchungen an einer Brücke in Tuckhude (M.-V.) anhand eines 3D-Volumen-FE-Modells mit dem FE-Programm *IDEAS* haben gezeigt, dass die Kappen zu einer erheblichen Randversteifung beitragen und dass nur Berechnungen mit dem vollständigen Bauwerksprofil die Durchbiegungen qualitativ richtig wiedergeben konnten ((Steffens et al., 1999b), Abschnitt 6.1).

Kappen werden teilweise als Fertigteile mit Querfugen verlegt. Auch wenn sie mit dem Überbau kraftschlüssig verbunden sind, können sie nicht als homogene Verstärkung der Randbereiche gelten. Das globale Durchbiegungsverhalten verändert sich zwar kaum, die Spannungsverteilung im Überbau wird im Fugenbereich jedoch signifikant beeinflusst.

Aufbauschichten

In (Stiglat, 1996) wird gefordert, bei Belastungsversuchen im Hochbau zur Klärung der wahren Tragfähigkeit Parkettböden und Estriche auszubauen. Im Gegensatz dazu wird in (Curbach et al., 1998a) der Einfluss der Deckschichten bei in-situ-Messungen auf die Verfälschung von Spannungs- bzw. Verformungsmessungen mit ausreichend langen Belastungszeiten als vernachlässigbar klein angesehen wird. Die TGL 33407/04 (Nov. 1986) (TGL 33407, 09.1986) schrieb hierzu vor: „Einflüsse … und andere Größen, die die Tragfähigkeit des Bauwerkes oder Bauwerksteilen im Nutzungszustand gegenüber dem Zustand bei der Prüfung vermindern können, müssen rechnerisch bei der Bewertung der Prüfergebnisse berücksichtigt werden."

Die Aufbauschichten können analog zu (Schäfer et al., 1996a) als – wenn auch geringe – nachträgliche Verstärkung des konstruktiven Tragwerks gesehen werden. Da eine entsprechende Berücksichtigung in den Nachweisen eine genaue Kenntnis der Material- sowie Verbundeigenschaften zu jeder Zeit voraussetzt, ist es schwierig, den Einfluss für die Versuchsobjekte zu quantifizieren, bei denen meist umfassende Unterlagen fehlen.

Als gängige Aufbauschichten im Brückenbau sollen untersucht werden:

- Beton (z.B. Ortbetonergänzung als Schutz- und Gefällebeton)
- Bitumengebundene Baustoffe (Dichtungsschicht, Asphaltbeton)
- Sand/ Kleinpflaster

„Die statische Mitwirkung des bewehrten **Auf- und Gefällebetons** bei Balkenreihen ist unstrittig. Zu klären ist jedoch, unter welchen Voraussetzungen, in welcher Größenordnung und in welcher Form diese Tatsache bei der statischen Nachweisführung berücksichtigt werden darf“ (Kaschner, 1997), (VEB et al., 1959). Maßgeblich wird dabei die Ausführung und damit die Frage nach der Qualität des Verbundes der einzelnen Betonschichten.

Im Heft 456 des DAfStb „Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung“ (Schäfer et al., 1996c) heißt es hierzu: „Für den Fall der reinen Biegung steht die Tragfähigkeit solcher nachträglich ergänzter Querschnitte außer Frage, die bestehenden Vorschriften für aus einem Guss gefertigte Bauteile dürfen uneingeschränkt angewandt werden.“ „Betrachtet man hingegen die Bauteilbereiche, in denen sowohl Querkraft als auch Moment einwirken, so muss die Möglichkeit in Betracht gezogen werden, dass in der Grenzschicht eine Störung des inneren Kräftekreislaufs stattfindet.“

Bei Betonen, die ohne besondere Nachbehandlung mit der Konsistenz KS und einem w/z-Wert von 0,45 bzw. 0,50 hergestellt wurden, zeigte sich bei rüttelrau belassenen Oberflächen von Fertigteilplatten ein guter Haftverbund des Ortbetons (Schäfer et al., 1996b), (Schäfer et al., 1996d).

In Heft 431 der Schriftenreihe des DAfStb (Ackermann, 1992) wird erwähnt, dass die Betonfestigkeit des Ortbetons bei einer bestimmten vorgespannten Verbunddeckenkonstruktion im Zustand II Einfluss auf die Beanspruchung der Tragschicht hat: „Eine Verbesserung der Ortbetonqualität bei gleich bleibender Betongüte des Fertigteils bedeutet eine geringfügige Zunahme der oberen Ortbetonrandspannung von 3,5% bei gleichzeitiger Abnahme der Randspannung an der Oberseite des Fertigteils von ca. 3%“. Diese Erkenntnis ist jedoch nicht auf alle Konstruktionsarten übertragbar: „Die Veränderung der Betongüte von Ortbeton oder Fertigteilbeton, bei gleich bleibender Geometrie und Belastungen, hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Spannungen im Querschnitt“.

Im gleichen Heft wurden Untersuchungen zum Einfluss des Verhältnisses von Fertigteil- und Ortbetonhöhe ausgewertet: „Eine Verringerung der Ortbetonhöhe bei gleich bleibender Höhe des Fertigteils und unverändertes Last-Zeit-Schemata führt bei $t = t_\infty$ zu größeren Spannungen im Neubeton, Altbeton und im Spannstahl.“

Asphaltbeton kommt als Straßenbelag sehr häufig in verschiedenen Dicken und Materialeigenschaften als Deckschicht auf Brücken zur Ausführung. Sein Bindemittel Bitumen, das häufig auch bei der Dichtungsschicht eingesetzt wird, ist in seiner Steifigkeit stark abhängig (Curbach et al., 1998a) von:

- der Bitumensorte
- der Belastungszeit
- der Bitumentemperatur

Der starke Abfall des Arbeitsvermögens (des Bitumens) bei Temperaturen $T < 0°C$“ ist dabei charakteristisch (Curbach et al., 1998b).

Bitumen wird z.B. im Behälterbau planmäßig als zwangsmindernde Schicht eingesetzt (Sommer, 1993). Der Einfluss von bitumengebundenen Aufbauschichten auf das Gesamttragwerk kann daher als vernachlässigbar klein vermutet werden. Die

Schubübertragung durch Bitumen wird im DAfStb-Heft 485 „Verwendung von Bitumen als Gleitschicht im Massivbau“ daher bei längeren Belastungen und Überfahrten von Schwerlastwagen als gering angegeben (Curbach et al., 1998a). Zur Beurteilung des Einflusses bitumengebundener Ausbauschichten bei statischen Belastungsversuchen heißt es: „Bei ausreichend langen Belastungszeiten ist keine Verfälschung von Spannungs- bzw. Verformungsmessungen zu erwarten“.

Im Heft B2 der Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) „Untersuchungen an Fertigteilbrücken BT 70/BT 700“ (Haser, 1993) wird unter anderem angegeben, dass die bei Belastungsversuchen an einer mehrfeldigen Brücke gemessene Durchbiegung halb so groß wie die berechnete Durchbiegung war. Ein Rechenmodell mit Ansatz höherer Steifigkeiten infolge des Fahrbahnaufbaus (bewehrte Ortbetonschicht, Gussasphaltbelag) ergab, dass dies jedoch ein nur untergeordneter Einfluss auf die Durchbiegungsminderung war. Der Hauptanteil resultierte aus geänderten Systemrandbedingungen. Statt der planerisch vorgesehenen Einfeldsysteme lag ein Mehrfeldsystem mit Durchlaufwirkung vor. Auch am Widerlager existierte eine Teileinspannung, die auf Verdrehungsbehinderung aus Hinterfüllung und Lagerung auf einer Mörtelfuge (Betongelenk) zurückgeführt wird.

Die statische Mitwirkung der Aufbauschichten fand auch Berücksichtigung bei der rechnerischen Untersuchung der bast (Schnittgrößenermittlung) über die Auswirkungen von 44t-Fahrzeugkombinationen auf Fertigteilbrücken der Typen BT 50/70 und BT 500/700 (Kaschner, 1998), (Leonhard et al., 1997).

Während für Asphaltbeton ein plausibles Rechenmodell zu finden ist, ist ein Straßenbelag aus **Sand und Kleinpflaster** aufgrund des komplexen räumlichen Verbundsystems Kleinpflaster–Pflastersand wesentlich schwieriger in eine FE-Rechnung einzuführen (Ladzinska-Depko, 1994). Hier ist das Verformungsverhalten vermutlich hauptsächlich von der Beschaffenheit des Fugensands (trocken, nass, gefroren) sowie dem Reibungsverbund auf der Unterlage abhängig.

Aus den dargelegten Literaturquellen und den Erfahrungen der Mitarbeit bei Belastungsversuchen an Straßenbrücken kann die Hypothese aufgestellt werden, dass Geometrie und Material der Ausbauteile in den nachfolgenden Eigenschaften den Beanspruchungsgrad der Tragschicht beeinflussen:

- Ortbeton als **Auf- oder Gefällebetonergänzung** bewirkt eine quasimonolithische Verstärkung der Tragschicht. Die Einflussgröße wird bestimmt durch die Oberflächenbeschaffenheit des konstruktiven Betonteils, die Schichtdicke und die Betonfestigkeit.
- Ortbeton als **Schutzbeton** hat eine geringere Einflussgröße, da sie in erster Linie von der Schubsteifigkeit der **Dichtungsschicht** abhängt. Diese ist meist bituminös und hat zwangsmindernde Eigenschaften. Die Verminderung des Beanspruchungsgrades bei Belastungsversuchen ist daher abhängig von der Bitumensorte, der Belastungszeit und der Bitumentemperatur. Dies gilt sinngemäß für alle bitumengebundenen Baustoffe, wie z.B. Straßenbelägen aus **Asphalt**.
- Der Einfluss von Straßenbelägen aus **Kleinpflaster und Pflastersand** ist sehr klein. Je nach Beschaffenheit des Pflastersands (trocken, nass, gefroren) kann der Einfluss variieren.

- **Kappen und Kragarme** bewirken eine Versteifung der Randbereiche. Bei Plattentragwerken wird die Brückenmitte dadurch entlastet, bei Balkenreihen stützen sich die infolge Verkehrs belasteten Normalträgern in Querrichtung an den steiferen, weniger belasteten Randträgern ab (Kaschner, 1997).
- Die konstruktive Ausbildung der Auflagerbereiche kann zu einer rechnerisch unberücksichtigten **Einspannwirkung** führen, die durch eine experimentelle Systemidentifikation bestätigt werden muss. Das Feldmoment kann sich dadurch abmindern.
- Die Erdhinterfüllung der Widerlager führt bei einer quasimonolithischen Auflagerausbildung (z.B. Betongelenk) zu einer „Vorspannung“ des Überbaus (aktiver Erddruck). Der passive Erddruck wirkt im Nutzungszeitraum zusätzlich den Lastauswirkungen entgegen. Diese **Behinderung der Horizontalverschiebung** am Widerlager kann zu einem günstigeren Lastabtrag im Überbau führen.

Die Beteiligung der Aufbauschichten am Tragverhalten hängt grundlegend von der Qualität des Verbundes zwischen den einzelnen Schichten ab. Bei der Belastung mit Radlasten (im Belastungsversuch wie im Nutzungszeitraum) wird an den Stellen der Lasteinleitung durch den erzeugten Druck die Reibung und damit die Verbundspannung erhöht. In den übrigen Bereichen können jedoch Zugspannungen auftreten, die zur Verbundlösung führen können (Bild 4-11).

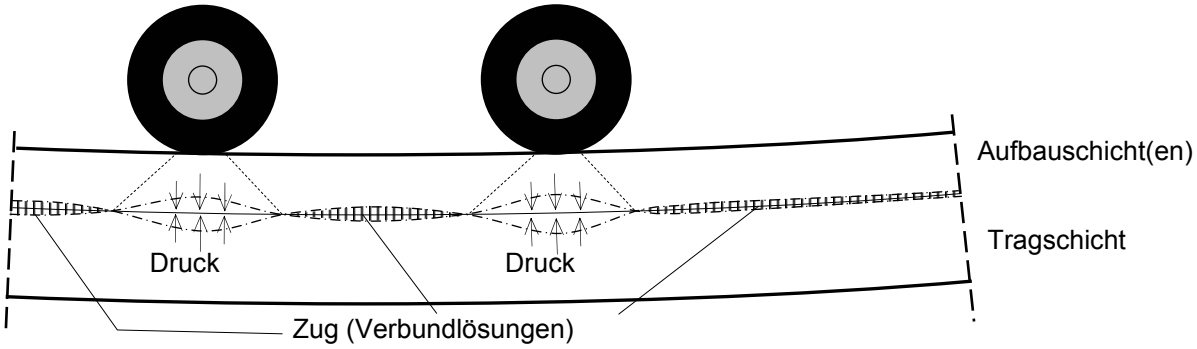


Bild 4-11 Skizze einer möglichen Verbundlösung bei Belastung mit Radlasten (nach Quade)

Im Belastungsversuch kann diese Verbundlösung jedoch mit der installierten Messtechnik beobachtet werden. Sie zeichnet sich durch eine Abflachung der Last-Verformungskurve ab. Ein Beispiel zeigt Bild 4-12. Es ist den Versuchen an ausgebauten Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung in Bad Sülze entnommen (s.a. Abschnitt 5.6). Die Abflachung der Kurve ab einer Last von ca. F = 220 kN konnte durch eine Dehnungsmessung über der Fuge eindeutig als Verbundlösung zwischen Fertigteil- und Ortbeton identifiziert werden.

Für Belastungsversuche an Straßenbrücken bedeutet dies, dass ein Abflachen der Last-Verformungskurve nicht zwangsläufig auf Rissbildung zurückzuführen ist. Ob der beobachtete Abfall der Bauteilsteifigkeit auf Verbundlösungen in den Aufbauschichten oder auf den Übergang in Zustand II zurückzuführen ist, kann mit der ohnehin obligatorischen Schallemissionsanalyse detektiert werden.

Wird festgestellt, dass sich der Verbund gelöst hat, reduziert sich auch der Einfluss der Aufbauschichten auf die Tragschicht. Es ist dann zu erörtern, ob die vorgesehene Überlast ebenfalls verringert werden kann.

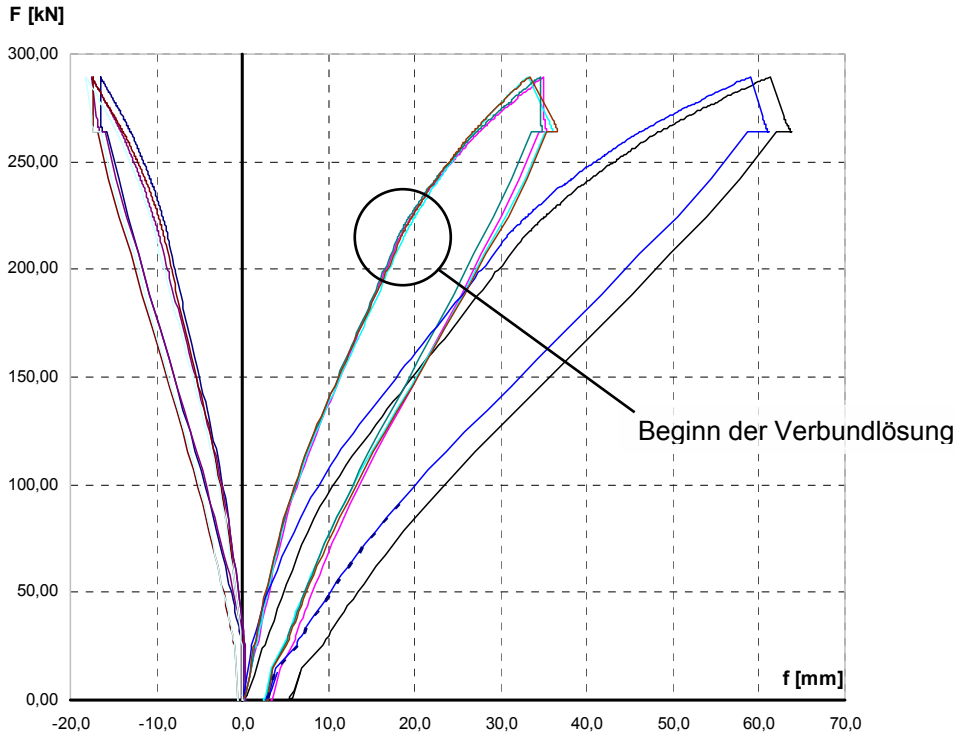


Bild 4-12 Last-Verformungsdiagramm bei Verbundlösung zwischen Fertigteil- und Ortbeton (Belastungsversuche an ausgebauten Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung)

4.3.2 Einflüsse aus Schädigung

Als häufige, auch tragsicherheitsrelevante Schadensbilder an Brückenbauwerken können folgende Schäden genannt werden, die zumeist in Verbindung auftreten:

- Rissbildung
- Verbundlösungen
- Kiesnester im Stahl-/ Spannbeton bzw. Fehlstellen aus Verdichtungsfehlern im Ortbeton
- Betonabplatzungen
- Korrosion der Bewehrung, bei Spannstählen z.T. mit Spanngliedbrüchen

Die letzten drei Schadensbilder treten meist nur örtlich begrenzt auf und haben einen nur geringen Einfluss auf das Verformungsverhalten, zumal in einem räumlichen intakten Tragwerk die geschwächten Bereiche von den angrenzenden steiferen Bereichen entlastet werden. Erst wenn die angrenzenden Bereiche ebenfalls überlastet sind, führt dies zu nachhaltigen Veränderungen bis hin zum Tragwerksversagen.

Risse können im Stahl- bzw. Spannbetonbau nicht als Schaden bezeichnet werden, sofern die Rissbreite im Gebrauchszustand in den genormten Grenzen bleibt. Die Rissbildung beeinflusst jedoch erheblich den Spannungsverlauf im Bauteil. In Heft 431 der Schriftenreihe des DAfStb

(Ackermann, 1992) wird die Zunahme der Spannungen im gerissenen, rechteckigen mit Ortbeton ergänztem Spannbetonbauteil quantifiziert. So erhöhen sich die Spannungen bei Spannstahl um ca. 22%, bei schlaffer Bewehrung bis ca. 360% und auf der Druckzonenseite im Ortbeton bis ca. 50%. Während der Belastungsversuche muss demnach bekannt sein, ob der Zustand II bereits mit abgeschlossenem Rissbild vorliegt. Sofern der Zustand II im Belastungsversuch nicht erreicht wird, muss nachträglich ein entsprechender rechnerischer Nachweis erfolgen.

Bei der Durchführung von Belastungsversuchen befindet man sich daher im Zielkonflikt, einerseits das Bauwerk nicht unnötig schädigen zu wollen, andererseits bei Verbleib im Zustand I den maßgebenden Spannungsverlauf im Tragwerk nicht experimentell nachgewiesen zu haben.

Vereinzelte Kiesnester oder Fehlstellen haben auf die Tragfähigkeit vernachlässigbare Auswirkungen, sofern nur Teilbereiche betroffen sind. Bei Fertigteilbrücken können jedoch systematische Vergussfehler zwischen den Fertigteilen die rechnerische Quersteifigkeit vermindern und müssen in den Rechenannahmen berücksichtigt werden.

Betonabplatzungen sind meist die direkte Folge von Korrosion. Neben den Fehlstellen im Beton, die ebenfalls analog zur Rissbildung zu berücksichtigen sind, ist bei fortgeschrittener Korrosion bis zum Spannstahlbruch der effektive Stahlquerschnitt vermindert. Dies ist bei großflächigen Schadensbildern entsprechend zu beachten.

4.3.3 Einflüsse aus der zeitlichen Bauabfolge

In der ehemaligen DDR war es ab Mitte der 70er Jahre verbreitet, bei kleineren Stützweiten Brücken aus Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung zu bauen. Wenn bei dieser Bauweise Absolutwerte der Auswirkungen (z.B. Grenzdehnungen) überprüft werden sollen, sind die Einwirkungen aufzuteilen in solche, die auf die Fertigbauteile wirken und solche, die auf den mit Ortbeton ergänzten bzw. den Gesamtquerschnitt wirken (mit Berücksichtigung der Aufbauschichten) (Schäfer et al., 1996a).

Im Einbauzustand belastet das Eigengewicht des Ortbetons die einzelnen Fertigteile als Balkenreihe. Erst nach seiner Aushärtung trägt die Konstruktion als Gesamttragwerk Fertigteil+ Ortbetonergänzung die Einwirkungen aus Ausbaulasten und Verkehrslasten ab (Bild 4-13).

Die Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts hängt maßgebend von der Qualität des Haftverbundes ab. Neben der Bauausführung ist dafür der Zeitabstand zwischen Herstellung der Fertigteile und Ortbetonergänzung entscheidend. In Heft 456 der Schriftenreihe des DAfStb (Schäfer et al., 1996b) wird zur Qualität des Haftverbunds in Abhängigkeit des Herstellungszeitpunkts angegeben: „Von den nach 3, 7 und 28 Tagen ergänzten, unbehandelten Fertigteilplatten wurden die höchsten Haftzugfestigkeiten bei den nach 3 Tagen beschichteten Probekörpern erreicht. Dieses Ergebnis ist möglicherweise auf die vergleichsweise hohe Rauheit der Platte 1.1 zurückzuführen. Es wäre auch denkbar, dass der Feuchtegehalt in der Platte nach 3 Tagen noch relativ hoch war und somit ein Austrocknen des Ortbetons an der Kontaktfläche verhindert wurde.“

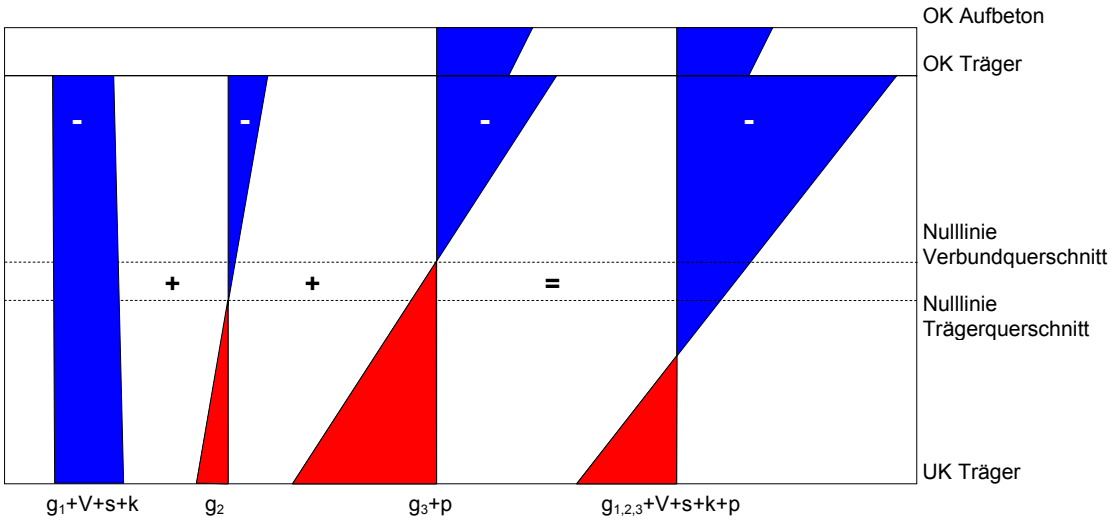


Bild 4-13 Qualitative Spannungsverteilung während der Bauphasen (Ackermann, 1992) (Eigengewichte: g_1 = Fertigteil, g_2 = Ortbeton; g_3 = Aufbauschichten) (V = Vorspannung, s = Schwinden, k = Kriechen, p = Verkehrslast)

Ähnliche Einflüsse auf die Qualität des Verbundtragwerks werden in Heft 431 der Schriftenreihe des DAfStb (Ackermann, 1992) festgestellt: „Große Zeitdifferenzen zwischen der Herstellung der Fertigteile und der Ortbetonergänzung führen zu Extremwerten der Zugspannungen im Neubeton. Bei konzentrierter Eintragung von Ausbau- und Verkehrslasten zu einem Zeitpunkt treten am oberen Rand des Neubetons sowie im Spannstahl Extremwerte der Spannung auf."

Daraus leitet sich ab, dass es für die Qualität des Verbundes und für die weitere Nutzungsdauer günstiger ist, wenn zwischen Herstellung der Fertigteile und Ergänzung des Ortbetons möglichst wenig Zeit vergeht. Da die bei den Typenbrücken verwendeten Fertigteile jedoch zentral gefertigt und gelagert wurden, ist davon auszugehen, dass bei den meisten Bauwerken diese Tatsache nicht erfüllt ist. Durch den schlechteren Haftverbund muss mit einer geringeren Schubübertragung und der Neigung zum Aufreißen der Haftfläche gerechnet werden.

Im Belastungsversuch kann das Aufreißen durch Schallemissionsanalyse (SEA) detektiert werden. Ein bereits durch Aufreißen der Betonierfuge gestörter Haftverbund kann durch zerstörungsfreie Voruntersuchungen festgestellt werden (z.B. Impact-Echo, s.a. Abschnitt 7.3).

4.4 Quantitative Abschätzung der Einflüsse aus Geometrie und Material

Zu diesem Thema existiert ein Beitrag aus der HTWK Leipzig. In einer Diplomarbeit wurde mit Belastungsversuchen an zwei Stahlbetonplattenbalken in Laborversuchen der Einfluss folgender Aufbauschichten untersucht (Härtl et al., 1995):

- Belastungsversuche ohne Belag im Gebrauchslastniveau (LF 1)
- Betonpflastersteinen in Feinsand 0/2 (LF 2)
- Betonestrichschicht (mit Verbund) und auf Ölpapier (kein Verbund) (LF 3)
- Asphaltbetonbelag (LF 4)
- Bruchversuche ohne Belag (LF 5)

Durch die Untersuchungen ließen sich jedoch weder die Verformungsverminderung noch die versteifende Wirkung quantitativ bestimmen, da die Referenzwerte (LF 1) aus der Erstbelastung des Balkens bestimmt wurden. Der Anteil der inneren Strukturveränderung bis zum Erreichen der Gebrauchslast ist bei der Erstbelastung nicht enthalten und verfälscht damit die Vergleichswerte. Qualitativ wurde folgende Reihenfolge der Steifigkeitszunahme festgestellt:

Asphaltbeton ≈ Betonpflastersteine < Betonestrich ohne Verbund < Betonestrich mit Verbund

Vergleicht man jedoch die Verformungen des vorbelasteten Balken (LF 5) z.B. mit denen des LF 3 (Betonestrich mit Verbund), so lässt sich die Durchbiegungsreduktion durch die Ausbauschicht (20%) auch rechnerisch nachvollziehen: Die Verformung des Biegebalkens errechnet sich vorwiegend aus dem Integral $f = \int M^* \underline{M}/(EI)$ – der Anteil aus Querkraft soll hier vernachlässigt werden. Ermittelt man mit der gegebenen Verformungsänderung Δf das zugehörige ΔEI (Verstärkung des Querschnitts mit vollem Verbund), so ergibt sich für den genannten Fall ein E-Modul des Estrichbetons von E_a = 11960 N/mm². Dieser Wert entspricht in etwa dem E-Modul für Gussasphalt bei der Versuchstemperatur von T = 10°C (Tabelle 4-1).

Tabelle 4-1: E-Modul von Gussasphalt in Abhängigkeit der Temperatur (Krieger et al., 1995)

Temperatur [°C]	-10	0	10	20	30	40
E-Modul [N/mm²]	25000	18000	10500	4500	1300	400

Diese Vorgehensweise ist für den Handgebrauch praktikabel, so dass für die Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung der Abrissbrücke Bad Sülze (Kapitel 5) diese Methode zum Abschätzen des Einflusses überprüft werden soll. Ermittelt man die Trägheitsmomentenzunahme des mit Schutzbeton und Asphalt verstärkten Querschnitts für verschiedene E-Moduli, ergeben sich bei Variation der Verbundwirkungen Steifigkeitsverhältnisse nach Bild 4-14.

Dabei ist auf der Abszisse das Steifigkeitsverhältnis E_0I_0/E_bI_b und auf der Ordinate die Temperatur, bzw. der temperaturabhängige E-Modul des Asphalts aufgetragen. Die Bezugssteifigkeit $E_0I_0 = E_bI_b$ entspricht der Steifigkeit des Fertigteilträgers mit Ortbeton, aber ohne Schutzbeton und Asphalt. Die Steifigkeitszunahme durch den Schutzbeton wird abgelesen, indem E_a = 0 N/mm² angenommen wird. Aus den Belastungsversuchen ist bekannt, dass die Verformung nach Entfernen der Schutzbetonschicht um ca. 9% zugenommen hat. Aus Bild 4-14 ergibt sich daraus eine Verbundwirkung von 10-20%. Liest man den Wert für 20% ab, erhält man E_0I_0/E_bI_b = 1,1 (ca. 9%). Um die Steifigkeitszunahme aus Asphaltschicht zu bestimmen, liest man den Wert für die bekannte Temperatur (T = 14°C) und 20% Verbund ab: E_0I_0/E_bI_b = 1,16. Aus dem Verhältnis 1,16 / 1,1 ≙ 5,5% ergibt sich aus dem Diagramm die Steifigkeitsabnahme bei Entfernen der Asphaltschicht; gemessen wurden 6,5%.

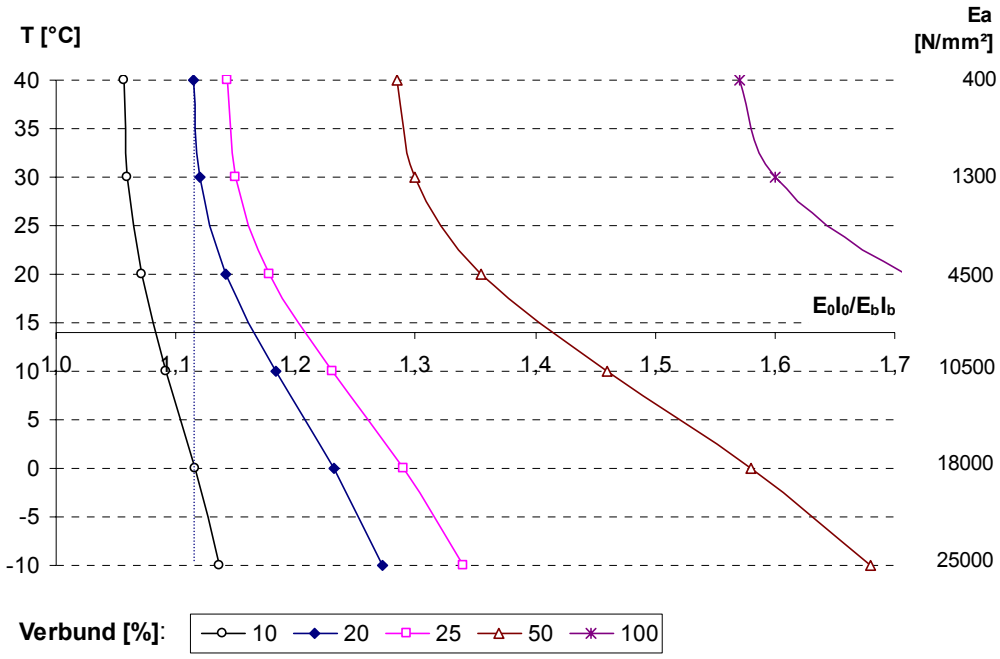


Bild 4-14 Zunahme der Steifigkeiten des Aufbaus, abhängig von T [°C] und der Verbundwirkung (Schutz-/ Asphaltbetondicke d_{Sb} = 10 cm, d_{As} = 13 cm)

Die simple Gegenüberstellung der Verhältnisse der Produkte aus Trägheitsmoment und Elastizitätsmodul gibt somit eine schon recht gute Größenänderung an, wenn eine Verbundwirkung von 20% des vollen Verbundes angenommen wird.

5 Grundlagenuntersuchung an der Abrissbrücke über die Recknitz, Bad Sülze

5.1 Aufgabenstellung und Untersuchungsziele

Aufgabenstellung

Die 1970 in Bad Sülze errichtete Brücke „Am Rauhen Moor“ überquerte die Recknitz mit einer Stützweite von 12,0 m und war sicherheitsrelevant geschädigt, so dass sie nur noch einspurig für den Verkehr freigegeben war (Bild 5-15 bis Bild 5-18).

Bild 5-15 Ansicht Brücke Bad Sülze

Bild 5-16 Einschränkung der Fahrspur

Bild 5-17 Untersicht Brücke Bad Sülze mit Absturzsicherung

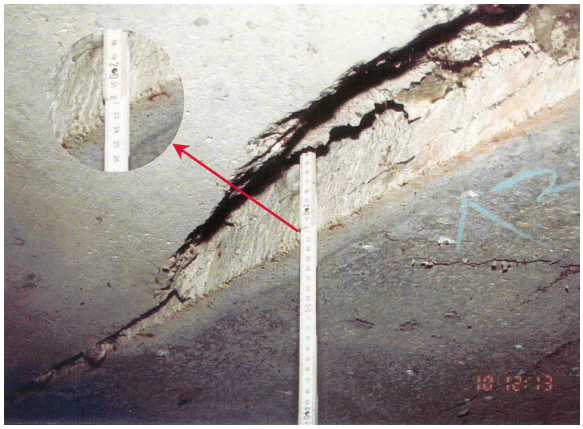


Bild 5-18 Schädigung des Brückenüberbaus (Steffens et al., 2000a)

Mängel bei der Bauausführung hatten eine großflächige Korrosion der Spannglieder mit teilweisen Spanngliedbrüchen entstehen lassen, die eine Reduktion der Brückenklasse notwendig gemacht haben. Zudem war die Quertragfähigkeit infolge Vergussfehler zwischen den Fertigteilträgern gestört. Vorsorglich war für den Fall eines plötzlichen Tragfähigkeitsverlustes eine massive Absturzsicherung aus Stahlprofilrahmen erstellt worden.

Aufgrund der starken Schädigung war ein Abriss und Neubau erforderlich. Für eine Umgehung der Baustelle wurde während der Bauzeit eine Behelfsbrücke errichtet.

Die Brücke wurde in Zusammenarbeit mit dem Straßenbauamt Stralsund ausgesucht und dankenswerterweise für diese Arbeit zur Verfügung gestellt. Sie eignete sich für die Grundlagenforschung über die Mitwirkung der Aufbauschichten ausgezeichnet, da sie für einen Untersuchungszeitraum von ca. 2 Wochen zur Verfügung stehen und bis zum Bruch belastet werden konnte (Tabelle 5-2). Die vorhandene Absturzsicherung sparte zudem in erheblichem Maße finanziellen wie zeitlichen Aufwand, da diese für den Bruchlasttest nötig war und zusätzlich als unabhängige Messbasis verwendet werden konnte (Bild 5-17).

Tabelle 5-2: Termin- und Rückbauplanung der Belastungsversuche

	14. Woche 2000					**15. Woche 2000**				
Phase	Mo	Di	Mi	Do	Fr	Mo	Di	Mi	Do	Fr
Anfahrt, Baustelleneinrichtung	■	■								
Gebrauchslasttests			■							
Bauseitige Demontage Fahrbahnbelag				▒						
Gebrauchslasttests					▒					
Bauseitige Demontage Schutzbetonschicht					▒					
Gebrauchslasttests						▒				
Bauseitige Demontage Gehwegbeton							▒			
Gebrauchslasttests								▒		
Tragsicherheits- /Bruchversuche								■		
Baustellenräumung, Rückfahrt									■	

Legende: ■ Standardaufwand ▒ Forschungsmehraufwand

Untersuchungsziele

Das globale Tragverhalten von Stahl- oder Spannbetonbrücken war bisher zwar eindeutig mit in-situ-Belastungsversuchen zu analysieren. Der Einfluss unterschiedlicher Baugruppen, wie Dichtungsschicht, Schutzbeton, Fahrbahnbelag oder Gehwegkappen auf die Gesamteigenschaften konnte jedoch zur Ermittlung einer Überlast ΔF nur abgeschätzt werden. Im Gegensatz zu bisherigen Belastungsversuchen war es in Bad Sülze möglich, erstmalig mit geringem Mehraufwand bei sukzessivem Rückbau der einzelnen Schichten ihren Einfluss auf die Gesamttragkonstruktion zu untersuchen. Jeweils nach dem Entfernen einer Schicht wurde eine definierte Testlast aufgebracht. Mit Hilfe der Online-Messtechnik wurde die Bauwerksreaktion festgehalten und ausgewertet. So war es möglich, den versteifenden Einfluss der Schichten durch die experimentellen Ergebnisse zu untersuchen. Materialproben zur Bestimmung der E-Moduli lieferten für eine anschließende FE-Berechnung erste Kennwerte.

Die statische Berechnung der mit Ortbeton ergänzten Fertigteilbrücken erfolgt üblicherweise als homogene, isotrope Massivplatte unter Annahme konstanter Bauhöhe (Typenberechnung). Zwischen den Belastungsversuchen wurde nach Entfernen der Aufbauschichten die reale Geometrie (Dachform) aufgenommen, um sie in vergleichende Berechnungen einzuführen.

Typenberechnung ←→ aufwändige Nachrechnung ←→ Experiment

↖↘ Verifikation ↙

Diese Methode der Systemidentifikation und Tragsicherheitsbewertung wurde bereits in Japan erfolgreich an 9 Brückenbauwerken angewandt (Miyamoto et al., 1993).

Die in (König et al., 1996) geforderte Einstufung für Spannbetonbrücken in Versagensklassen (mit/ohne Vorankündigung), die bis 1965 mit vergütetem Spannstahl St 140/160 erstellt wurden, sollte durch den Bruchversuch erfolgen. Die Aufzeichnung des Versagensmechanismus ließ die realen Lastwege des geschädigten Bauwerks erkennen. Über die erreichte Versuchslast war es möglich, den Bauwerkswiderstand und die eventuell vorhandene Traglastreserve zu ermitteln. Der anschließende Abriss (Demontage) des Überbaus sollte für Materialentnahmen und –proben genutzt werden. Zudem bestand die Möglichkeit, durch den Ausbau einzelner Träger Teilsysteme zu testen (Zwicky et al., 2000). Diese Vorgehensweise sollte auch dann weitere Informationen liefern, wenn wider Erwarten ein Bauwerksversagen am Gesamtsystem nicht erreicht werden konnte. In diesem Fall sollte eine vorige erneute Bauwerksprüfung Aussagen über erfolgte Zustandsänderungen liefern (Risse im Beton und Spannstahl etc.).

Versuchsergebnisse werden durch sich ändernde Temperaturen und materialabhängige Parameter wie Kriechen und Schwinden gestört. Eine Quantifizierung dieser Einflüsse sollte zur Fehlerabschätzung und –eingrenzung beitragen. Dabei ist zwischen Kurz- und Langzeitbelastung zu unterscheiden.

Diese allgemein gültigen Parameter sowie typen- als auch bauwerksspezifische Faktoren sollten mit Auswertung der Belastungsversuche bis zum Bauteilversagen, die an der Typenbrücke aus Spannbetonfertigteilen in Bad Sülze über die Recknitz im Zuge der L19 im Frühjahr 2000 durchgeführt wurden, untersucht werden.

Aus den gesammelten Erkenntnissen sollten Anwendungsempfehlungen für Belastungsversuche von Stahl- und Spannbetonbrücken abgeleitet werden. Die Auswertung weiterer, auch bereits abgeschlossener Belastungsversuche sollte die Ergebnisse absichern (Kapitel 6).

5.2 Aufmaß und Aufschlüsse

Allgemeines

Die Bauwerksdaten stammen aus dem vorhandenen Bauwerksbuch der Abrissbrücke und wurden durch eigenes Aufmass überprüft und ergänzt.

Die Schichtdicken des Fahrbahnaufbaus und das Profil der Ortbetonoberfläche wurden durch Nivellement nach dem Rückbau der einzelnen Schichten aufgenommen.

Fahrbahnaufbau (Belag):

Für Fertigteilbrücken waren laut (VEB et al., 1964) zwei verschiedene Fahrbahnaufbauten empfohlen (s. Tabelle 5-3). Auch zur Gestaltungsmöglichkeit der Kappen wurden Angaben gemacht. Sie wurden in der Regel mit der Ortbetonergänzung der Fertigteilträger in einem Arbeitsschritt hergestellt, wie es in Bad Sülze zur Ausführung kam (Bild 5-19). Eine Variante ist die Gestaltung der Kappen mit dem Schutzbeton oberhalb der Dichtung. Der Einfluss der Kappen auf das Gesamttragverhalten der Brücke ist dann erheblich vermindert.

Tabelle 5-3: Varianten des Fahrbahnaufbaus auf Fertigteilbrücken (VEB et al., 1964)

Variante 1 (Gussasphalt)	Variante 2 (Kleinpflaster)
Hartgussasphalt	Kleinpflaster
Schutzbeton	Pflastersand
Dichtung	Schutzbeton
Gefällebeton (Ortbeton)	Dichtung
Aufbeton (Ortbeton)	Ortbeton
Fertigteil	Fertigteil

Bei der untersuchten Brücke in Bad Sülze kam Variante 1 mit folgenden Schichtdicken zur Ausführung:

Klebedichtung	~ 0,01 m
Schutzbeton	0,01 – 0,23 m
Gussasphalt	0,10 – 0,18 m
Ortbetondicke Gehweg (beidseitig je 1,5 m Breite bis zum Geländer):	0,13 – 0,43 m

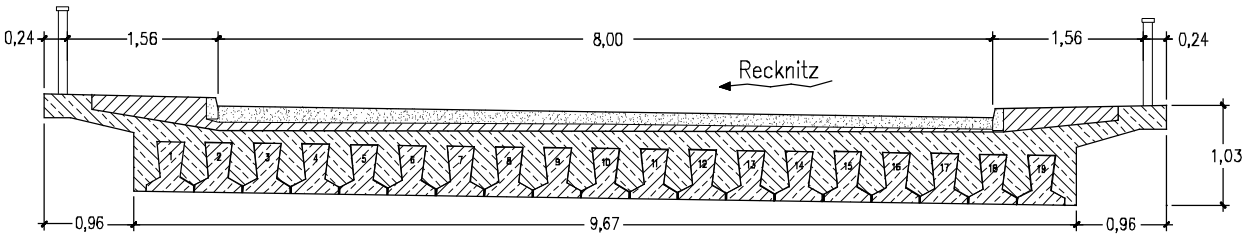


Bild 5-19 Querschnitt Brücke Bad Sülze (Feldmitte)

Brückengeometrie

Die Fertigteilbaureihe BTB VT wurde in mehreren Varianten für unterschiedlich große Stützweiten gefertigt. Der hier verbaute Typ BTB VT 46.1 (Bild 5-20) wurde für ein Tragsystem mit folgenden Abmessungen verwendet.

Stützweite:	12,0 m
Länge der Tragkonstruktion (Fertigteile):	12,5 m
Breite der Tragkonstruktion:	9,67 m
Kreuzungswinkel:	100 gon

Stahlbetonplatte aus Fertigteilen BTB 46.1 und Ortbeton (Längsschnitt: Dachform)

Dicke (Fertigteil)	0,51 m
Dicke (Ortbeton)	0,13 – 0,20 m

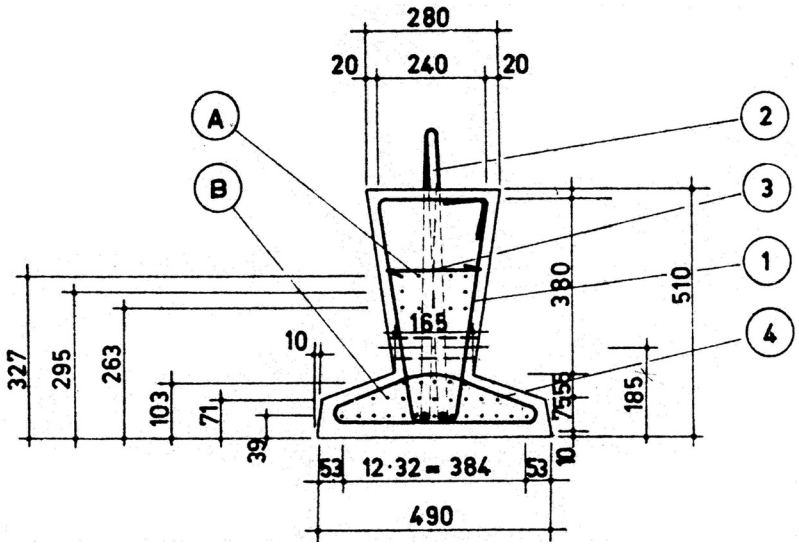


Bild 5-20 Querschnitt Fertigteil BTB 46.1 aus (VEB et al., 1964)
Pos. 1:Bügel Φ8, St A I
Pos. 2:Transportbügel Φ20, St A I
Pos. 3:Bügel Φ8, St A I
Pos. 4:St 140/160, A = 50 mm²
Pos. A:10 Spannstähle (4:2:4), St 140/160, A = 50 mm²
Pos. B:27 Spannstähle (13:9:5), St 140/160, A = 50 mm²

Zur Orientierungserleichterung werden die Fertigteilträger nummeriert, beginnend von der flussabwärts liegenden Seite (Bild 5-21).

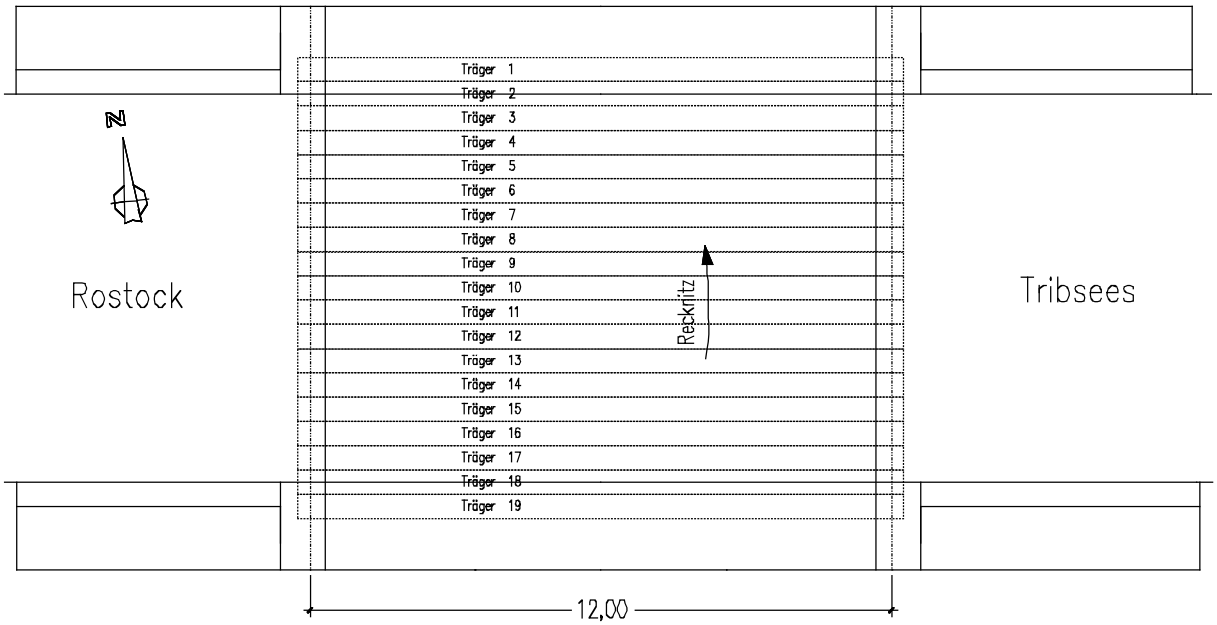


Bild 5-21 Grundriss Brücke Bad Sülze mit Trägernummerierung

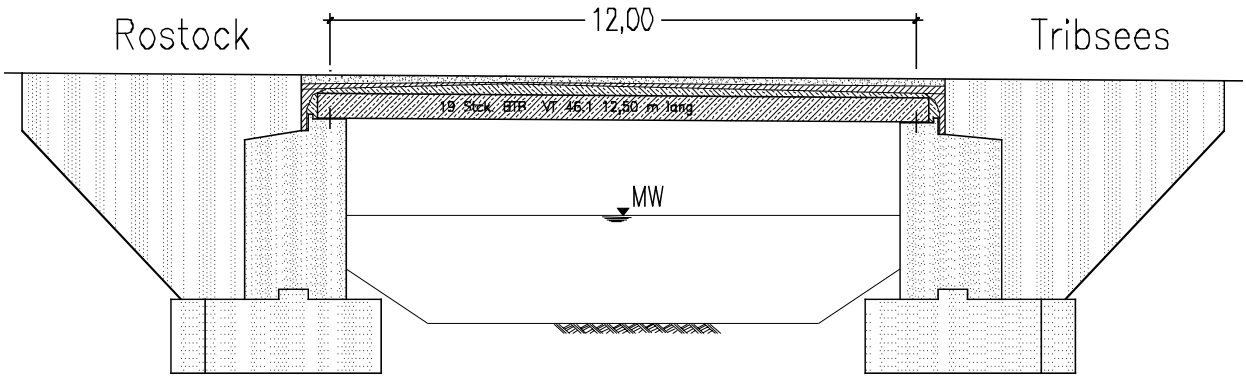


Bild 5-22 Längsschnitt Brücke Bad Sülze

Betonuntersuchungen und Karbonatisierung

Laut (VEB et al., 1964) betrug die Betonfestigkeitsklasse der Fertigteile bei der Bauwerkserstellung B 450 und die des Ortbetons B 225.

Die Betonfestigkeiten der Fertigteilträger wurden sowohl 1994 als auch während der Belastungsversuche im Jahr 2000 durch eine Prüfung mit dem Rückprallhammer nach DIN 1048, Teil 2 an vier Stellen abgeschätzt. Bei der erneuten Prüfung im Jahr 2000 wurden die Prüfbereiche bewusst denen der Untersuchung aus 1994 zur Vergleichsmöglichkeit angepasst. Die Ergebnisse zeigen eine Erhöhung der Schlagwerte, die zum Großteil auf den Fortschritt der oberflächennahen Karbonatisierung und somit auf die Verfestigung der Schlagfläche zurückzuführen ist. Die Ergebnisse der durchgeführten Rückprallhammerprüfung bestätigten die Einstufung der Betonfestigkeit in die Festigkeitsklasse B 450. Ergänzend zu diesen Untersuchungen wurden nach Abschluss der Belastungsversuche insgesamt 6 Bohrkerne horizontal aus den zwei Fertigteilträgern gezogen (Träger 12+13). Die Kerne zerfielen an der Betonierfuge in zwei Teile, so dass insgesamt 11 Bohrkerne, 6 Bohrkerne des Ortbetons und 5 Bohrkerne des Fertigteilbetons gewonnen werden konnten (Ein Bohrkern eines Fertigteils musste im Bohrloch zurückgelassen werden). Die Bohrkerne wurden für die Prüfung der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit vorbereitet und von der MPA-Bremen geprüft (Tabelle 5-4) (MPA Bremen, 2000). Die Ergebnisse bestätigen die Einstufung in die o.g. Betonfestigkeitsklassen.

Tabelle 5-4: Materialprüfergebnisse Ort- und Fertigteilbeton (Steffens et al., 2000a)

Materialkennwerte	Bez.	Druckfestigkeit [N/mm²] F_c	Spaltzugfestigkeit [N/mm²] f_t	E-Modul nach (Rüsch) [N/mm²]
Ortbeton	I_1	33,0	-	29600
	I_2	-	2,2	
	I_3	-	2,3	
	II_1	38,9	-	
	II_2	33,7	-	
	II_3	-	2,3	
Fertigteilbeton	I_1	-	2,6	34200
	I_2	-	2,8	
	I_3	50,4	-	
	II_1	50,4	-	
	II_3	-	3,2	

Zur Ableitung des E-Moduls aus der Druckfestigkeit gibt es in der Literatur unterschiedliche Formeln, die den Zusammenhang näherungsweise beschreiben. Als brauchbar erwiesen hat sich folgende Beziehung aus (Rüsch), die auch die Rohdichte berücksichtigt:

$$E = 1{,}9 \cdot f_g \cdot \rho \cdot (10\,\beta_c)^{1/3} \qquad (5\text{-}12)$$

Dabei wird die Rohdichte ρ in [kg/m³] und die Druckfestigkeit β_c in [N/mm²] eingesetzt. Der Beiwert f_g ist von der Art des Zuschlags abhängig und wird hier gleich 1,0 gewählt.

Zur Feststellung des Karbonatisierungsfortschritts wurde an der Fertigteilunterseite des Trägers Nr. 2 die Bewehrung freigelegt und die Stelle mit 1%-Phenolphthaleinlösung besprüht. Die Karbonatisierungsfront war erst im mm-Bereich fortgeschritten, so dass davon auszugehen ist, dass die sichtbaren und festgestellten Korrosionsschäden nicht darauf zurückzuführen sind.

Nach Beendigung der Belastungsversuche wurden vier Betonproben an unterschiedlichen Stellen entnommen und durch die MFPA Leipzig auf pH-Wert sowie Chlorid-, Sulfat- und Nitratgehalt untersucht (MFPA Leipzig, 2001). Nach den Ergebnissen sind die vorgefundenen Spannstahlschäden eindeutig auf Chloridbelastung zurückzuführen. Bemerkenswert ist, dass die Probe, die im oberen Bereich des Ortbetons entnommen wurde, wesentlich geringere Chloridwerte aufweist als die übrigen Proben. Offensichtlich hat das tausalzbelastete Wasser einen Weg durch die Konstruktion gefunden und ließ die schädlichen Salze durch Verdunsten an der Unterseite zurück.

Bewehrungsuntersuchungen

Der mittlere Bügelabstand wurde am ausgebauten Träger Nr. 13 im Bereich von 1,44 m bis 4,0 m Abstand vom Auflager Rostock detektiert und zu s = 16,0 cm bestimmt.

Ca. 2 m vom Auflager entfernt wurden zwei Spannstähle sowohl während den Belastungsversuchen am Gesamtbauwerk wie auch an einem ausgebauten Träger mit Dehnmessstreifen ausgestattet. Die Stahldehnung blieb während den Belastungsversuchen gering. Merkliche Beanspruchungen sind im auflagernahen Bereich erst im Bruchlastbereich zu erwarten (Schäfer et al., 1996c). Die Stahlrestvorspannung wurde durch Durchtrennen der Spannstähle zu jeweils ca. σ_p = 280 N/mm² bestimmt.

Aus Fertigteilträger Nr. 2 wurden nach Beendigung der Belastungsversuche mehrere Spannstahlabschnitte entnommen. Die Beschaffenheit des Spannstahles wurde hinsichtlich des Einflusses mechanischer und korrosiver Beanspruchung über den Einsatzzeitraum an vier Proben durch die MFPA Leipzig untersucht (Kapphahn, 1999).

Bei dem vorliegenden Ausgangsmaterial handelt es sich entsprechend der charakteristischen geometrischen Merkmale (ovaler Querschnitt mit gegenläufiger Schrägrippung) um Spannstahl St 140/160, warm gewalzt und vergütet nach TGL 12530/06. Diese Stähle wurden in der Zeit von 1960 bis 1989 im Stahlbetonbau der ehemaligen DDR eingesetzt.

Spannstahl:	St 140/160, A = 0,5 cm²
Querbewehrung:	St AI, Φ25, A = 4,9 cm²

Die Spannstahlproben zeigten unterschiedliche Korrosionsgrade. Eine Probe war an zwei Stellen des Kernstabes durch lokale muldenförmige Korrosion am Randbereich sowie in Folge

Metallauflösung und z.T. durch stark flächige Korrosion auf ca. 50% der Oberfläche gekennzeichnet. Alle anderen Proben wiesen geringe flächenhafte Korrosion bzw. Walzhaut mit einer überwiegend schützenden Passivschicht auf.

Die Proben wurden unter dem Stereomikroskop allseitig einer Prüfung auf Risse unterzogen. Auf der Oberfläche der Probestäbe konnten keine Risse und Walzfehler festgestellt werden.

Die metallographische Untersuchung des Spannstahls an einer ausgewählten Probe zeigte das charakteristische feinkörnige Vergütungsgefüge mit vereinzelt vorhandenen Einschlüssen im Kernbereich.

An zwei Spannstahlproben wurden instrumentierte Zugversuche vorgenommen. Die Proben zeigten bei kurzzeitigen statischen Zugbeanspruchungen die für Spannstahl charakteristische Spannungs-Dehnungs-Linie.

Die in TGL 12530/06 geforderten Mindestwerte für die Festigkeits- und Dehnungseigenschaften wurden an den Proben erreicht. Der Bruchverlauf erfolgte an beiden Proben unabhängig vom Rippenverlauf. Die nochmalige visuelle Prüfung der gebrochenen Zugstäbe ergab keine Hinweise auf Anrisse in den plastisch verformten Bereichen.

An zwei freien und geraden Proben wurden Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich auf einem Hochfrequenzpulsator durchgeführt. Die Auswahl der Prüfparameter wie Mittelspannung und Schwingbreite orientierte sich an den Forderungen für den Nachweis der Dauerschwingfestigkeit in der TGL 12530/06. Gewählt wurde eine Mittelspannung σ_m = 880 N/mm^2. Die Schwingbreite $2\sigma_a$ wurde zunächst mit 80% des in der Norm geforderten Wertes festgelegt. Die erste Probe brach vor Erreichen der Grenzlastspielzahl infolge einer herstellungsbedingten Oberflächenverletzung (Stoßstelle) auf der Schmalseite bzw. Längsrippe im Bereich der freien Prüflänge. Die zweite Probe erreichte eine Lastspielzahl von $N \geq 2{,}0$ Mio. Die Schwingbreite $2\sigma_a$ wurde für einen weiteren Durchlauf auf 100% erhöht. Die Probe brach im zweiten Durchlauf nach Erreichen der Grenzlastspielzahl bei 2,954e6 Lastwechsel an der Einspannung. An beiden Proben war eine geringfügige mechanische Verletzung (Stoßstelle) an den Schmalseiten bzw. Längsrippen Ursache für den Bruch.

Schadensbild

Das Schadensbild des Brückenüberbaus wurde im September 1998 durch das Ingenieurbüro Setzpfand und Lindschulte GmbH aufgenommen. Im Frühjahr 2000 war es unverändert.

Träger Nr. 13 wies die größten Schädigungen auf. Bei der Sonderprüfung im Herbst 1998 war bereits festgestellt worden, dass in Trägermitte in den unteren 3 Spannstahl-Lagen 13 der insgesamt 27 Spannstähle gerissen waren. Da in großen Bereichen der Füllbeton fehlte, waren alle Spannstähle in diesem Bereich stark korrodiert (Blattrost). Der Fehlbereich wurde damals mit Beton verpresst. Dieser Beton war im Jahr 2000 teilweise noch vorhanden. Der Fehlbereich erstreckte sich auf die gesamte Trägerbreite und über eine Länge von ca. 1,5 m (Bild 5-31).

Nach Ausbau zweier Träger, einem intakten und dem beschriebenen stark geschädigten, wurden im Ortbeton zwischen den Fertigteilträgern Betonfehlstellen bis zur halben Höhe des Bauteils sichtbar. Diese Nester befanden sich stets in der Nähe von Querbewehrung, die durch diesen Baufehler teilweise Kontakt zur Außenluft hatte und Korrosionserscheinungen aufwies.

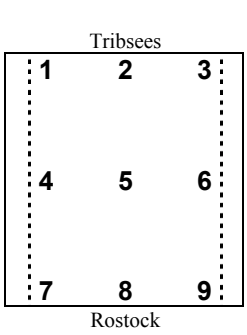
5.3 Lastfälle

Die Belastungsversuche zur Systemidentifikation und für den abschließenden Bruchversuch orientierten sich an den folgenden Lastenannahmen.

Eigengewicht und Ausbaulast

Die Aufbaudicken variierten und wurden nach Rückbau der einzelnen Schichten nivelliert (Tabelle 5-5).

Tabelle 5-5 Aufbauschichten und –dicken der Brücke Bad Sülze



Aufbau [cm] \ Stelle	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Asphalt	18,0	15,0	13,0	17,0	13,0	12,0	11,0	17,0	14,0
Schutzbeton	15,0	15,0	11,0	8,0	7,0	1,0	16,0	11,0	9,0
Klebedichtung	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Aufbeton	5,0	8,0	13,0	13,0	18,0	25,0	11,0	10,0	15,0
Fertigteilträger	51,0	51,0	51,0	51,0	51,0	51,0	51,0	51,0	51,0

Das Eigengewicht wurde mit folgenden Lastannahmen ermittelt:

Dichtung (Annahme: bituminöse Schweißbahn, 3-lagig): $g = 0{,}21$ kN/m²

Schutzbeton $g = 24$ kN/m³

Asphaltbeton $g = 24$ kN/m³

Verkehrslasten

Die ausgewählten Lastfälle orientierten sich an denen der Bemessungslastfälle der DIN 1072, um einen Anhaltspunkt über die noch zulässige Brückenklasse zu erhalten:

- Brückenklasse 16/16, LKW (16t) in Haupt- und Nebenspur
- Brückenklasse 30/30, SLW (30t) in Haupt- und Nebenspur

Der Schwingbeiwert φ beträgt: $\varphi = 1{,}4 - 0{,}008 * l_\varphi = 1{,}4 - 0{,}008 * 12{,}0 = 1{,}30$

Fahrbahnflächenlasten: $q_1 = 5$ kN/m²

$q_2 = 3$ kN/m²

Sicherheitsbeiwerte nach (Richtlinie DAfStb, 2000)

Die Versuchsziellasten der jeweiligen Lastfälle wurden analog zu Formel (2-2) mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten errechnet:

Eigengewicht	$\gamma_{g,1} = 1,0$
Ausbaulasten	$\gamma_{g,j} = 1,35$
Einwirkungen	$\gamma_{Q,1} = 1,5$
Widerstandsseite	$\gamma_M = 1,0$

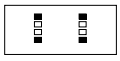
Lastfälle der Messung in situ

Für die Belastungsversuche nach dem Rückbau der einzelnen Schichten war ein Belastungsniveau zu wählen, das eine Beschädigung der Brücke ausschließt. Es wurde das Gebrauchslastniveau für Brückenklasse BK 16/16 gewählt.

Vier Belastungsrahmen wurden auf dem Bauwerk so positioniert, dass ein Minibagger das Bauwerk zum Abtransport des beim Rückbau anfallenden Bauschutts noch befahren konnte. Mit der so festgelegten Anordnung der Belastungsrahmen mussten jedoch die Lastfälle zur Erzeugung der maximalen Schnittmomente M_x und M_y in zwei separaten Belastungsversuchen durchgeführt werden.

Zur Systemidentifikation und Plausibilitätskontrolle wurden zusätzlich zum Gebrauchslastfall pro Rückbauzustand mit den insgesamt 8 Lasteinleitungspunkten folgende Belastungsversuche durchgeführt (s. Abschnitt 5.5). In den Skizzen entsprechen die schwarzen Kästchen (■) den Stellen, an denen im jeweiligen Versuch Last aufgebracht wurde (F = 92 kN).

- Symmetrisch (Belastung nur durch die äußeren Lasteinleitungspunkte)

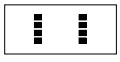


- Symmetrisch (Belastung nur durch die inneren Lasteinleitungspunkte; max M_y)

- Asymmetrisch (Belastung nur einer Fahrbahnseite)

- Asymmetrisch (Belastung diagonal)

- Zeitstandstest (konstante Last, t > 15 min)



5.4 Grenzlastkriterien

Die Grenzlastkriterien (Betondehnung, Dehnung des Spannstahls, Rissbreitenänderung, Durchbiegung) wurden bei der Versuchsdurchführung in Bad Sülze für die Rückbauversuche beachtet, um das Tragwerk nicht vor dem Bruchversuch zu schädigen und die Vergleichsmöglichkeit der einzelnen Rückbauzustände nicht zu gefährden.

Als Kriterien für das Erreichen der Versuchsgrenzlast wurden wie folgt festgelegt (Richtlinie DAfStb, 2000):

- nicht mehr als 10% bleibende Verformung nach Entlastung $f_{bl} < 0{,}1\ f$
- Maximale Rissbreite neu entstandener Risse $w \leq 0{,}5$ mm
- Rissbreite der neu entstandenen Risse nach Entlastung $w_{bl} \leq 0{,}3\ w$
- kritische Schallemissionssignale

5.5 Versuchsaufbau

Belastungstechnik

Der (mittlere) Kräftekreislauf (S. 28 und Bild 5-24 ff) wurde durch Belastungsrahmen und durch vorher in den Widerlagern eingeklebte Zugstangen organisiert. Die Zugstangen wurden vor Versuchsbeginn auf ihre einwandfreie Verklebung durch Auszugsversuche überprüft. Die Belastung erfolgte über hydraulische Pressen an maximal 8 Lasteinleitungspunkten mit einer Hydraulikanlage, die sowohl mit einer manuellen als auch einer elektrischen Ausführung zum Einsatz kam.

Messgeräte

Die Vertikalverformungen des Überbaus wurden mit induktiven Wegaufnehmern (5 und 10 mm Nennweg) gemessen. Als neutrale Messbasis konnte die bereits vorhandene Absturzsicherung verwendet werden. Zusätzlich wurden die horizontale wie vertikale Differenzverschiebung zwischen den Fertigteilträgern Nr. 10 und Nr. 11 aufgenommen, um die Auswirkungen des fehlenden Füllbetons zwischen den Fertigteilen zu registrieren (Bild 5-23).

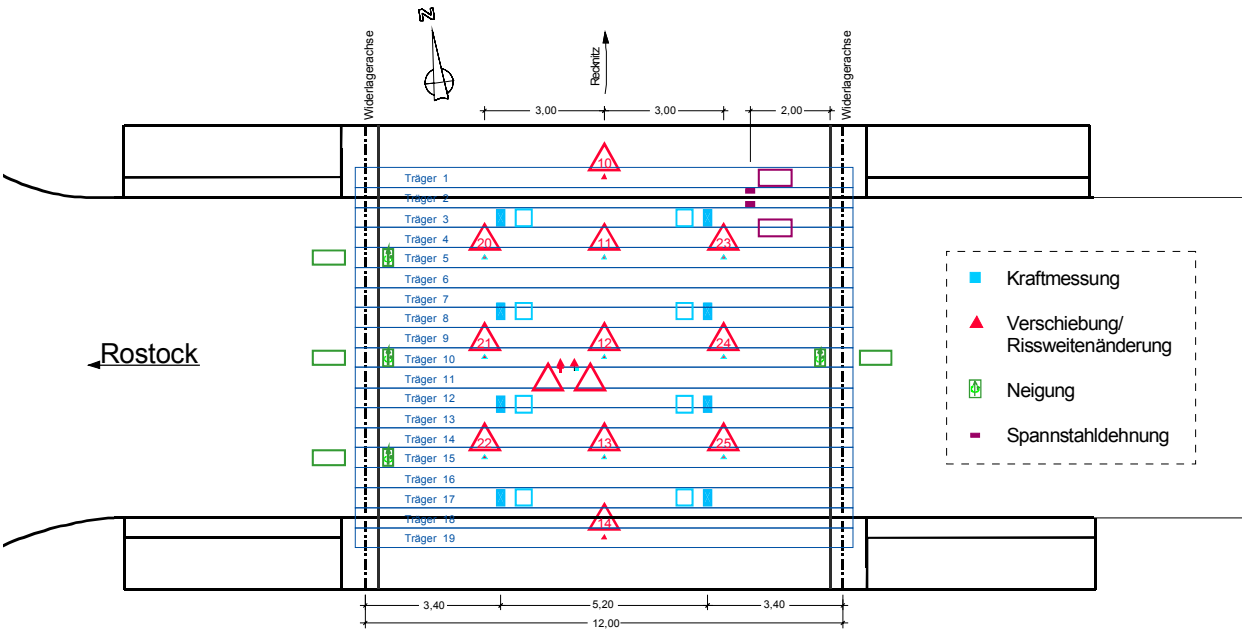


Bild 5-23 Messstellenplan Belastungsversuche Bad Sülze

Zur Kontrolle der Rotationen im Auflagerbereich wurden an den Fertigteilunterseiten in der Nähe der Widerlagerwand Neigungsaufnehmer installiert (3 x auf der Widerlagerseite Rostock, 1 x Widerlagerseite Tribsees, Bild 5-23).

Zur Bestimmung des vorhandenen Vorspanngrades wurden in Träger Nr. 2 nahe der Widerlagerseite Tribsees (ca. 2 m vom Auflager entfernt) zwei Spannglieder freigelegt und mit Dehnungsmessstreifen mit Temperaturkompensation ausgestatten (Bild 5-23). Die Dehnungen der Spannstähle wurden nach ihrer Installation und Kontrolle auch während der Belastungsversuche gemessen. Nach Beendigung der Belastungsversuche wurden die Stähle durchtrennt und die Entspannungsdehnung gemessen.

Um eine beginnende Schädigung des Überbaus zu erkennen, wurden mehrere Schallemissionssensoren appliziert. Sollten im Beton Risse entstehen, waren zusätzliche Wegaufnehmer zur Rissbreitenmessung vorgehalten.

Die Verarbeitung sämtlicher Messwerte erfolgte durch eine Vielstellen-Messanlage (max. 60 Messstellen). Die Messdaten wurden online mittels PC bei graphischer Darstellung der Ergebnisse weiterverarbeitet. Die Resultate (Messprotokolle) wurden am Bildschirm dargestellt und auf dem Drucker ausgegeben.

5.6 Versuchsdurchführung

Für die zu untersuchenden Lastfälle

- Systemidentifikation und
- Bruchversuch

wurden zwei Belastungspositionen vorgesehen.

Für die Systemidentifikation nach Rückbau der einzelnen Aufbauschichten konnten aufgrund des niedrigeren Lastniveaus die Lasteinleitungspunkte mit einem Abstand von a = 5,2 m verwendet werden. So war gewährleistet, dass im Bereich der größten Schädigungen das resultierende Biegemoment konstant war.

Für den Bruchlastversuch wurden die Lasteinleitungspunkte in Feldmitte zusammengefasst (a = 0,36 m), um das Biegemoment M_x bei gleicher möglicher Pressenlast zu erhöhen.

Bild 5-24 Anordnung für Belastungsversuche im Ausgangs-Zustand

Bild 5-25 Belastungsversuche nach Entfernen des Asphalts

Bild 5-26 Rückbau des Schutzbetons

Bild 5-27 Rückbau des Gehwegbetons

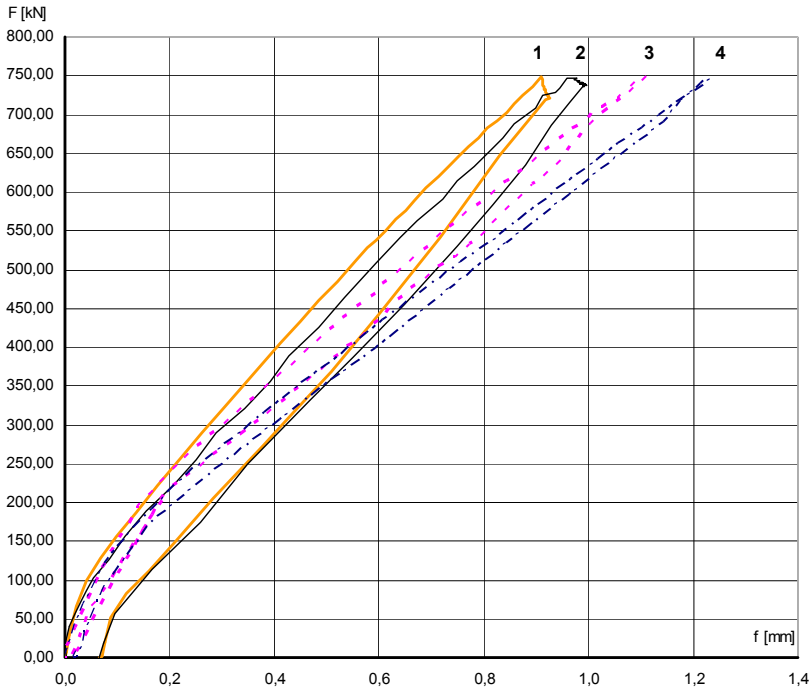


Bild 5-28 Last-Durchbiegungs-Kurven der Rückbauzustände Feldmitte (Erstbelastung)

1 *Ausgangszustand*

2 *Ohne Asphalt*

3 *Ohne Asphalt und Schutz-/Gefällebeton*

4 *Ohne Asphalt, Schutz-/Gefällebeton, Gehwegbeton*

Systemidentifikation/Rückbau

Vor dem Versuchsaufbau wurden im Asphalt die Lasteinleitungspunkte wie auch die Achsen der Überbauenden eingeschnitten, damit der anschließende Rückbau zwischen den Belastungsrahmen ohne Abbau der Lasteinleitung erfolgen konnte. Damit war auch gewährleistet, dass die lastverteilende Wirkung der Aufbauschichten bei allen Rückbauphasen konstant war.

Nach den Belastungsversuchen wurde eine Grundlast von ca. 10 kN auf den Pressen belassen und alle Queraussteifungen zwischen den 4 Rahmen entfernt. Sobald der Rückbau beendet und die Aussteifung wieder eingebaut war, konnten die nächsten Belastungsversuche im jeweiligen Rückbauzustand erfolgen. Es wurden insgesamt vier Rückbauzustände untersucht (Bild 5-24 bis Bild 5-28).

- Ausgangs-Zustand (Asphalt eingeschnitten)
- Ohne Asphalt
- Ohne Asphalt und Schutz-/Gefällebeton (bewehrt)
- Ohne Asphalt, Schutz-/Gefällebeton (bewehrt) und Gehwegbeton

Bruchversuche am Gesamttragwerk

Die Belastungsversuche für den Bruchversuch orientierten sich an den in (VEB et al., 1964) angegebenen aufnehmbaren Momenten in Abhängigkeit der Ortbetondicke d_f (Tabelle 5-6). Sie beziehen sich auf den Verbundquerschnitt Fertigteilträger+Ortbeton. Es muss daher erst das Moment aus Eigengewicht der Ausbauschichten abgezogen werden, bevor die zulässigen veränderlichen Einwirkungen ermittelt werden können.

Tabelle 5-6 Tragfähigkeit BTB V.T.-Träger Nr. 46.1 nach (VEB et al., 1964)

		Ortbetondicke d_f [cm]	Aufnehmbares Moment	
			M_x [kNm/m]	M_y [kNm/m]
BTB V.T. Nr. 46.1	Stützweite 12,0 m	5	275,0	8,6
		10	344,0	9,8
		15	421,0	11,0

Zur Überprüfung der Bruchlast und Versagensart werden folgende Annahmen getroffen:

- Der rechnerische Überschlag wird für ein Trägerelement b = 50 cm mit Ortbetonergänzung (voller Verbund) geführt
- Die Querschnittshöhe beträgt h = 51 + d_f = 51 + 15 = 66 cm
- Die Betondruckzonenhöhe im Zustand II beträgt x = 15 cm
- Die Spannstahlbewehrung (A = 18,5 cm²) wird in ihrem Schwerpunkt s = 12,5 cm von Trägerunterkante angesetzt
- Betondruckfestigkeit f_c = (33,0 + 38,9 + 33,7) / 3 = 35,2 N/mm² (nach Tabelle 5-4)
- Streckgrenze Stahl $f_{y,k}$ = 1400 N/mm², Vorspannung σ_p = 280 N/mm²

Überschlag Bruchlast (intaktes Fertigteil):
aufnehmbare Druckkraft Druckzone: $F_c = A * f_c = (15 * 50) * 3,52 = 2640$ kN
aufnehmbare Zugkraft Spannstahl: $F_t = A_s * f_{t,k} = 18,5 * (140 – 28) = 2072$ kN
Innerer Hebelarm z = 66 – 12,5 – 15 / 2 = 46 cm
aufnehmbares Bruchmoment: $\mathbf{M_u}$ = 2072 * 0,46 = **950 kNm**

Bei einem intakten Fertigteilverbundträger wird der Spannstahl voraussichtlich bei einem maximalen Biegemoment von M_u = 950 kNm die Fließgrenze erreichen.

Überschlag Bruchlast (Fertigteil, untere Spanngliedlage ausgefallen):
Spannstahlbewehrung (A = 12,0 cm²); Schwerpunkt s = 17,1 cm von Trägerunterkante
Betondruckzonenhöhe im Zustand II beträgt x = 12 cm
aufnehmbare Zugkraft Spannstahl: $F_t = A_s * f_{t,k} = 12 * (140 – 28) = 1344$ kN
Innerer Hebelarm z = 66 – 17,1 – 12 / 2 = 42,9 cm
aufnehmbares Bruchmoment: $\mathbf{M_u}$ = 1344 * 0,429 = **580 kNm**

Ein Fertigteilverbundträger mit ausgefallener unterer Spanngliedlage wird voraussichtlich bei M_u = 580 kNm mit Spannstahlfließen versagen.

Nach den letzten Rückbauversuchen im Gebrauchslastniveau der Brückenklasse 16/16 wurde das Lastniveau in Stufen bis zum Bruch gesteigert. Dabei konnte auch die ursprünglich geforderte Brückenklasse 30/30 nachgewiesen werden. Die Schallemissionssensoren zeigten auch in diesem Belastungszustand keine Mikrorissbildung an.

Um das Biegemoment bei gleicher Pressenlast weiter zu steigern, wurden die hydraulischen Pressen wie geplant in Feldmitte angeordnet. Das Belastungsequipment war ausgelegt für eine Versuchsziellast von F = 3000 kN. Mit der Lasteinleitung von zwei Pressen pro Stahlrahmen in Feldmitte konnte ein maximales Biegemoment von M_{max} = 800 kNm/m durch externe Last erzeugt werden. Um den Verlust des Eigengewichts der entfernten Aufbauschichten auszugleichen (M_{max} = 70 kNm/m), wurden vor dem Bruchlastversuch zwischen den Belastungsrahmen drei Stapel Straßenplatten à je ca. 100 kN in Feldmitte platziert (M_{max} = 87 kNm/m). Das maximal aufzubringende Biegemoment ergab sich damit zu M_{max} = 800 + 87 = 887 kNm/m.

Im abschließenden Bruchlastversuch musste bei einer externen Belastung von 2140 kN (M_{max} = 570 kNm/m) der Versuch abgebrochen werden. Die Belastungsrahmen hatten ihre Stabilitätsgrenze erreicht. Um Schaden am Belastungsequipment zu vermeiden, wurde der Bruchversuch vor Erreichen der Versuchsziellast abgebrochen. Zusammen mit der Totlast ergab sich aus der erreichten Belastung ein resultierendes maximales Biegemoment von M_{max} = 570 + 87 = 657 kNm/m. Es konnte mit dieser Beanspruchung kein instabiler Zustand erreicht werden. Die Schallemissionsanalyse zeigte den Beginn von Rissbildung im Randbereich an, die Rissweiten waren allerdings gering, so dass sie visuell nicht beobachtet werden konnten.

Bruchversuche an ausgebauten BTB-Trägern

Um den Schädigungsgrad und das Bruchverhalten der Fertigteilträger dennoch ohne Verzögerung des Brückenabrisses und Neubaus untersuchen zu können, wurden zwei Fertigteilträger mit ihrem Ortbetonanteil ausgebaut. Es wurde ein intakter Träger (Nr. 12) und ein stark geschädigter Träger (Nr. 13) gewählt.

Die BTB 46.1-Träger wurden aus dem Brückenüberbau mit einer Breite von b = 50 cm und einer Länge von ca. L = 13 m herausgeschnitten, so dass sie in ihrer vollen Länge und Breite unter Einfluss ihres Ortbetonanteils getestet werden konnten. Für die Belastungsversuche wurden die Träger auf je zwei Holzstapeln frei drehbar gelagert.

Bild 5-29 Versuchseinrichtung Träger 12

Bild 5-30 Bruchbild Träger 12

Anhand der Träger-/Bauteilgeometrien lassen sich die Bauteilflächenwerte in Abhängigkeit der Ortbetonüberdeckung berechnen. Dabei wird von einem vollständigen Verbund zwischen Ort- und Fertigteilbeton ausgegangen (Tabelle 5-7).

Tabelle 5-7 Ideelle Querschnittskennwerte bezogen auf den E-Modul des Fertigteilbetons E = 35000 N/mm² (nach (Reche, 1956))

Ortbetonüber-deckung d_f [cm]	Fläche A_i [cm²]	Schwerpunkt s_z [cm]	Trägheitsmoment $I_{y,v}$ [cm⁴]	Trägheitsradius $i_{y,v}$ [cm]	Widerstandsmoment $W_{v,o}$ [cm³]	$W_{v,u}$ [cm³]
0	2330,5	24,7	547117	15,3	20769	22189
5	2519,5	26,8	754051	17,3	25842	28114
10	2708,5	29,0	1039422	19,6	32514	35803
15	2897,5	31,3	1413348	22,1	40707	45184

An den Trägern war gut zu erkennen, dass der Ortbeton in zwei Lagen eingebaut worden war. Nachdem die Zwischenräume bis zur Oberkante der Fertigteile betoniert worden sind, wurde in einem zweiten Schritt der Gefällebeton flächig aufgebracht. Die Betonierfuge war bei beiden Trägern gut zu sehen. Die Ortbetondeckung betrug im Mittel d_f = 15 cm – wie im Brückenbuch angegeben. Diese Betonierfuge war bei Träger 13 bereits auf fast ein Drittel der Länge des Bauteils gerissen (Bild 5-31). Es war nachträglich nicht festzustellen, ob diese Schädigung durch den Ausbauvorgang entstanden war oder bereits vorher existierte. Da der ebenfalls ausgebaute, benachbarte Träger 12 intakt war, ist aber davon auszugehen, dass die Betonierfuge des Trägers 13 während des Ausbaus aufgerissen ist.

Während die Spannstahlbewehrung des Trägers 12 augenscheinlich vollständig intakt war und für eine Bestimmung der Restvorspannung der Spannglieder genutzt werden konnte, wiesen die unteren Spannstahl-Bewehrungslagen des Trägers 13 erhebliche Schädigungen auf. Aufgrund von Betonfehlstellen war auch die schlaffe Bewehrung wie Bügel und Querbewehrung teilweise stark korrodiert.

Die Laststufen der Belastungsversuche für den Bruchversuch orientierten sich an den in (VEB et al., 1964) angegebenen aufnehmbaren Momenten in Abhängigkeit der Ortbetondicke d_f (Tabelle 5-6). Nach erfolgreichem Belastungstest für das aufnehmbare Moment mit Sicherheitsanteilen (Ortbetondicke d_f = 15 cm) wurde die Last bis zum Bauteilversagen gesteigert.

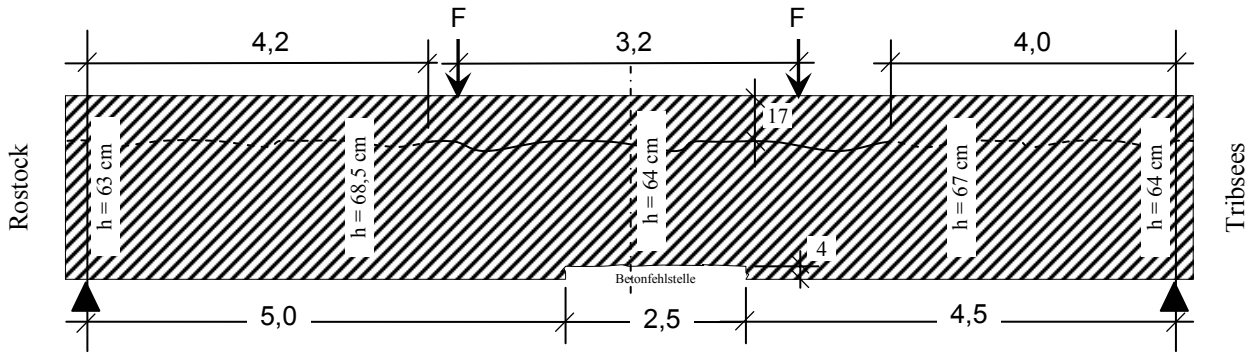


Bild 5-31 Riss- und Schadensbild Träger 13 nach dem Ausbau (Steffens et al., 2000b)

Für den Bruchlastversuch musste eine Belastungsanordnung gefunden werden, die trotz vorauszusehender großer Bauteilverformungen eine sichere Versuchsdurchführung gewährleistet. Es wurde angestrebt, das maximale Biegemoment in einem möglichst großen Bereich zu erzeugen. Der Kräftekreislauf wurde durch Belastungsrahmen organisiert, deren Untergurte unterhalb der Bauwerksbauteile lagen und durch Querträger rückverankert waren. Dadurch stabilisierte sich die Lasteinleitung selbst – ein Ausweichen oder Kippen der Belastungsvorrichtung war systematisch ausgeschlossen. Die Belastung erfolgte über hydraulische Pressen mit einer manuellen Hydraulikanlage. Mit der gewählten Versuchsanordnung ließ sich ein konstantes Biegemoment für eine Länge von l = 3,2 m erzeugen (Bild 5-31).

Die Reaktionen des FT-Trägers wurden online elektrisch gemessen. Hierzu kamen Wegaufnehmer zur Verformungs-, Stauchungs- und Rissbreitenmessung und Dehnmessstreifen zur Stahldehnungsmessung zum Einsatz. Die Kraft-Reaktions-Kurven konnten online über eine rechnergesteuerte Messanlage aufgenommen, am Bildschirm dargestellt und über Drucker ausgedruckt werden. Schallemissionssensoren gaben Auskunft über die Intensität der Rissbildung.

An Messstellen, bei denen der induktive Wegaufnehmer aufgrund der großen Bauteilverformungen nicht genug Messweg hatte, wurde der Wegaufnehmer bei Bedarf nachgesetzt. Die Messkurven wurden zur Auswertung entsprechend aneinandergefügt.

Zuerst wurde der geschädigte Träger Nr. 13 belastet. Die Schallsensoren zeigten von Beginn der Belastung Rissbildung an. Da aufgrund dieser Rissaktivitäten das Erreichen der ersten Laststufe (M = 275 kNm) nicht zu erwarten war, wurde bereits nach ext F = 45 kN (M = 100 kNm) entlastet. Beim erneuten Versuch die erste Laststufe anzufahren, versagte der Träger bei ext F = 54 kN (M_u = 120 kNm) durch schlagartiges Reißen der Spanndrähte.

Beim intakten Träger Nr. 12 war eine höhere Bruchlast zu erwarten. Es wurde direkt das nach (VEB et al., 1964) aufnehmbare Moment für die Ortbetondicke d_f = 15 cm angefahren (M = 421 kNm). Hier zeigte sich bei ca. ext F = 100 kN eine Zustandsänderung durch Abflachen der Kraft-Verformungskurve (Bild 5-35). Zum einen resultiert diese aus der fortschreitenden Rissbildung, die nach Überziehen der Vorspannung ab einer Last von ext F = 60 kN begann und durch die Schallemission bestätigt wurde. Zum anderen mindert eine Mikrorissbildung in der Ortbetonfuge die Trägersteifigkeit ab. Ein Wegaufnehmer, der etwa in Feldmitte über der Fuge appliziert wurde, bestätigt diese Annahme. Bis zu einer Last von ca.

ext F = 100 kN entwickelt sich die Last-Dehnungs-Kurve nahezu linear, danach flacht sie stark ab, nimmt bis zur Last ext F = 200 kN bis auf w = 0,04 mm stetig zu, geht aber nach Entlastung fast auf Null zurück. Da auch Träger Nr. 13 vor dem Tragverlust eine abgetrennte Ortbetonschicht aufwies, war zu erwarten, dass bei gesteigerter Last diese zuerst aufreißen wird. Bei ext F = 270 kN (M_{riss} = 594 kNm) riss diese schlagartig zwischen Lasteinleitung und Auflager einseitig auf. Das anschließend aufgenommene Rissbild mit Rissöffnungen bis ca. w = 0,4 mm zeigt Bild 5-32.

Dieses Bruchverhalten war aufgrund der gut erkennbaren Betonfuge zu erwarten, widerspricht aber Untersuchungen, bei denen umfangreiche Bruchversuche an Verbundträgern im Maßstab 1:1 durchgeführt worden waren (Daschner et al., 1982), (Graf et al., 1955). Kein Probekörper versagte durch Trennung der Schicht Ortbeton/Fertigteil: „die Träger verhielten sich auf Biegung wie eine homogene Struktur“. Eine Erklärung kann sein, dass die Versuchsträger dort unter Laborbedingungen hergestellt wurden und der Ortbeton zeitnah aufgebracht wurde. Die Verbundeigenschaften Fertigteil/Ortbeton waren daher besser als die der unter Baustellenbedingungen gefertigten Verbundkonstruktion.

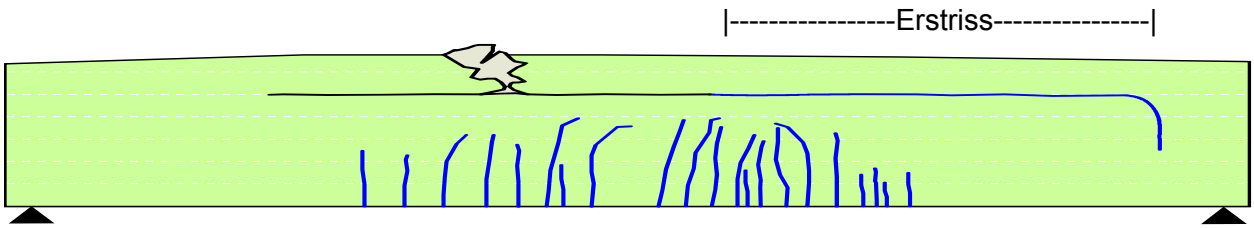


Bild 5-32 Rissbild (ext F = 260 kN) und Bruchbild Träger 12 (Steffens et al., 2000b)

Beim anschließenden Bruchversuch riss diese Fuge bis zum Erreichen der Bruchlast weiter auf, bevor der Gefällebeton bei ext F = 325 kN (M_u = 715 kNm) schlagartig versagte (Bild 5-32).

Das Versuchsergebnis bestätigte nicht die vorausgesagte Versagensart. Das Rechenmodell soll daher im Folgenden entsprechend modifiziert werden.

5.7 Auswertung und Analyse der Versuche

Berechnungsmodelle Einzelträger

Mit dem FE-Programm ANSYS 6.0 (researchFS) wurden zuerst an einem 3D-FE-Modell des Trägers Nr. 12 lineare und nichtlineare Vergleichsberechnungen durchgeführt, um

- das System des Einzelträgers zu identifizieren,
- die Materialkennwerte zu verifizieren,
- den Einfluss der Schäden zu quantifizieren,
- den Versagensmechanismus nachzubilden und
- das räumliche Tragverhalten zu analysieren.

Die explizite Formulierung des Variationsproblems ist mit dieser Software nicht notwendig. Die entsprechenden Informationen werden durch die Wahl der Elemente bestimmt, die für viele unterschiedliche Problemstellungen in einer Elementenbibliothek verfügbar sind.

Es werden Volumenelemente gewählt, die geeignet sind, dreidimensionale Festkörper zu modellieren. Ansys stellt für die dreidimensionale nichtlineare Berechnung von Betonstrukturen das Element SOLID 65 zur Verfügung. Es ist durch 8 Knoten definiert, die jeweils 3 Freiheitsgrade besitzen: Translation in x, y und z Richtung. Es können zusätzlich bis zu drei unterschiedliche Bewehrungsgrade definiert werden. Die nichtlineare Berechnung schließt eine Überprüfung der Rissbildung sowie des Betondruckversagens ein (Müller et al., 1997).

Nachdem ein FE-Modell mit diesen Elementen an den Verformungen der Belastungsversuche kalibriert wurde, soll das System durch die Wahl einfacher Elemente (Geometrie+Typ) reduziert werden (Rombach, 2000). Die am Teilsystem gewonnen Erfahrungen sollen für ein vereinfachtes räumliches Modell des Gesamttragwerks genutzt werden. Hierzu wird das Volumenelement SOLID 45 gewählt. Es entspricht von seiner Struktur dem SOLID 65 Element, verfügt aber nicht über die Möglichkeit der Rissbildungsberechnung. Es ermöglicht stattdessen die Berücksichtigung von orthotropem Materialverhalten und Kriechen.

Um Rechenaufwand zu sparen, wurde das System des ausgebauten Verbundträgers in seiner Symmetrieachse geteilt und nur der halbe Träger modelliert (Bild 5-33).

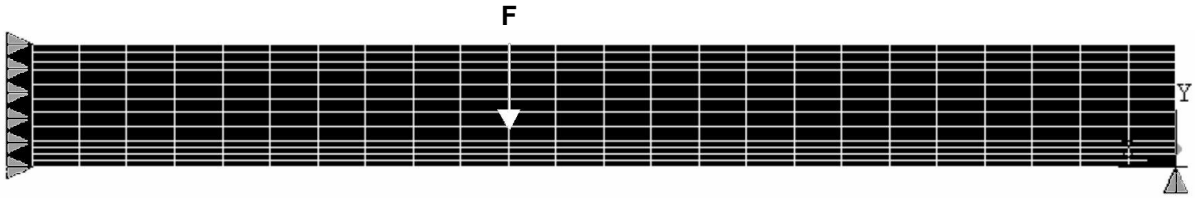


Bild 5-33 Seitenansicht FE-System Träger Nr. 12 (ANSYS)

Sowohl der Fertigteilträger als auch der umschließende Ortbeton wurden in getrennten Volumen modelliert, um den Elementen unterschiedliche Materialeigenschaften zuzuweisen. Untersucht wurden zwei Querschnittsvarianten: Ein Querschnitt mit Ortbeton bis zur Fertigteilunterkante (Modell T12-1) und einer, bei dem – wie bei den Trägern vorgefunden – ca. 7 cm Ortbeton an den Unterkanten fehlen (Modell T12-2, Bild 5-34). Das Fehlen der Zwickel hatte auf die Längsbiegetragfähigkeit keinen erkennbaren Einfluss (Pust, 1973). Der Einfluss auf die Querbiegesteifigkeit wurde gesondert untersucht.

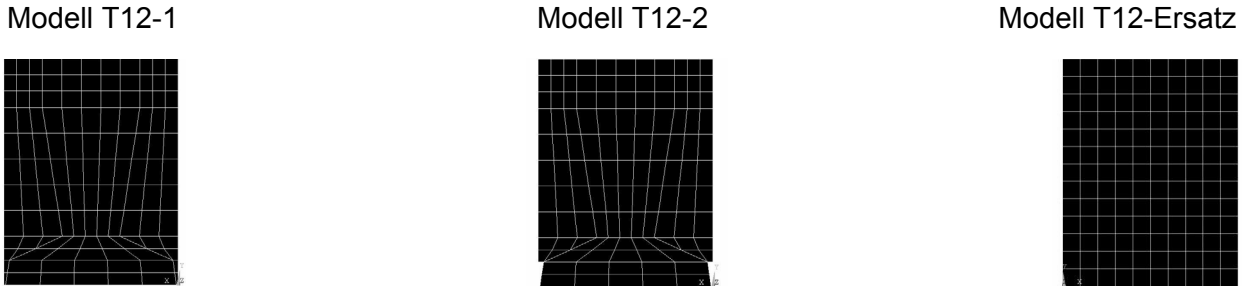


Bild 5-34 Querschnitte FE-Systeme (ANSYS)

Die Elemente wurden mit den Materialkennwerten definiert, die die Materialuntersuchungen ergeben hatten. Elemente, die im Bereich der Bewehrung lagen, wurden mit dem entsprechenden Bewehrungsgrad definiert. Die Vorspannung wurde durch Flächenlasten an den Stirnseiten des Trägers diskretisiert.

Die Rechnung wurde für einen maßgebenden Lastfall (loadstep) durchgeführt und in 5 gleichgroße Unterlastfälle (substeps) aufgeteilt. So konnte die nichtlineare Verformungsentwicklung wie auch die Rissbildung mit den Last-Verformungskurven und den Schallemissionsergebnissen der Versuche verglichen werden.

Die Rechenergebnisse zeigen für den linearen Bereich eine hervorragende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Messungen (Bild 5-35). Das ist auf die guten Eingangswerte Materialsteifigkeiten zurückzuführen, die durch umfangreiche Probennahmen erlangt worden waren. Noch vorhandene Abweichungen sind auf die Lagerbedingungen zurückzuführen, die sich im Versuch im niedrigen Lastbereich änderten. Bevor die Rückverankerung der Belastungsrahmen kraftschlüssig am Träger anlag, musste erst das Eigengewicht der Belastungskonstruktion überwunden werden. Bis zu dieser Last bildeten die Hilfslager mit geringerer Stützweite die Auflager – die Durchbiegungen fallen im Versuch geringer aus.

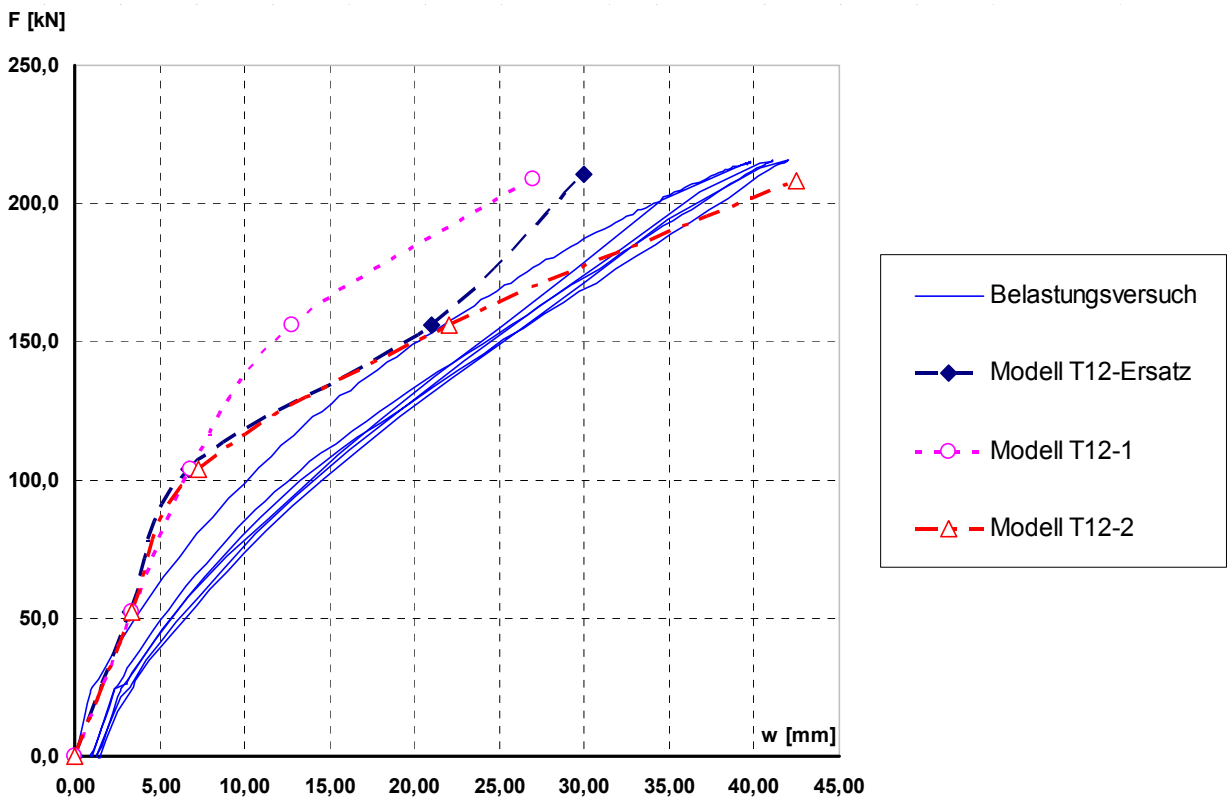


Bild 5-35 Ergebnisvergleich Durchbiegung Trägermitte Nr. 12 (ANSYS – Versuch)

Die Rissbildung des Fertigteilträgers beginnt ab Erreichen der Dekompression rechnerisch ab ca. ext F = 50 kN (Versuch: ext F = 60 kN). Der Lastbereich zwischen 50 und ca. 120 kN ist gekennzeichnet durch die Rissfortsetzung und das Ablösen der Aufbetonschicht. Durch sinnvolles Modifizieren einiger Elementeigenschaften wurde versucht, die Rechenergebnisse der Belastungsstufen iterativ den Versuchsergebnissen anzupassen. Die Diskretisierung durch eine Elementschicht des Ortbetons mit verminderter Zugfestigkeit ergab hinreichend genaue

Ergebnisse. Bild 5-36 zeigt das errechnete Rissbild bei einer Last von ext F = 260 kN am halben System. Es ist deutlich zu sehen, dass sich im Bereich von Lasteinleitung bis Auflager auch rechnerisch Risse in der Kontaktfläche zwischen Fertigteil- und Ortbeton ergeben. Die Störung des inneren Kräftekreislaufs ist in diesem Bereich am größten, da sowohl Moment als auch Querkraft wirken. Das Ablösen der Ortbetonschicht war dort vorrangig zu erwarten. Dies wird durch die Ergebnisse in (Schäfer et al., 1996c) bestätigt.

Nachdem mit Modell T12-2 ein ausreichend genaues Abbild der realen Belastungsversuche gefunden wurde, konnte mit einem stark vereinfachten Ersatzsystem (Modell T12-Ersatz) ein Träger berechnet werden, der bis zu einer Last von ext F = 160 kN nahezu identische Verformungseigenschaften aufweist. Dieses Modell mit nur einem Elementtyp (SOLID 45) und konstanten Materialeigenschaften soll für eine Diskretisierung des Gesamtsystems verwendet werden. Da das Modell trotz der Vereinfachungen auch gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen im linearen und unteren nichtlinearen Bereich erzielt, wird es als hinreichend genau angesehen.

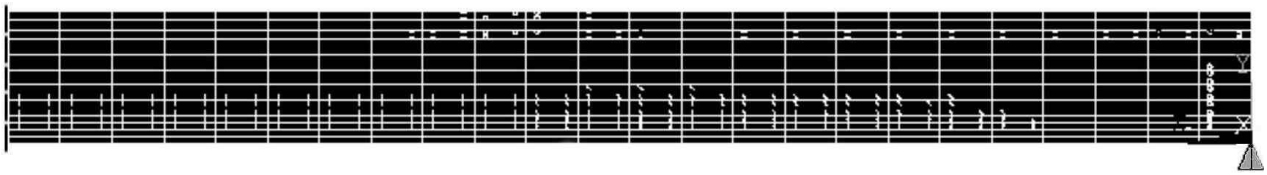


Bild 5-36 Nachrechnung Rissbildbild Träger 12 (ANSYS Modell T12-2)

Das Modell T12-2 wurde zusätzlich durch Berücksichtigung der Schadensbilder von Träger Nr. 13 modifiziert, um die rechnerischen Ergebnisse mit den Verformungsergebnissen der Versuche zu vergleichen (Modell T13). Diese Kontrolle sollte gleichzeitig überprüfen, ob das iterativ gefundene Modell nur dem Tragverhalten des intakten Trägers Nr. 12 entspricht oder auch auf geschädigte Träger übertragbar ist. Hierzu wurden die Elemente des Betonfehlbereichs entfernt, sowie die Belastung der Versuchslaststufe angepasst (Bild 5-37).

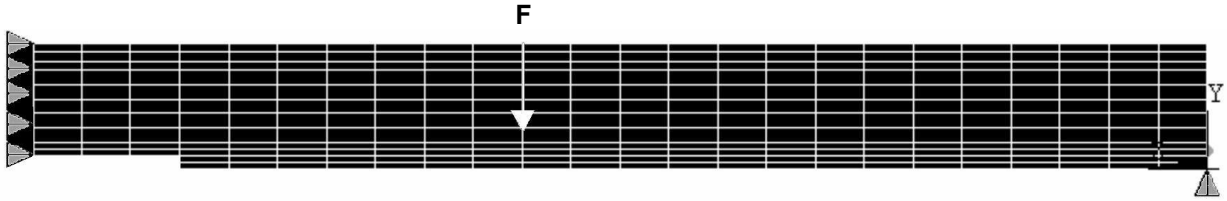


Bild 5-37 Seitenansicht FE-System Träger Nr. 13 (ANSYS Modell T13)

Die Ergebnisse zeigen mit dem nur geringfügig geänderten System eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Die noch verbleibenden Abweichungen sind für die Vielzahl der komplexen Schadensbilder vernachlässigbar klein (Bild 5-38).

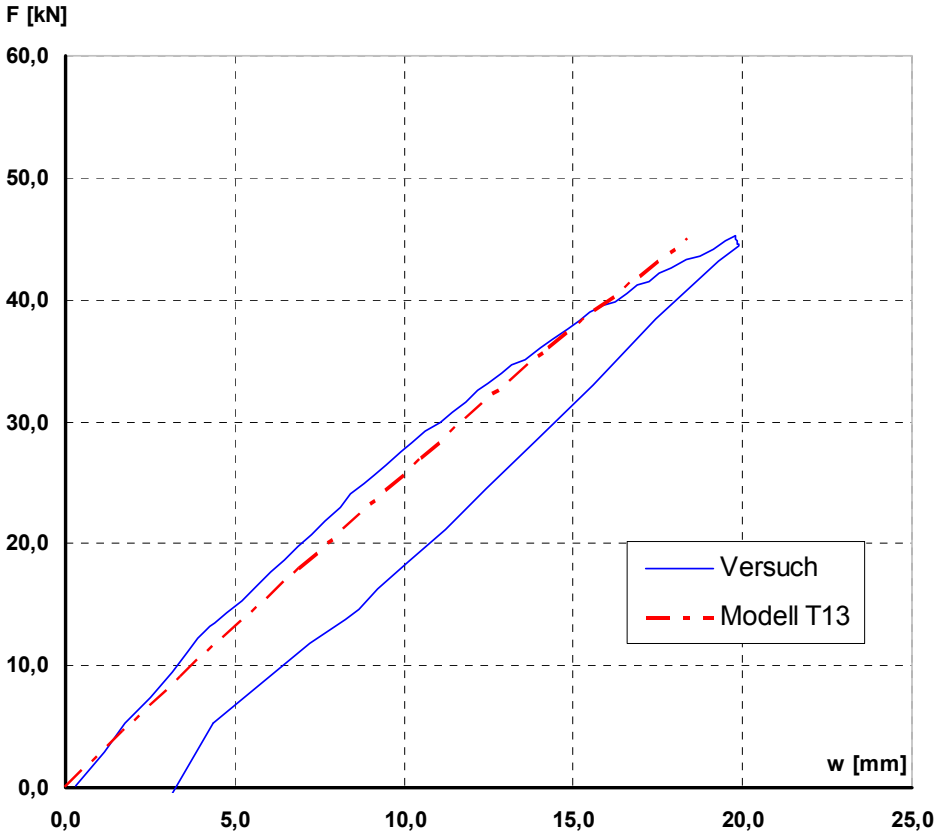


Bild 5-38 Ergebnisvergleich Durchbiegung Trägermitte Nr. 13 (ANSYS – Versuch)

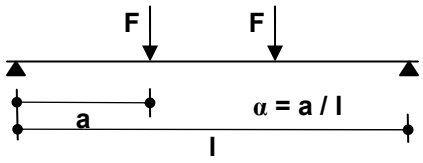
Das gefundene FE-Modell Modell T12-2 und das daraus abgeleitete Modell T12-Ersatz können daher für weitere Vergleichsrechnungen als hinreichend genau angesehen werden.

Die Vergleichsberechnungen der ausgebauten Verbundträger mit einem 3D-FE-Programm haben zu folgenden Ergebnissen geführt:

- Die durch Proben erlangten Materialkennwerte (MPA) liefern als Eingangsgrößen für Berechnungen im linearen Bereich eine beachtliche Ergebnisübereinstimmung mit den Messwerten der Belastungsversuche.
- Ab ca. ext F = 50 kN (60 kN im Versuch) beginnt nach Erreichen der Dekompression die Rissbildung auch im Fertigteilbeton, und damit die nichtlineare Berechnung.
- Das Ablösen der Kontaktfläche Ortbeton/Fertigteilbeton wurde im Versuch beobachtet und messtechnisch verfolgt. Die Vergleichsrechnungen ergeben, dass dadurch das Trag-/Verformungsverhalten ab einem Biegemoment von ca. M = 220 kNm wesentlich beeinflusst wird.
- Der fehlende Ortbeton am Trägerfuß hat keinen wesentlichen Einfluss auf das Trag-/Verformungsverhalten in Längsrichtung.

Da beim Plattentragverhalten die Erstrissbildung meist deutlich später, also unter höheren Belastungszuständen als bei balkenartigen Tragwerken auftritt (Kordina, 1996) und im Versuch am Gesamttragwerk keine Rissbildung beobachtet wurde, wird das Gesamttragwerk mit dem Elementtyp SOLID 45 diskretisiert, das orthotropes Materialverhalten ermöglicht, aber keine Rissbildung berechnen kann. Dazu sind die Steifigkeitsverhältnisse in Längs- und Querrichtung

zu ermitteln. Aus den Rechenergebnissen lassen sich die Trägersteifigkeit EI_x in Längsrichtung über die Beziehung



$$EI_x \cdot f_{mitte} = (3\alpha - 4\alpha^3) \cdot Fl^3/24 \; ; \qquad (5\text{-}13)$$

ermitteln. Die Ergebnisse enthält Tabelle 5-8.

Tabelle 5-8 Fertigteilträgersteifigkeit EI_x in Längsrichtung in MNm²/m (d_f = 15 cm)

	Aus Geometrie (Tabelle 5-7)	Aus FE-Rechnung „Modell T12-2“		
		Zustand I ext F = 50 kN	Zustand II ext F = 100 kN	Zustand III ext F = 260 kN
EI_x	989	944	915	274

Die Quersteifigkeit wurde über Vergleichsrechnungen an einem 1 m breiten Plattenstreifen ermittelt (Modell Q), um das Verhältnis EI_x/EI_y zu bestimmen (Bild 5-39).

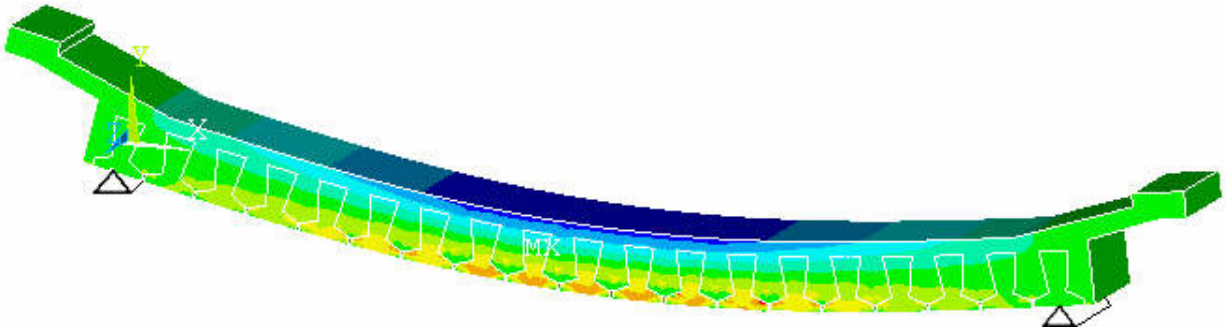


Bild 5-39 Berechnung der Querbiegesteifigkeit an einem 1-m-Plattenstreifen (ANSYS Modell Q)

Die Steifigkeiten wurden für ein System mit intaktem Füllbeton (bis Unterkante Träger) und für ein System mit einer ca. 7 cm tiefen Fehlstelle im Ortbeton gerechnet. Die Ergebnisse enthält Tabelle 5-9.

Tabelle 5-9 Tragwerkssteifigkeit EI_y in Querrichtung in MNm²/m (d_f = 15 cm)

	Aus FE-Rechnung „Modell Q“	
	Intakter Füllbeton	Füllbeton fehlt (7 cm von UK)
EI_y	712	606

Setzt man die Steifigkeiten EI_y und EI_x ins Verhältnis, ergeben sich für eine Berechnung des Gesamttragwerks als orthotrope Platte die Verhältniswerte EI_y/EI_x nach Tabelle 5-10.

Tabelle 5-10 Steifigkeitsverhältnisse EI_y/EI_x in Abhängigkeit der Systemeigenschaften

		Quertragrichtung (Zustand I)	
		Intakter Füllbeton	Füllbeton fehlt (7 cm von UK)
Längs	Zustand I	0,75	0,64
	Zustand II	0,78	0,66
	Zustand III	(2,6)	(2,21)

Das Steifigkeitsverhältnis $EI_y/EI_x = 0{,}64$ entspricht sehr genau dem Verhältnis, das aus den Untersuchungen an der Fertigteilbrücke Tuckhude empfohlen wurde (Steffens et al., 1999b). Dort wird das Steifigkeitsverhältnis aus dem Verhältnis der statischen Höhen in Längs-/Querrichtung mit

$E_q/E_l = h_q^3/h_l^3$

Mit h_q = statische Höhe in Querrichtung

h_l = statische Höhe in Längsrichtung

ermittelt. Für die Brücke in Bad Sülze ergibt sich daraus das Verhältnis $EI_y/EI_x = 0{,}65$.

Das Steifigkeitsverhältnis $EI_y/EI_x = 0{,}64$ wurde für die weitere Berechnung am Gesamtsystem verwendet.

Rechenmodelle Gesamttragwerk

Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wurde das Brückentragwerk nur zur Hälfte modelliert. Es wurde die Seite „Tribsees“ gewählt. Bild 5-40 enthält das FE-System und den Schnitt Brückenmitte. Die Geometrie der Achsen „Brückenmitte“ und „Tribsees“ war durch Aufmaß und Nivellement bestimmt worden und wurde entsprechend räumlich modelliert.

Begonnen wurde mit dem letzten Rückbauzustand, bei dem Gehweg- und Schutzbeton sowie Asphalt entfernt waren. Der erste Rechendurchlauf mit F = 94 kN, äquivalent zum Gebrauchslastniveau der BK 16/16, ergab Verformungen in Feldmitte, die die gemessenen Werte um ca. 70% überschritten. Da sowohl die Materialkennwerte als auch die Geometrie den tatsächlichen Größen entsprachen und lokale Schädigungen einen geringen Einfluss auf das Gesamttragverhalten haben, musste die Verformungsminderung aus einer Einspannwirkung am Auflager resultieren. In (Haser, 1993) wurden Fertigteilbrücken mit dem Fertigteilträger BT 70/700 untersucht und in der rechnerischen Auswertung eine Teileinspannung am Auflager festgestellt. Sie wurde mit der Verdrehungsbehinderung durch die Ortbetonhinterfüllung und der Lagerausbildung als Mörtelfuge (Betongelenk) begründet. Beide Einflüsse waren auch bei der Fertigteilbrücke in Bad Sülze vorhanden. In das FE-Modell wurde daher eine horizontale Lagerung eingeführt (Bild 5-40, Ansicht). Eine über den Querschnitt gleichmäßige Lagerbedingung erwies sich jedoch in der FE-Rechnung als nicht zutreffend. Iterativ wurde ermittelt, dass die Plattenränder stärker eingespannt waren als der Fahrbahnbereich. Das kann in der versteifenden Wirkung der Flügelmauern begründet sein (Gutermann, 1998).

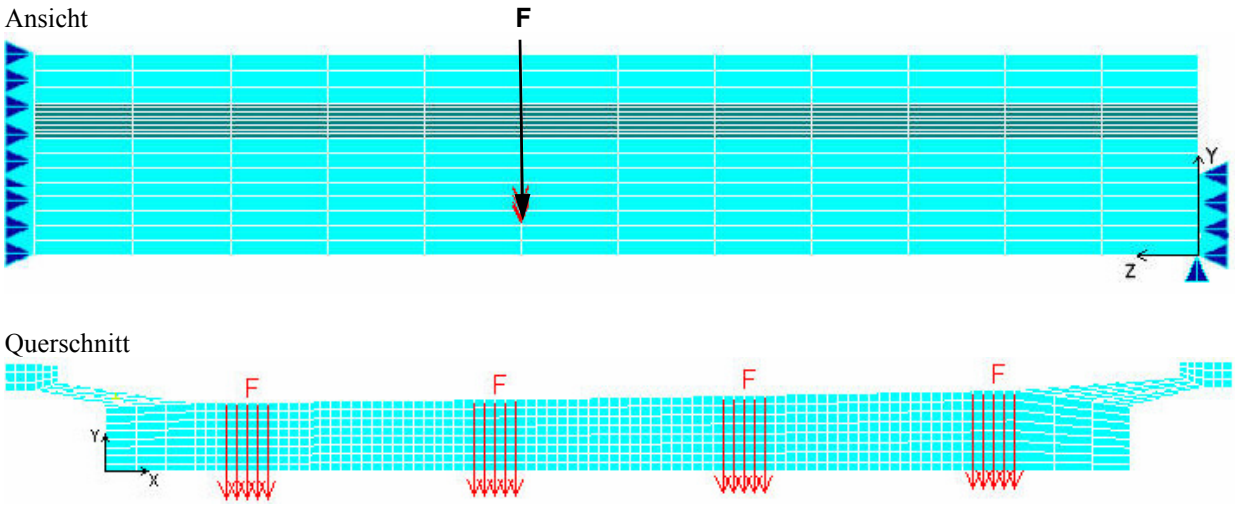


Bild 5-40 FE-Diskretisierung Gesamtbauwerk ohne Aufbau: Systemansicht und Schnitt Brückenmitte (ANSYS Modell G)

Es wurden die rechnerischen Durchbiegungen mit den 5 Verformungsmessungen in Feldmitte und den 3 Verformungsmessungen im ¼-Punkt verglichen (Tabelle 5-11). Begonnen wurde mit dem letzten Rückbauzustand. Bei ausreichender Messwertübereinstimmung (im Mittel ca. 3% Abweichung) wurde der nächste Rückbauzustand modelliert und berechnet (Bild 5-41, a-d). Abschließend wurde das Modell ohne Kappen berechnet (Bild 5-41, e).

Tabelle 5-11 Ergebnisvergleich der Durchbiegungen FE-Berechnung/Messung im Ausgangs-Zustand (Lastfall BK 16/16 ohne Eigengewicht)

Messstelle / f [mm] / Ergebnisquelle	Feldmitte ◀flussabwärts flussaufwärts▶					¼-Punkt Tribsees ◀flussabwärts flussaufwärts▶		
	10	11	12	13	14	23	24	25
Messung	7,1	8,9	9,5	8,5	6,1	5,8	6,8	6,0
FE-Berechnung	7,5	8,8	9,2	8,0	6,4	6,4	6,8	5,8

Die Materialkennwerte des konstruktiven Betons entsprachen denen der Vorberechnung am Einzelträger ($E_y = E_z = 30000$ N/mm², $E_x = 19200$ N/mm²). Die Querkontraktion wurde aufgrund der gestörten Quersteifigkeit und früherer Erfahrungen (Steffens et al., 1999b) auf $\nu = 0$ gesetzt.

Die isotropen Aufbauschichten wurden dem Aufmaß entsprechend modelliert und der E-Modul der neu hinzugekommenen Schicht iterativ angepasst, bis die Verformungen übereinstimmten. Die Dichtungsschicht wurde dabei vorerst nicht berücksichtigt und voller Verbund angenommen. Es ergaben sich folgende idealisierte Materialkennwerte:

- Gehwegbeton: E = 16.000 N/mm², $\nu = 0,2$
- Bewehrter Schutzbeton: E = 8.000 N/mm², $\nu = 0,2$
- Asphalt (temperaturabhängig): E = 2.400 N/mm², $\nu = 0,35$

Die idealisierten E-Moduli sind wesentlich kleiner als realistische Materialkennwerte. Die Dichtungsschicht muss daher einen bedeutenden Einfluss auf die mittragende Wirkung der

darüber liegenden Schichten haben. Am Gesamtsystem (Ausgangszustand) wurde daher noch vergleichend mit realistischen Materialkennwerten gerechnet (Gehweg- und Schutzbeton E = 27.000 N/mm², ν = 0,2; Asphalt E = 7.000 N/mm², ν = 0,35 (Krieger et al., 1995); Dichtungsschicht (isotrop, d = 1 cm), E = 20 N/mm²). Der E-Modul der Dichtungsschicht ist dem Ergebnis einer Forschungsarbeit an der BAM über die FE-Berechnung von Fahrbahnaufbauten entnommen (Steinborn, 1997).

Exemplarisch sind die Ergebnisse der Verformungen und der Spannungszunahme an der Überbauunterkante in Feldmitte (Mitte und Ränder) in Tabelle 5-12 aufgeführt.

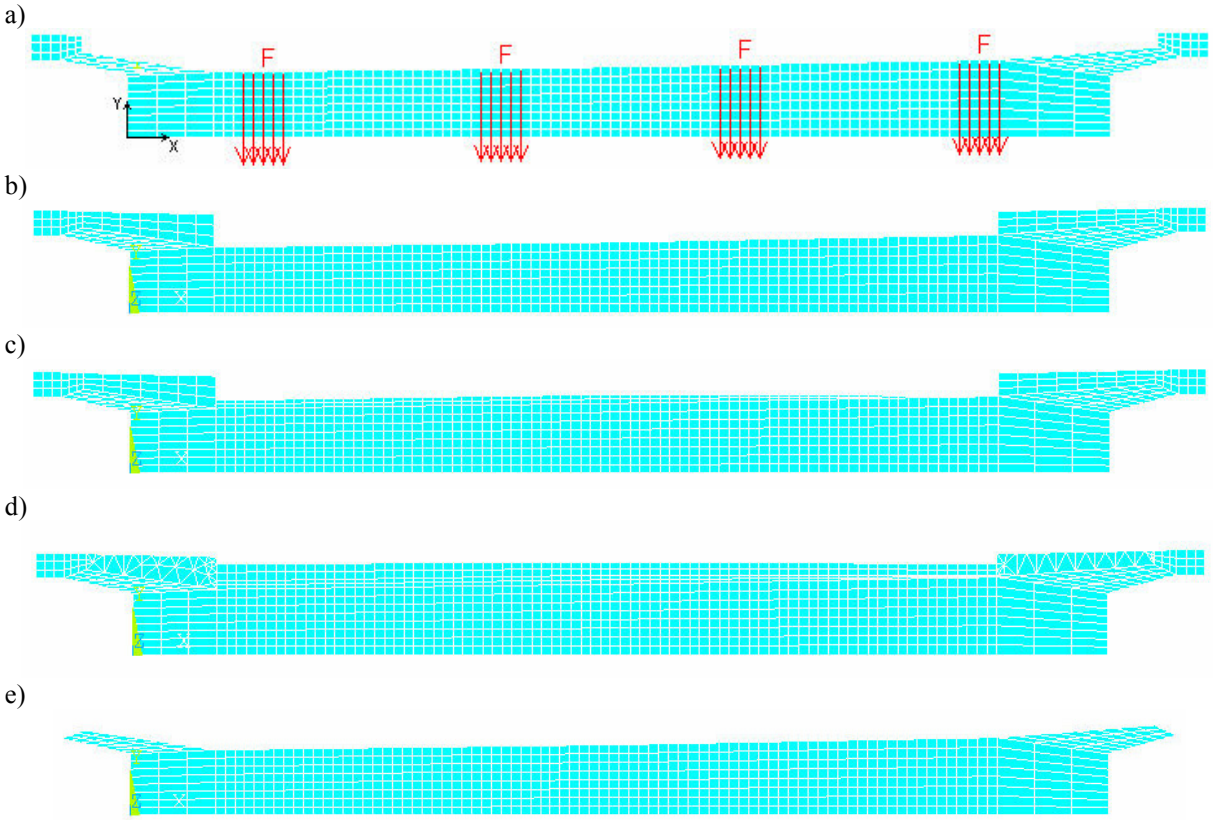


Bild 5-41 FE-Diskretisierung der Rückbauzustände:
a) nur Fertigteilträger+Ortbeton und Kappen
b) mit Gehwegbeton
c) mit Gehweg- und bewehrtem Schutzbeton
d) mit Asphalt
e) ohne Kappen

Tabelle 5-12 Ergebnisse der FE-Berechnung nach Rückbauzuständen (Lastfall BK 16/16 ohne Eigengewicht)

	Feldmitte					
	Rand flussabwärts		Mitte		Rand flussaufwärts	
Rückbauzustand	f [mm]	Δσ [N/mm²]	f [mm]	Δσ [N/mm²]	f [mm]	Δσ [N/mm²]
Nur Fertigteil+Ortbeton	0,95	0,61	1,23	0,32	0,86	0,63
Mit Gehwegbeton	0,82	0,55	1,10	0,24	0,72	0,58
Mit Schutzbeton	0,77	0,54	1,00	0,26	0,70	0,57
Mit Asphalt (komplett)	0,75	0,53	0,93	0,25	0,71	0,55
Komplett mit Berücksichtigung der Dichtung	0,75	0,52	0,92	0,25	0,64	0,49
Ortbeton ohne Kappen	1,07	0,66	1,27	0,36	0,94	0,65

Einfluss der Aufbauschichten/Materialeigenschaften

Im DAfStb-Heft 485 (Curbach et al., 1998a) wird für den Einfluss bitumengebundener Ausbauschichten bei statischen Belastungsversuchen angegeben, dass bei ausreichend langen Belastungszeiten keine Verfälschung von Spannungs- bzw. Verformungsmessungen zu erwarten ist. Bild 5-42 zeigt die Zeit-Verformungskurven der Zeistandstests, die für jede Rückbauphase durchgeführt wurden: Bei konstant gehaltener Last wurden die Bauwerksreaktionen gemessen.

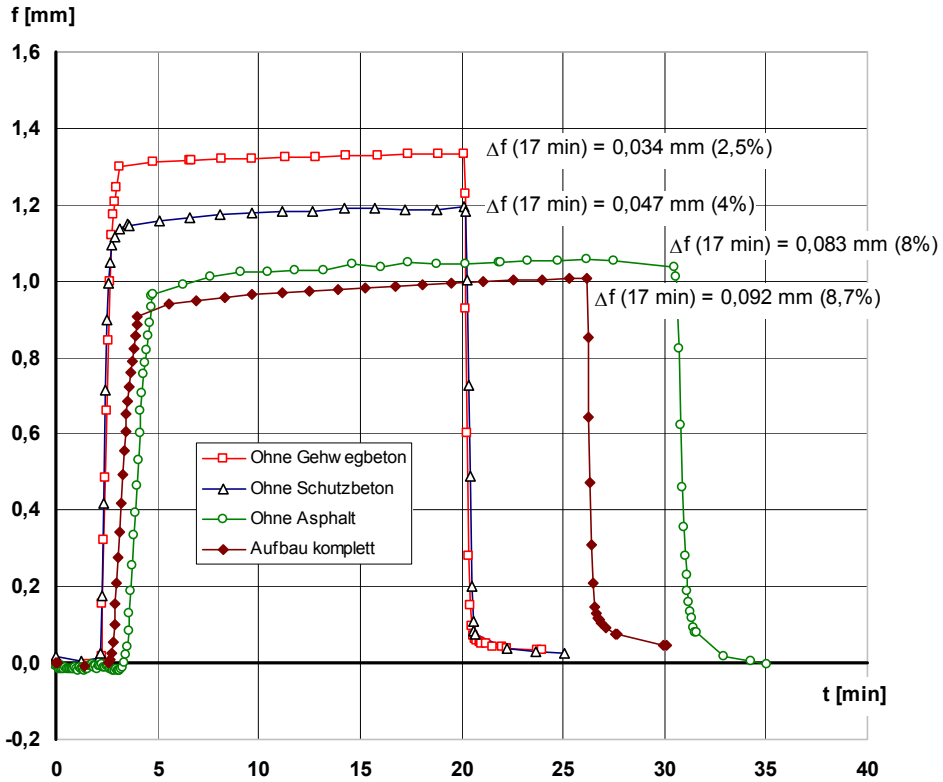


Bild 5-42 Zeitstandskurven der einzelnen Rückbauzustände (Durchbiegung Feldmitte)

Es ist erkennbar, dass am Komplettaufbau auch nach ca. 25 min die Verformungszunahme noch nicht abgeschlossen war. Erst mit vollständiger Relaxation der Aufbauschichten wäre sie beendet. Eine Haltezeit dieser Größenordnung bei jedem Belastungszyklus würde zu einer

unwirtschaftlichen Versuchsdauer führen. Bei den angestrebten kurzen Belastungszeiten ist es daher wichtig, den Versteifungseffekt der Aufbauschichten richtig einzuschätzen.

Aus Bild 5-42 geht auch hervor, dass nach jedem Entfernen einer Aufbauschicht die Verformungszunahme über die Zeit geringer wird. Die Aufbauschichten haben demnach keinen vollen Verbund bzw. bestehen aus kriechanfälligem Material.

In (Haser, 1993) wurde bereits festgestellt, dass die tatsächlichen Verformungen im Belastungsversuch nur ca. halb so groß sein können wie die analytisch ermittelten Werte. Diese Größenordnung wurde durch eine Vorberechnung der Abrissbrücke Bad Sülze als orthotrope Plattenbrücke ohne Ansatz der Aufbauschichten bestätigt. Wesentlich bessere Verformungsprognosen wurden erzielt, indem in einer 3D-Volumenberechnung (I-DEAS) die Aufbauschichten mit einem geschätzten E-Modul und der Annahme des vollen Verbunds berücksichtigt wurden.

Ein wesentlicher Anteil der Verformungsdifferenz (Rechnung-Versuch) resultierte jedoch aus den tatsächlich vorhandenen Lagerbedingungen. Wie auch in (Haser, 1993) festgestellt wurde, können Teileinspannung und Horizontalbehinderung der Lager die Durchbiegungen zusätzlich erheblich reduzieren (s.a. Abschnitt „Einfluss der Geometrie“). Dieser Anteil kann nur experimentell durch eine Systemidentifikation ermittelt werden.

Zur Auswertung der Einflüsse der einzelnen Aufbauschichten stehen die Betonrandzugspannungen aus der evaluierten FE-Rechnung zu Verfügung. Dabei ist zu beachten, dass die ermittelten Einflüsse quantitativ nur für die Geometrie des untersuchten Bauwerks gelten. Eine qualitative Übertragung für Belastungsversuche an anderen Brücken wird mit der Auswertung von weiterer Belastungsversuche überprüft (Kapitel 6).

Aus den Rechenergebnissen der Brücke Bad-Sülze wurden analog zu Bild 4-10 die Anteile der Betonzugspannung aus Eigengewicht (Tragkonstruktion und Aufbau), Verkehrslasten (BK 30/30) und der ermittelten Überlast gegenübergestellt (Tabelle 5-13).

Tabelle 5-13 Anteile in % der maximalen Betonzugspannung in Brückenmitte (nach Bild 4-10)

Anteile aus	Rand flussabwärts (links) Δσ [%]	Mitte Δσ [%]	Rand flussaufwärts (rechts) Δσ [%]
Eigengewicht Tragkonstruktion **G**	44,0	53,1	50,1
Eigengewicht Aufbau $\mathbf{G_A}$	8,0	6,4	1,3
Verkehrslasten **F**	41,3	31,7	41,8
Überlast mittragender Ausbau **ΔF**	6,7	8,8	6,8
Σ	100,0	100,0	100,0
Verhältnis **ΔF/F**	16,2	27,8	16,1

Die mittragenden Aufbauschichten vermindern bei der Abrissbrücke Bad Sülze die maßgebenden Betonzugspannungen im Verhältnis zur Gesamtbeanspruchung um bis zu 9% (δ_{ges} = 1,09). Dieser Anteil muss durch eine Überlast berücksichtigt werden, die die geplante Versuchziellast um ca. 28% erhöht (δ_F = 1,28; Bild 5-43).

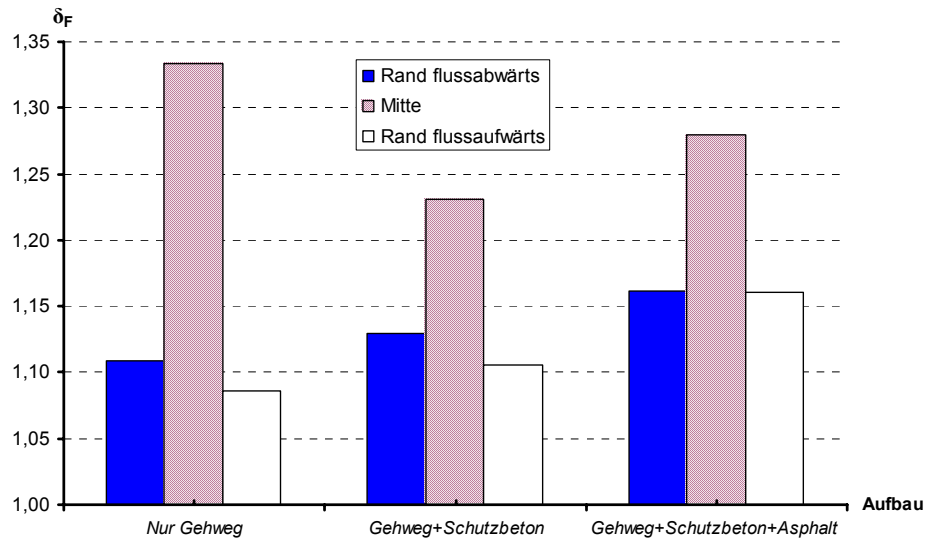


Bild 5-43 Überlastbeiwert δ_F in Abhängigkeit der Aufbauschichten

Asphalt

Nach dem Entfernen des Asphalts wurden für den Vergleichslastfall (Gebrauchlastniveau BK 16/16) ca. 5% größere Durchbiegungen festgestellt (s.a. Bild 5-28). Diese Zunahme konnte in der Vergleichsrechnung mit plausiblen Materialannahmen und Auflagerbedingungen bestätigt werden. Die Auswertung der FE-Analyse ergab, dass die maßgebenden Betonzugspannungen (Ränder und Plattenmitte) durch Entfernen der Asphaltschicht um 2-4% (im Mittel 3%; $\delta_{F,Fb}$ = 1,03) zunehmen.

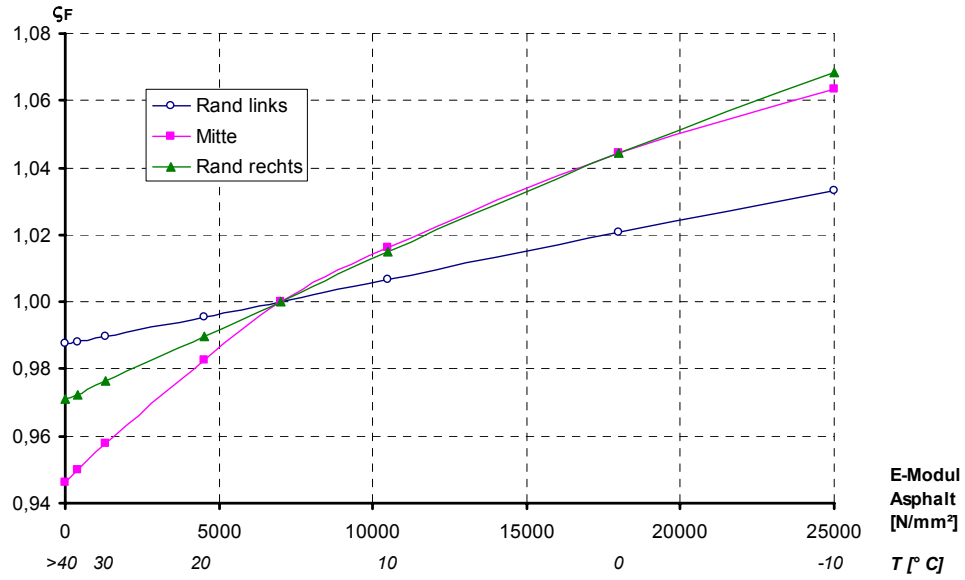


Bild 5-44 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Fb}$ der Asphaltschicht

Um den Einfluss der Temperatur, bzw. Abweichungen durch falsche Annahme der Steifigkeit der Asphaltschicht zu quantifizieren, wurden am FE-System Berechnungen mit variierendem E-Modul durchgeführt. Die E-Moduli der übrigen Aufbauschichten blieb dabei unverändert. Das Ergebnis entspricht dem **Korrekturbeiwert** $\varsigma_{F,Fb}$ (Abschnitt 4.2.3). Mit ihm kann die Überlast

multipliziert werden, wenn zum Versuchszeitpunkt geänderte Randbedingungen herrschen (z.B. Temperatur). Die Ergebnisse zeigt Bild 5-44.

Aus dem Diagramm kann auch der maximale Fehler der Versuchsziellast abgelesen werden, wenn bei einer Temperatur T = -10°C die mittragende Wirkung des Asphalts nicht berücksichtigt wird (1,06 - 0,94 = 0,12 ≙ 12%). Auf die Gesamtbeanspruchung Verkehrslast (BK 30/30) und Eigengewicht bezogen, beträgt der maximale Fehler im Mittel nur 2%.

Schutzbeton

Das Entfernen der Schutzbetonschicht im Fahrbahnbereich führte im Belastungsversuch zu einer weiteren Verformungszunahme im mittleren Bereich von ca. 10% (s.a. Bild 5-28). Die intakt gebliebenen, ebenfalls nachträglich im Randbereich aufbetonierten Gehwege behielten ihren versteifenden Effekt auf die Brückenränder, so dass dort die Verformungen nur um ca. 6% zunahmen. Dieser Effekt konnte in der Vergleichsrechnung mit plausiblen Materialannahmen bestätigt werden.

Die Betonzugspannungen veränderten sich gegenüber dem Rückbauzustand „ohne Asphalt“ über den Querschnitt unterschiedlich (Bild 5-43). Während die Spannungen der Randbereiche um ca. 2% zunahmen ($\delta_{F,Sb}$ = 1,02), verminderten sich die Werte der Mitte um ca. 1% ($\delta_{F,Sb}$ = 0,99). Der Überlastbeiwert ist somit bei komplexen räumlichen Steifigkeitsverhältnissen über den Querschnitt veränderlich. Dies ist bei der Überlastermittlung zu beachten.

Auch für den Schutzbeton wurde für Belastungen aus Verkehrslasten (BK 16/16) ohne Eigengewicht untersucht, wie sich ein variierter E-Modul auf die Betonzugspannungen an der Überbauunterkante auswirkt (Bild 5-45). Die E-Moduli der übrigen Aufbauschichten bleiben dabei konstant. Es ist zu beobachten, dass mit zunehmendem E-Modul des Schutzbetons in Überbaumitte die Steifigkeit überdurchschnittlich anwächst und sich dort die Zugspannungen sogar erhöhen. Die Abweichung ist jedoch kleiner als 3%. Bezogen auf die Gesamtbelastung mit Berücksichtigung des Eigengewichts liegt die Abweichung unter 1%.

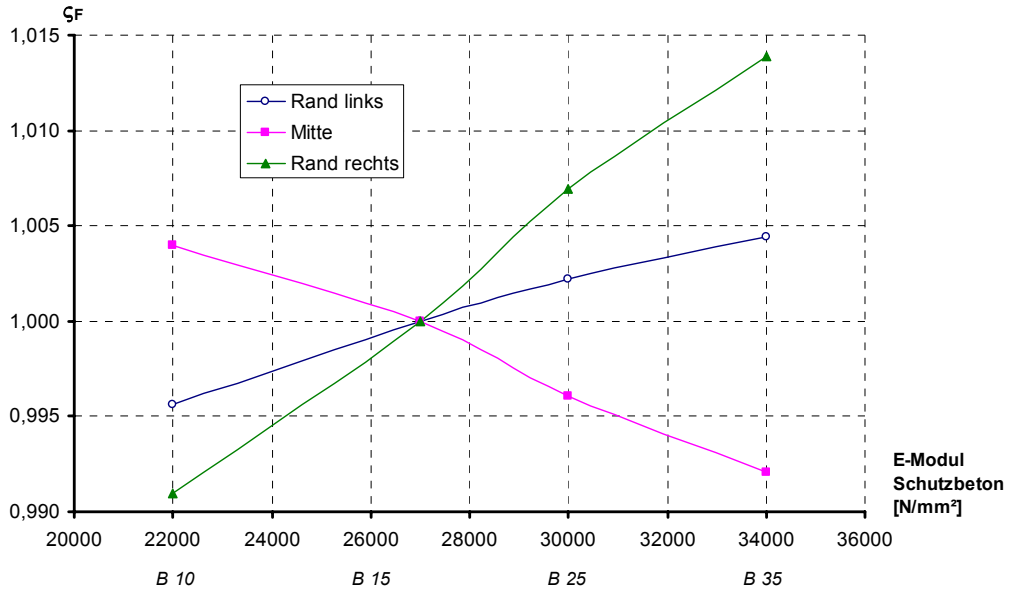


Bild 5-45 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Sb}$ der Schutzbetonschicht

Gehwegbeton

Wie zu erwarten war, nahmen nach Entfernen des Gehwegbetons die Verformungen in den Randbereichen überproportional zu. Da der Gehwegbeton auf der flussabwärts liegenden Seite (Rand links) ca. 3-10 cm dicker war als auf der flussaufwärts liegende Seite (Rand rechts), lässt sich die größere Verformungszunahme in diesem Brückenbereich erklären. Die Verformungen waren im Vergleich zur vorhergegangenen Messung um 12-17% größer (s.a. Bild 5-28).

Die Betonzugspannungen veränderten sich gegenüber dem vorhergehenden Rückbauzustand „ohne Schutzbeton“ in der Mitte am größten (Bild 5-43). Die Spannungen nahmen dort um über 30% zu ($\delta_{F,Gw}$ = 1,33). Im Randbereich lag die Zunahme bei ca. 10% ($\delta_{F,Gw}$ = 1,1). Dieser Effekt lässt sich durch die große Steifigkeitsreduzierung der Randbereiche erklären. Der Mittenbereich kann sich nicht mehr an den steiferen Rändern abstützen und muss entsprechend mehr Lasten abtragen.

Der Einfluss der Steifigkeit des Gehwegbetons auf die Betonzugspannungen wurde mit Vergleichsrechnungen am FE-Modell untersucht. Das Ergebnis im Bezug zur Versuchszillast (BK 16/16) zeigt für unterschiedliche E-Moduli und Betonfestigkeitsklassen Bild 5-46. Mit Steigerung des E-Moduls nimmt die Steifigkeit in den Randbereichen moderat zu, und es vermindert sich die Beanspruchung in der Querschnittsmitte: Die Zugspannung nimmt dort überproportional ab und muss durch eine entsprechend größere Überlast kompensiert werden. Da der Gehweg ebenso mit in Sand verlegtem Pflaster gestaltet sein kann, wurde ein weiterer Rechengang mit E = 200 N/mm² durchgeführt. Es ergeben sich gegenüber den Spannungen bei E = 27.000 N/mm² in der Mitte ein Zuwachs von 17% ($\varsigma_{F,Gw}$ = 0,85), am linken Rand von 8% ($\varsigma_{F,Gw}$ = 0,93) und am rechten Rand von 2% ($\varsigma_{F,Gw}$ = 0,98). Dementsprechend groß ist für die Gesamtbeanspruchungen aus BK 30/30 und Eigengewicht der maximale Fehler der Zugspannungen in der Brückenmitte, wenn bei einem B 35 die mittragende Wirkung des Gehwegbetons nicht berücksichtigt wird: 5,6%. In den Randbereichen liegt er unter 3%.

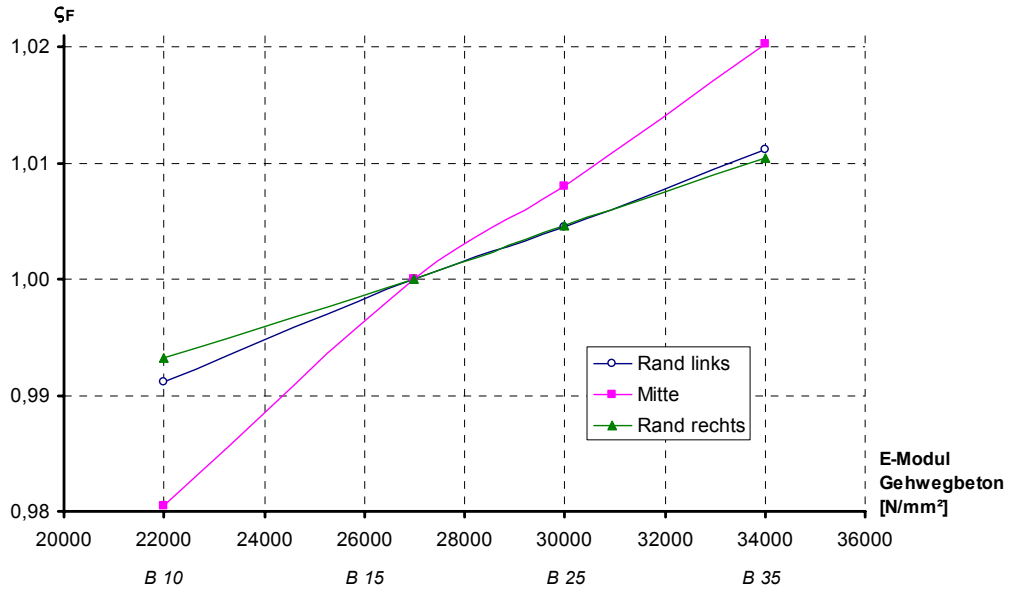


Bild 5-46 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Gw}$ der Gehwegschicht

Einfluss der Geometrie

Zur Beurteilung des Einflusses der Bauwerksgeometrie stehen zwei Ergebnissätze zur Verfügung: Zum einem die direkt aus den Belastungsversuchen gewonnenen Messwerte und zum anderen die indirekten Ergebnisse, die durch die modifiziere FE-Analyse errechnet wurden.

Die Versuchsergebnisse zeigten folgende Charakteristika:

- Die Verformungen im Viertelspunkt sind auf der Brückenseite Rostock um fast 10% kleiner als auf der Brückenseite Tribsees:

  Diese Tendenz wird bei allen Rückbauzuständen bestätigt. Da der Ortbeton planmäßig als Gefällebeton ausgebildet wurde und seinen Höchstpunkt auf der Seite zum Widerlager Rostock hat (Bild 5-22), muss diese Abweichung aber von einem Einspannungseffekt des Überbaus in den Widerlagern stammen. Bestätigt wird diese Annahme durch die auflagernahe Neigungsmessung, die für die Seite Rostock größere Werte anzeigt als für die Widerlagerseite Tribsees.

- Die Verformungen der flussabwärts gelegenen Brückenseite sind um ca. 10% größer als die der flussaufwärts gelegenen Brückenhälfte:

  Das nach dem Rückbau der Aufbauschichten durchgeführte Nivellement zeigte, dass das planmäßig vorgesehene Quergefälle von 1,5% durch den Aufbeton der Fertigteile nur wenig ausgeprägt vorhanden war (Bild 5-19). Die Ortbetondicke nimmt demnach flussabwärts in Querrichtung ab und die Verformungswerte nehmen aufgrund der geringeren Steifigkeit zu.

Die Kenntnis der realen **Bauwerksgeometrie** ist für die richtige Beurteilung des Tragverhaltens wichtig. Für Belastungsversuche leitet sich daraus direkt die schwächere und daher maßgebende Brückenseite ab. In der darüber liegenden Spur ist im Versuch die Hauptspur anzuordnen. Grenzlastkriterien wie Betonstauchung oder Rissbildung sind mit der realen Geometrie des konstruktiven Überbaus zu ermitteln. Mit der Tragschichtdicke variieren je nach Qualität des räumlichen Tragverhaltens die Betonzugspannungen und die maßgebenden Bereiche. Deutlich wird diese Tendenz auch bei der Untersuchung des Einflusses der Dichtungsschicht (Bild 5-47). Bei großem E-Modul der Schicht (E = 30.000 N/mm²) ergeben sich ca. 7% kleinere Zugspannungen als bei sehr geringem E-Modul (ς_F = 1,07). Dabei zeigt sich, dass bei geringem E-Modul der rechte Rand (flussaufwärts) aufgrund seiner großen Steifigkeit die Last anzieht, aber schon bei geringem Verbund (E> 100 N/mm²) durch die nun auf der ganzen Querschnittsfläche mittragenden Aufbauschichten entlastet wird. Bei noch größerem E-Modul nehmen die Spannungen in der Mitte und am linken Rand weiter ab, während am rechten Rand die Steigerung stagniert. Das ist auf die dort im Verhältnis zum Restquerschnitt geringe Dicke der Aufbauschichten zurückzuführen.

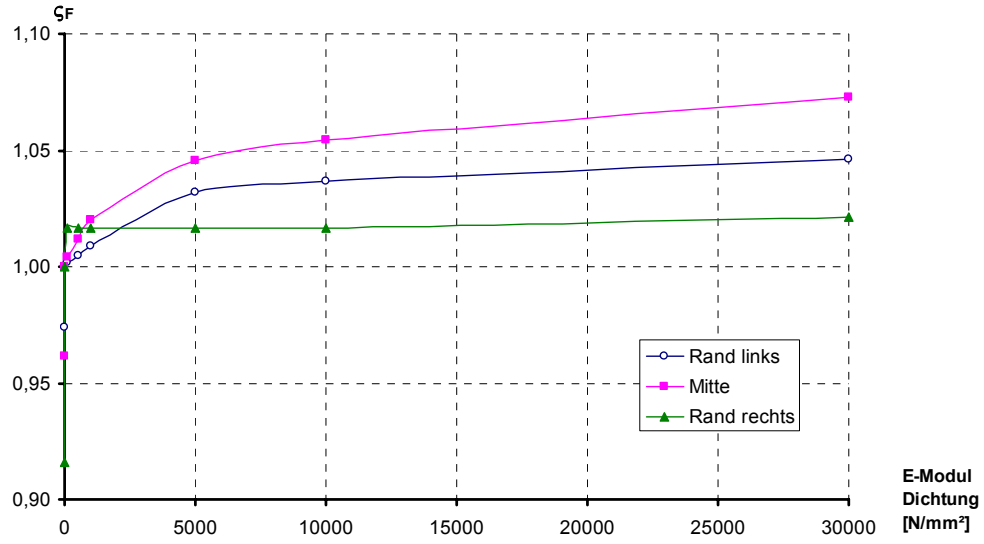


Bild 5-47 Korrekturbeiwert ς der Dichtungsschicht

Anhand der FE-Berechnungen konnte auch der Einfluss der **Kappen und Kragarme** auf das Gesamttragverhalten abgeschätzt werden (Tabelle 5-12, Bild 5-48). Das virtuelle Entfernen der monolithisch verbundenen Kappen brachte erwartungsgemäß eine Vergrößerung der Randverformungen sowie der Randzugspannungen um 9-12% ($\delta_{F,Ka}$~ 1,1). Die Mittendurchbiegung vergrößerte sich nur um 3%, während die Spannungen aufgrund der relativen Steifigkeitssteigerung um ca. 7% zunahmen.

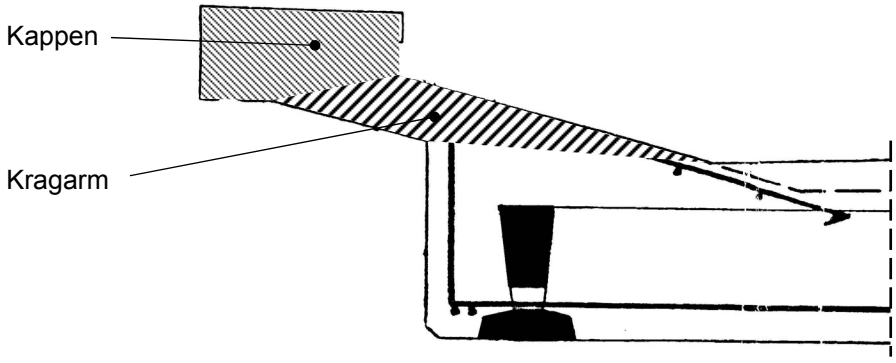


Bild 5-48 Konstruktive Ausbildung der Kragarme und Kappen

Werden zusätzlich die Kragarme entfernt, steigern sich die Durchbiegungen gegenüber dem Urzustand um ca. 30% (Rand) und 13% (Mitte). Die Spannungen nehmen ebenfalls bedeutend zu (ca. 20% am Rand $\rightarrow \delta_{F,Ka} = 1{,}2$; ca. 35% in Feldmitte $\rightarrow \delta_{F,Ka} = 1{,}35$). Der Einfluss der Kappen ist demnach sehr groß, sofern sie wie bei diesem Bauwerk monolithisch mit dem Ortbeton verbunden sind. Eine zweite Montagevariante sieht die Ausbildung der Kragarme über der Dichtungsschicht vor. Der Einfluss ist dann wesentlich geringer. Bei beiden Varianten ist aber davon auszugehen, dass die Kappen während der Restnutzungsdauer der Brücke nicht entfernt oder durch gleichwertige Bauteile ersetzt werden. Dieser Einfluss muss für Belastungsversuche nicht als Anteil einer Überlast berücksichtigt werden.

Zum **Einfluss der tatsächlichen Auflagersituation** wurde bereits bei anderen Belastungsversuchen festgestellt, dass die Systemänderung durch eine Verdrehungsbehinderung der Auflager einen größeren Einfluss auf das Tragverhalten haben kann als die Ausbildung der Aufbauschichten. Auch in Bad Sülze erwies sich dieser Einfluss als bedeutend. Die in der Nachrechnung ermittelte Teileinspannung war über die Auflagerbreite veränderlich. Die im Randbereich größere Teileinspannung erhöhte die relative Steifigkeit der Randträger und die Zugspannungen nahmen dort um ca. 8% zu. In Feldmitte bewirkte diese Spannungsumlagerung dagegen eine Reduktion der Zugspannungen um 9%. Die Teileinspannung wird wahrscheinlich durch die Verdrehungsbehinderung durch die Ortbetonhinterfüllung und die Lagerausbildung als Mörtelfuge (Betongelenk) verursacht.

Einfluss der Schädigungen

Die Vielzahl der vorhandenen, unterschiedlichen Störstellen am Brückenüberbau und ein räumliches Tragverhalten machen eine quantitative Bewertung örtlich begrenzter Schadensfälle unmöglich. Einzelne Schäden können nur qualitativ beurteilt werden.

Der fehlende Füllbeton zwischen den Fertigteilfüßen und zum Teil auch im Bereich der Querbewehrung vermindert die Querbiegesteifigkeit (s.a. Bild 5-39). Dies wurde im Versuch durch eine Differenzmessung zwischen Träger Nr. 10 und Nr. 11 bestätigt. Für die Beanspruchung des Gesamtbauwerks in Trägerlängsrichtung hat dies jedoch, wie am FE-Modell eines Einzelträgers berechnet, eine untergeordnete Bedeutung (Pust, 1973). Gleichwohl ist das Tragsystem als orthotrope Platte zu idealisieren.

Das räumliche Tragverhalten wurde durch den Spanngliedausfall einzelner Träger nicht nachhaltig gestört. Die benachbarten, im Verhältnis steiferen Fertigteilträger haben den gestörten Träger entlastet. Da mit einer gleichmäßigen Steifigkeitsverteilung am FE-Modell eine gute Übereinstimmung der Verformungswerte erreicht wurde, ist die Störung global vernachlässigbar. Das räumliche Tragsystem ist nicht gestört. An den angrenzenden Bereichen zur Störstelle sind höhere Beanspruchungen zu erwarten.

Rissbildung wurde beim Belastungsversuch am Gesamttragwerk nicht beobachtet. Bei den Bruchversuchen an den ausgebauten Einzelträgern stellten sich vor dem Tragwerkversagen jedoch Risse ein. Es lag also entgegen der Theorie ein Versagen mit Vorankündigung vor. Dies kann zum einen an der gemessenen, relativ geringen Vorspannung $\sigma_p = 280$ N/mm² der Spannstähle liegen. Zum anderen beeinflusst die Betonierfuge im Ortbeton das Tragverhalten negativ. Bevor der Verbundkörper die kritische Zugspannung erreicht hat, reißt die Ortbetonfuge in Teilbereichen auf. Wird die Last gesteigert, vergrößert sich der Ablösungsbereich, bevor die Ortbetonschicht mit Druckbruch versagt. Dieser Effekt ist nicht ohne weiteres auf das Versagen des Plattentragwerks zu übertragen, obgleich die Schubübertragung in der Ortbetonfuge auch im räumlichen System gestört sein wird.

5.8 Fehlerbetrachtung

Basierend auf den Ergebnissen des vorhergehenden Abschnitts soll abgeschätzt werden, wie groß ein Fehler aus Unkenntnis oder falscher Annahme der Materialsteifigkeiten maximal sein kann. In Tabelle 5-14 sind alle Korrekturbeiwerte der Aufbauschichten aufgeführt. Basiswert

(1,0) ist die Materialsteifigkeit des existierenden Aufbaus, die iterativ durch die FE-Analysen ermittelt wurde.

Tabelle 5-14 Fehlerbetrachtung aus den Korrekturbeiwerten der Aufbauschichten

	Rand flussabwärts (links)	Mitte	Rand flussaufwärts (rechts)
Fehler in Bezug zu **ΔF** [%]	16,2	27,8	16,1
Fehler in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	6,7	8,8	6,8
Korrekturbeiwerte ς	von - bis	von - bis	von - bis
Aus Dichtung	0,97-1,05	0,96-1,07	0,92-1,02
Aus Schutzbeton	0,99-1,01	0,99-1,01	0,99-1,02
Aus Gehwegbereich	0,92-1,02	0,85-1,02	0,98-1,01
Aus Asphalt	0,99-1,04	0,95-1,07	0,97-1,07
Maximaler Korrekturbeiwert ς	0,87-1,12	0,76-1,18	0,87-1,12
Max. ς (ohne Anteil Asphalt)		0,81-1,10	
Fehlerbereich in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	5,8-7,5	6,7-10,4	5,2-7,6
Fehlerbereich (ohne Anteil Asphalt) [%]		7,1-9,7	
Max. Fehler aus Materialsteifigkeiten [%] in Bezug zu **Σ(G+F)** (Δ Fehlerbereich)	**1,7**	**3,7**	**2,4**
Max. Fehler (ohne Anteil Asphalt) [%]		**2,6**	

Unter der Annahme, dass die Geometrie des Überbaus und die Dicken der Aufbauschichten korrekt ermittelt werden können, beträgt die Abweichung der Betonzugspannung aus falscher Wahl der Materialsteifigkeiten im Bezug zur Gesamtbeanspruchung (Eigengewicht+ Verkehrslast) im ungünstigsten Fall 3,7%. Geht man davon aus, dass der E-Modul der Asphaltschicht durch seine direkte Abhängigkeit zur Temperatur richtig angesetzt wird, entfällt sein Fehleranteil und die Abweichung reduziert sich auf 2,6%.

Auch dieser Fehler liegt noch auf der sicheren Seite. Sollte im Restnutzungszeitraum der Fahrbahnaufbau tatsächlich ausgetauscht werden, so reduziert der neue Fahrbahnbelag ebenfalls die Betonzugspannungen in unbekannter Größenordnung.

Um den Einfluss der Aufbauschichten abschätzen zu können, ist es also nicht zwingend notwendig, die Steifigkeiten der verbauten Materialien genau zu ermitteln. Ein ingenieurmäßiges Abschätzen der E-Moduli ist ausreichend. Da die Geometrie, bzw. die Schichtdicken zerstörungsfrei oder –arm zu ermitteln sind, sollte ein sorgfältiges Aufmaß diesen Fehlereinfluss eliminieren. Die bleibende Unsicherheit ist dann, wie aufgeführt, verhältnismäßig gering. Im Einzelfall ist zu entscheiden, ob er eventuell ganz vernachlässigt werden kann.

6 Verifizierung an weiteren Brücken

6.1 Brücke über den Banzkower Kanal, Tuckhude

6.1.1 Aufgabenstellung

Die Stahlbeton-Fertigteilbrücke quert den Banzkower Kanal in Tuckhude (Mecklenburg-Vorpommern) mit einer Stützweite von 7,20 m (Bild 6-49). Der Überbau dieser Brücke wurde mit Fertigteilträgern Typ BTB VT 58.2 und Gefälle-Aufbeton hergestellt und wies statisch nicht relevante Schäden auf. Die Brücke war in BK 30/30 eingestuft.

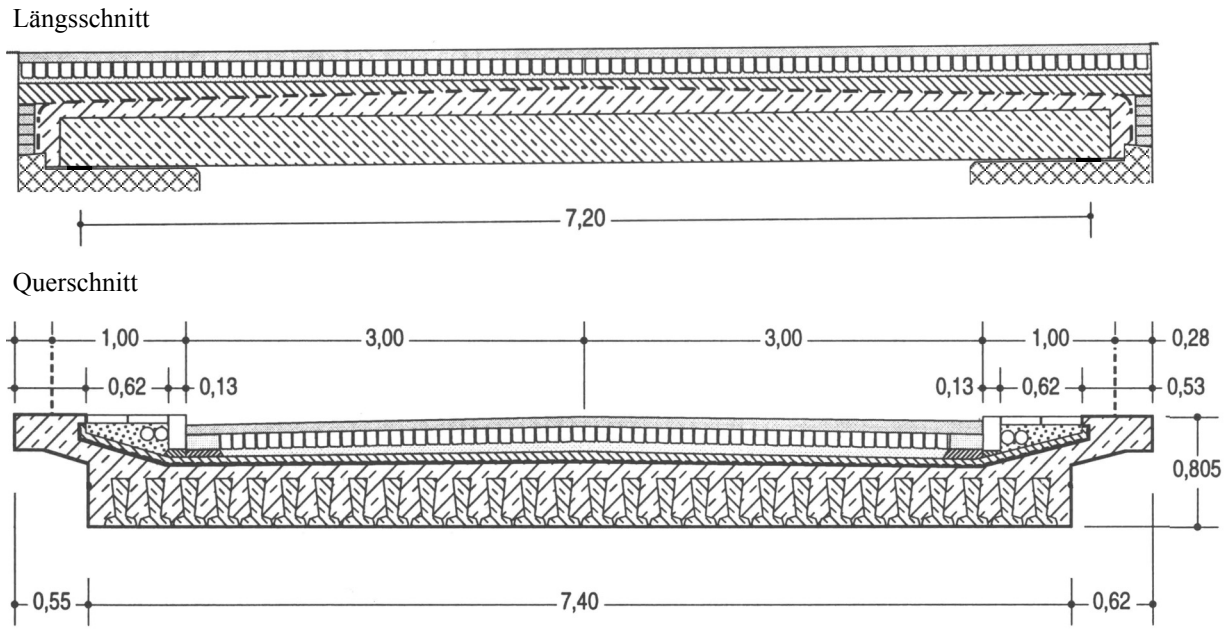


Bild 6-49 Längs- und Querschnitt nach Aufmaß (Steffens et al., 1999b)

Das Bauwerk wurde 1998 dem kooperativen Forschungsprojekt EXTRA II für Belastungsversuche im Gebrauchslastniveau zur Verfügung gestellt, um die Gebrauchstauglichkeit zu bestätigen und das Tragsystem zu identifizieren. Die Auswertung im Rahmen des Forschungsprojekts konnte die mittragende Wirkung der Aufbauschichten und der Kappen qualitativ abschätzen, hat aber weiteren Untersuchungsbedarf angezeigt (Steffens et al., 1999b). Mit den Erfahrungen der Untersuchungen und Auswertungen in Bad Sülze sollen die umfangreichen Belastungsversuche erneut ausgewertet werden, um den Einfluss der Aufbauschichten zu quantifizieren und die Ergebnisse des Kapitels 5 zu verifizieren.

Eine 3D-FE-Rechnung (ANSYS) wird anhand der experimentell ermittelten Messgrößen so modifiziert, dass das Tragsystem iterativ nachgebildet und durch virtuelles Entfernen der Aufbauschichten ihr Einfluss auf die Betonzugspannungen an der Überbauunterkante abgeschätzt werden kann.

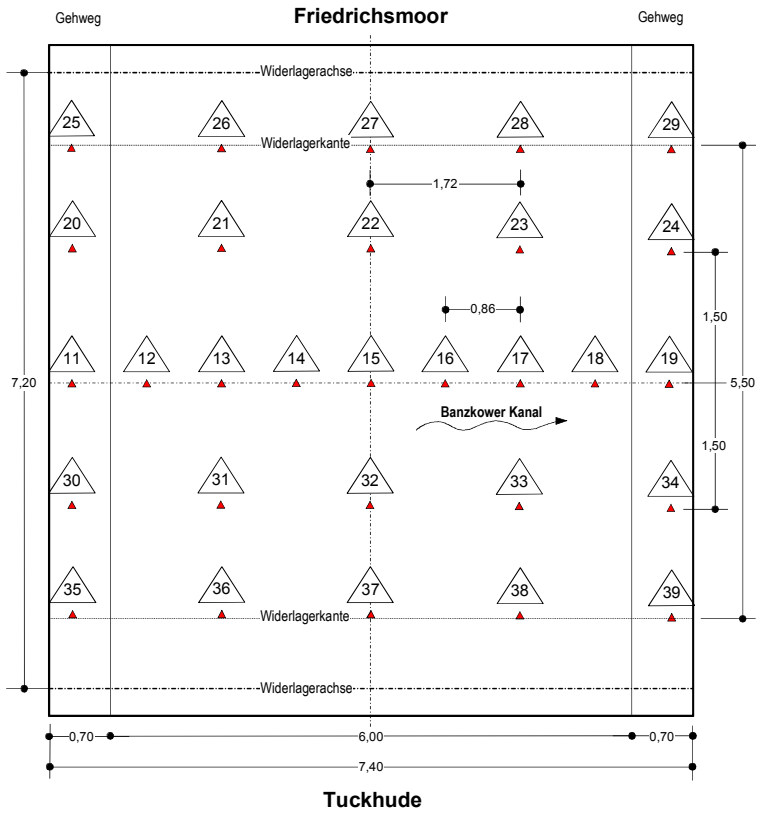


Bild 6-50 Messstellenplan BelastungsversucheTuckhude

Bild 6-51 Brückenansicht mit Belastungsrahmen

Bild 6-52 Aufschluss des Fahrbahnbelags

6.1.2 Systemidentifikation

Die experimentell ermittelten Durchbiegungen zeigten ein zur Theorie abweichendes Verformungsverhalten. Die Materialkennwerte und Lagerbedingungen des Rechenmodells wurden daher schrittweise angepasst, bis die Verformungen hinreichend genau mit den Messwerten übereinstimmten. Als Lastfall für die Tragwerksidentifikation wurde eine Linienbelastung in Feldmitte gewählt (ΣF = 587,3 kN, Bild 6-53). Die Qualität des Modells wurde anhand eines weiteren Lastbildes (BK 30/30) anschließend überprüft.

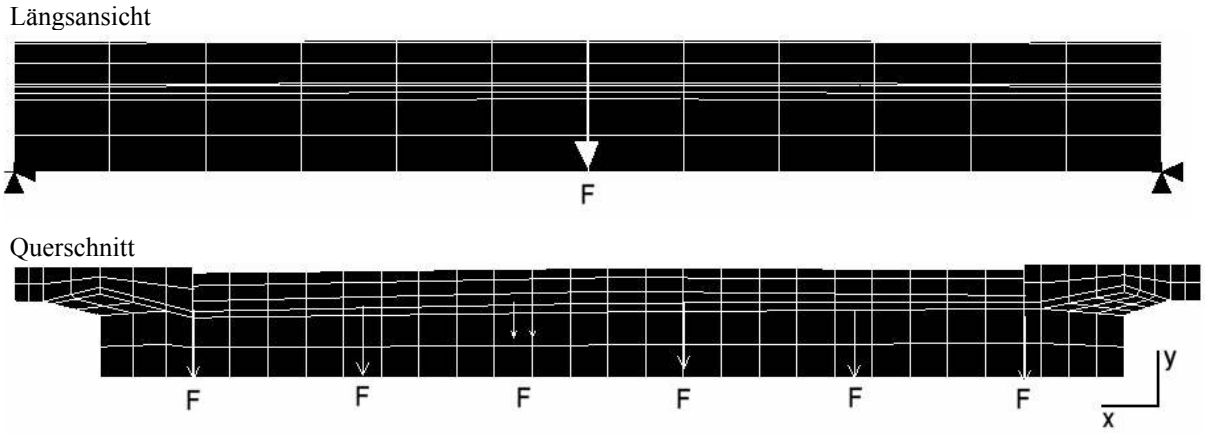


Bild 6-53 Systemansicht und Querschnitt Lastfall Linienlast (ANSYS)

Es war bei dieser Brücke wesentlich schwieriger und mit vielen Imponderabilien behaftet, das Tragsystem wirklichkeitsgetreu am Rechner nachzubilden. Da nur Belastungsversuche am Gesamtsystem durchgeführt worden waren, können die Einflüsse aus den Aufbauschichten und der Auflagersituation nicht separiert und durch experimentelle Ergebnisse bestätigt werden.

Die während der Belastungsversuche gemessenen Verformungen am Brückenrand betrugen nur ca. 65-80% der Durchbiegung in Brückenmitte. Dieser Effekt muss durch die anbetonierten Kragarme, bzw. durch eine Teileinspannung am Auflager hervorgerufen werden. Ein vergleichbares Ergebnis hatten Belastungsversuche an einer Straßenbrücke in Klein Krams (Mecklenburg-Vorpommern) (Gutermann, 1998). Dort konnte das vermeintliche Einfeldsystem als Rahmensystem identifiziert werden, dessen Stiele die Widerlager bilden. Da die Flügelwände die Widerlager am Rand versteiften, war die Verdrehung des Überbaus am Rand ebenfalls behindert und die Durchbiegungen des Tragwerksrands waren halb so groß wie die des Mittenbereichs.

An einem Modell der Brücke Tuckhude ohne Aufbauschichten wurden daher die Auflagerbedingungen und die Materialkennwerte der Tragkonstruktion so lange variiert, bis der Verformungsverlauf in Querrichtung sowohl in Feldmitte als auch im Viertelspunkt qualitativ richtig wiedergegeben werden konnte. Dazu wurde angenommen, dass die Kragarme durch die konstruktive Bewehrung vollständig kraftschlüssig mit dem Überbau verbunden sind (Bild 5-48). Die vermutete Teileinspannung der ca. 20 cm breiten Betongelenke hatte dabei keinen maßgebenden Einfluss. Die Biegelinie konnte hauptsächlich durch die Behinderung der Horizontalverschiebung in den Randbereichen nachgebildet werden. Verursacht wird diese Verschiebungsbehinderung durch die Ortbetonhinterfüllung zwischen Fertigteilträger und Widerlagersockel (Bild 6-53).

Jetzt wurden die Aufbauschichten diskretisiert und durch Modifizieren der Materialparameter in sinnvollen Grenzen eine Messwertübereinstimmung iterativ ermittelt. Das Ergebnis zeigt Bild 6-54.

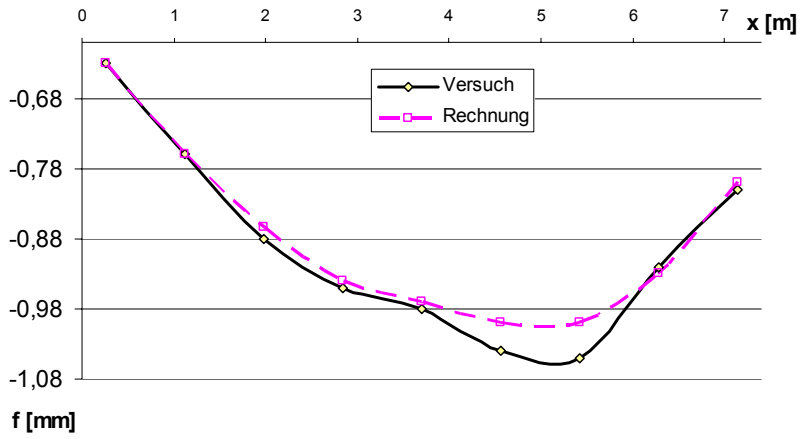


Bild 6-54 Vergleich der Biegelinie Feldmitte in Querrichtung (Versuch – Rechnung)

Es ergaben sich folgende Materialkennwerte:

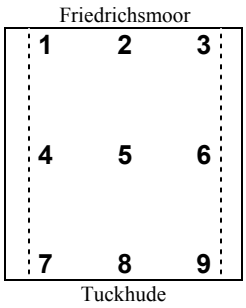
- Konstruktiver Beton: $E_z = E_y = 30.000$ N/mm², $E_x = 1.000$ N/mm²; $\nu = 0$
- Schutzbeton (inkl. Dichtung): $E = 6.000$ N/mm²; $\nu = 0$
- Gehwegbereich: $E = 500$ N/mm²; $\nu = 0$
- Kies: $E = 50$ N/mm²; $\nu = 0$
- Kleinpflaster: $E = 1.000$ N/mm²; $\nu = 0,3$
- Asphalt (T = 14°C): $E = 8.000$ N/mm²; $\nu = 0,35$

Die ermittelten geringen E-Moduli der Aufbauschichten zeigen, dass ihr Einfluss bei dieser Brücke gering ist. Die Quersteifigkeit des Bauwerks scheint zudem nachhaltig gestört, da der Durchbiegungsverlauf nur durch starkes Herabsetzen der Quersteifigkeit erzeugt werden konnten. Da die Durchbiegungen wesentlich durch die Auflagerbedingungen beeinflusst werden, sollte zur Evaluierung der Ergebnisse der Auflagerbereich bei Belastungsversuchen zukünftig messtechnisch genau erfasst werden.

6.1.3 Einfluss der Aufbauschichten

Das Tragwerk aus Fertigteilträgern und Gefälleaufbeton wurde mit einer ca. 1 cm starken Dichtung abgedichtet, die durch eine unterschiedlich dicke Betonschicht geschützt wurde (d = 1-9 cm). Im Gehwegbereich befinden sich jeweils zwei in Kies gebettete Stahl-Leerrohre (DN 100). Die Oberfläche besteht aus Granitoidplatten. Der Fahrbahnbereich hatte ursprünglich einen Aufbau aus einer Kiesschicht mit Kleinpflaster (Typ 1 - TGL 11354), der nachträglich durch eine Asphaltschicht ergänzt wurde (Tabelle 6-15). Als Schrammborde wurden Hochbordsteine in Zementmörtel verlegt.

Tabelle 6-15 Aufbauschichten und –dicken, Tuckhude



Aufbau [cm] \ Stelle	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Asphalt	7,0	7,0	9,5	7,0	7,0	9,0	7,0	6,0	7,5
Kleinpflaster	12,0	10,0	11,0	11,0	10,0	11,0	11,0	10,5	10,0
Sand	4,5	8,5	7,5	5,0	4,5	2,5	4,0	8,0	3,5
Schutzbeton	6,0	6,5	4,5	4,5	1,0	1,5	9,0	6,5	8,0
Klebedichtung	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Aufbeton	10,5	12,5	9,0	11,5	22,0	15,5	5,5	11,5	9,0
Fertigteilträger	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0

Der Aufbau ist sehr inhomogen und birgt durch den hohen Anteil von Kies/Sand Imponderabilien in der FE-Modellierung der Schichten. Er mindert die Betonzugspannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast (BK 30/30) an der Überbauunterkante im Vergleich zum Querschnitt ohne Aufbau an den Rändern um ca. 2% (δ_{ges} = 1,02) in Plattenmitte jedoch bis 13% (δ_{ges} = 1,13, Tabelle 6-16). Die extern eingetragene Versuchsziellast muss daher um ca. 24% (δ_F = 1,24) gesteigert werden (Bild 6-55, Tabelle 6-16).

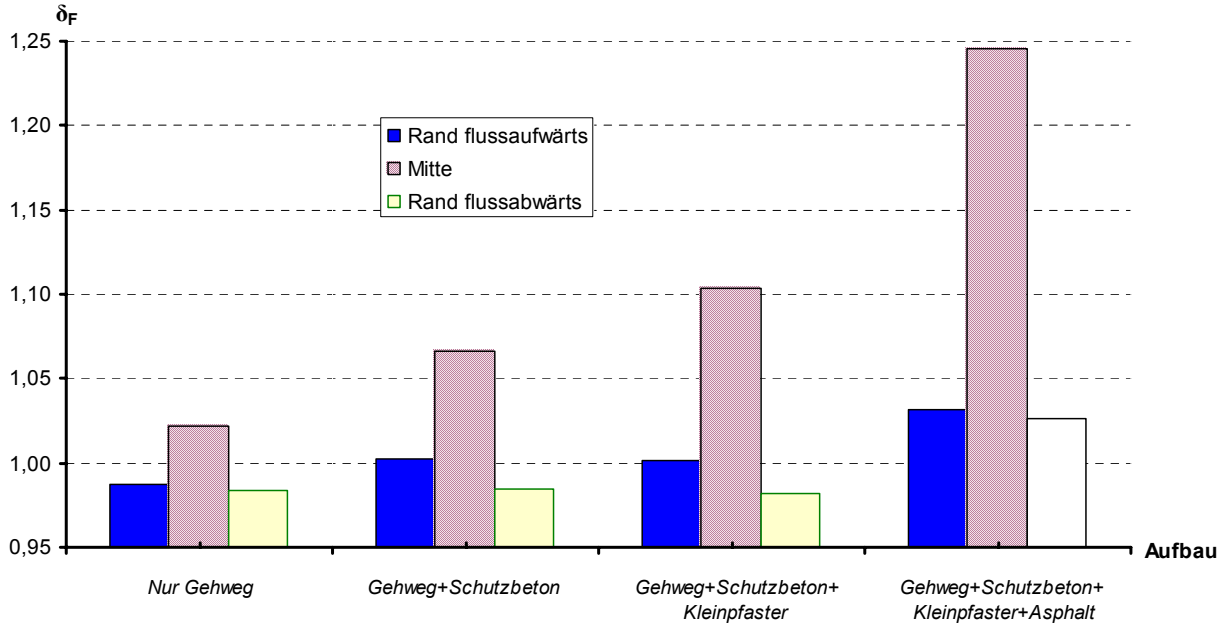


Bild 6-55 Überlastbeiwert δ_F bei sukzessivem Entfernen der Aufbauschichten

Tabelle 6-16 Anteile in % der maximalen Betonzugspannung für BK 30/30 in Feldmitte (nach Bild 4-10)

Anteile aus	Rand flussaufwärts (links) Δσ [%]	Mitte Δσ [%]	Rand flussabwärts (rechts) Δσ [%]
Eigengewicht Tragkonstruktion **G**	34,2	30,0	38,0
Eigengewicht Aufbau $\mathbf{G_A}$	10,9	5,5	10,5
Verkehrslasten (BK 30/30) **F**	53,4	52,0	50,0
Überlast mittragender Ausbau **ΔF**	1,5	12,5	1,5
Σ	100,0	100,0	100,0
Verhältnis **ΔF/F**	2,9	24,3	3,0

Wird der Aufbau analog der Schichtenfolge der Brücke Bad Sülze modelliert (Gehwegbeton statt Kies, Asphalt statt Kleinpflaster), vergrößert sich der Überlastbeiwert in der Mitte auf $\delta_F = 1{,}45$ und an den Rändern auf ca. $\delta_F = 1{,}1$ (Bild 6-56). Diese Variation zeigt, dass bei großen Aufbaudicken der Einfluss der Fahrbahnbeläge in Brückenmitte sehr groß sein kann.

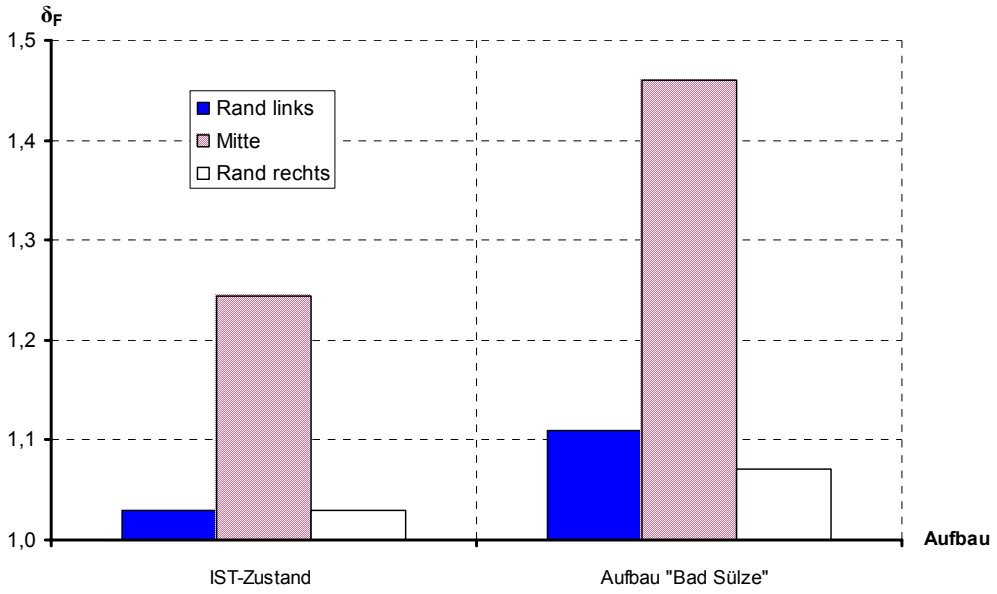


Bild 6-56 Einfluss unterschiedlicher Aufbauvarianten auf den Überlastbeiwert δ_F

An dem Zeitstandtest der Belastungsversuche in Tuckhude soll überprüft werden, ob auch bei diesem Bauwerk eine große Zeitspanne vergeht, bevor bei gleichbleibender Belastung Verformungskonstanz eintritt. Die Zeit-Verformungskurve der Durchbiegung in Feldmitte zeigt deutlich, dass selbst nach 30 min Belastung die Verformung noch zunahm (Bild 6-57).

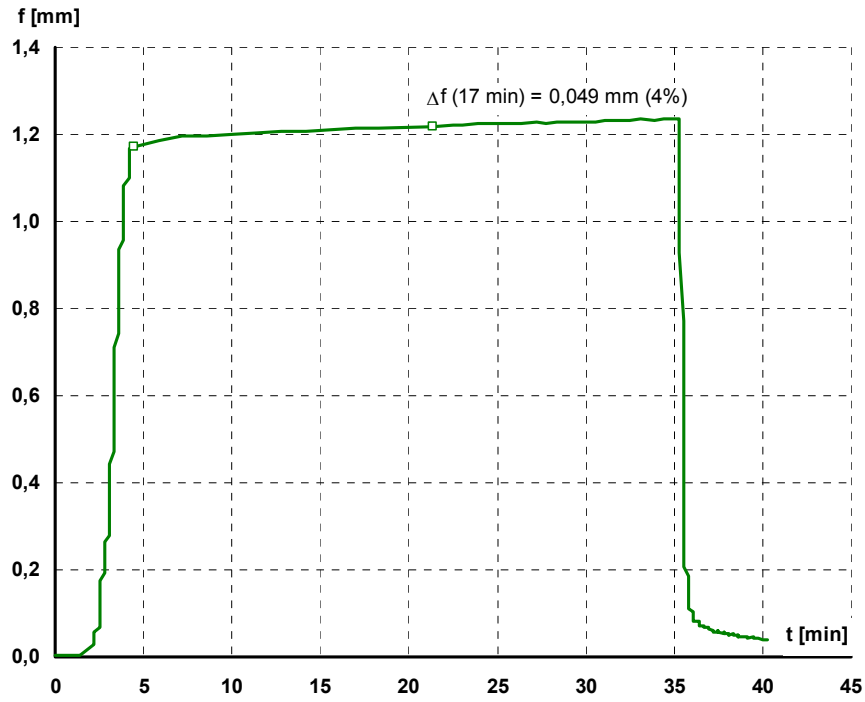


Bild 6-57 Zeitstandskurve Durchbiegung Feldmitte - Belastungsversuche Tuckhude

Die Durchbiegung in Feldmitte nahm bei der Brücke in Tuckhude nach einer Belastungszeit von 17 min um 4% der Gesamtverformung zu. Der Vorgang wird abgeschlossen durch vollständige Relaxation der Aufbauschichten. Er konnte aus Zeitzwängen nicht bis zuletzt verfolgt werden. Es ist eventuell in weitergehenden Untersuchungen zu prüfen, ob aus den Informationen eines Zeitstandsversuches und den damit verbundenen Reaktionsveränderungen Aussagen über die Mitwirkung der Aufbauschichten abzuleiten sind.

Auch für den Straßenaufbau der Brücke in Tuckhude sollen durch Variation der E-Moduli für die Auswirkungen der Temperatur (Asphalt) und weiterer Einflussfaktoren die Korrekturbeiwerte ς bestimmt werden.

Asphalt

Um den Einfluss der Temperatur, bzw. den Fehler durch falsche Annahme der Steifigkeit der Asphaltschicht zu quantifizieren, wurden am FE-System Berechnungen für Verkehrslasten der BK 30/30 mit variierendem E-Modul der Asphaltschicht durchgeführt (Bild 6-58). Aus dem Diagramm kann der maximale Fehler für die Querschnittsmitte abgelesen werden (22%), wenn bei einer Temperatur T = -10°C die mittragende Wirkung des Asphalts nicht durch eine Überlast berücksichtigt wird. Mit Tabelle 6-16 lässt sich daraus der maximale Fehler auf die Gesamtbeanspruchung (BK 30/30) mit Berücksichtigung des Eigengewichts ermitteln: 11,5%. Ebenfalls abzulesen ist, um wie viel die Versuchsziellast korrigiert werden muss, wenn die Belastungsversuche vom Herbst 1998 (T = 14°C) im Sommer (T = 30°C) wiederholt werden sollen. Die Versuchsziellast kann um ca. 9% reduziert werden (Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Fb}$ = 0,92), um die gleichen Beanspruchungen wie im Herbst zu erzeugen.

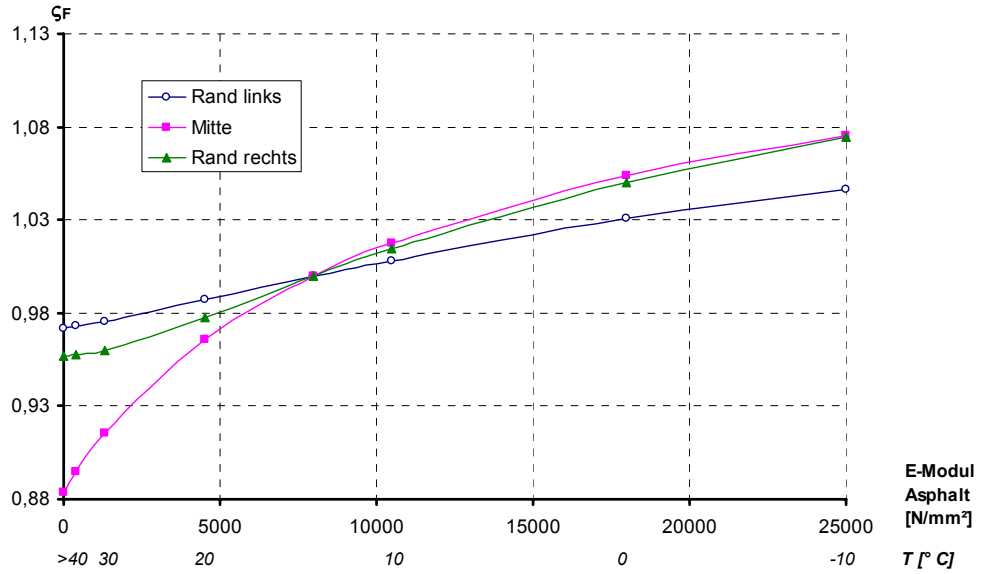


Bild 6-58 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Fb}$ der Asphaltschicht

Kleinpflaster

Der Einfluss des Kleinpflasters ist durch seine inhomogene Struktur und durch die hohen Anteile von Sand und Kies schwer in ein Rechenmodell einzuführen.

Es existieren Literaturquellen, die die Berechnung von Pflasterdeckschichten im Straßenbau behandeln (Ladzinska-Depko, 1994). Dort wird vorgeschlagen, Pflaster ingenieurmäßig als homogenen elastischen Halbraum mit einem gemittelten äquivalenten Elastizitätsmodul zu modellieren. Ein komplexerer Ansatz wäre z.B. das modifizierte Holländermodell, bei dem angenommen wird, dass die Pflastersteine nicht verformbare Elemente sind und die Sandbettung als Federschicht idealisiert wird.

Es wird im Weiteren das ingenieurmäßige Modell des homogenen elastischen Halbraums verwendet. Um für das Verbundsystem Pflaster/Sand einen äquivalenten E-Modul zu ermitteln, wurde versucht, Werte aus einer Forschungsarbeit über Verformungsmodule für das Verbundsystem Mauerwerk/Mörtel (Schneider, 1978) abzuleiten. Es ist dort angegeben, dass für die Größe des Verformungsmoduls bei Mauerwerk/Mörtel im Wesentlichen die Steinfestigkeit maßgebend ist und die Querdehnung unabhängig der Mörtelgruppe für alle Steinarten μ = 0,2-0,35 beträgt. Der aus dieser Theorie hergeleitete E-Modul war mit E_V = 26.000 N/mm² viel zu groß. Das Verfahren ist zum Abschätzen eines äquivalenten E-Moduls des Verbundsystems Pflaster/Sand ungeeignet.

Der iterativ ermittelte E-Modul der Kleinpflasterschicht beträgt E = 1.000 N/mm². Er kann vermutlich durch äußere Einwirkungen wie Trocknen, Durchfeuchtung oder Frieren des Sandes variieren. Die Größenordnung ist unbekannt. Daher werden stellvertretend zwei weitere Modelle mit einem halb und doppelt so großen E-Modul berechnet. Das Ergebnis zeigt Bild 6-59. Der Korrekturbeiwert pendelt für die Querschnittsmitte zwischen $\varsigma_{F,Fb}$ = 0,96 und $\varsigma_{F,Fb}$ = 1,025.

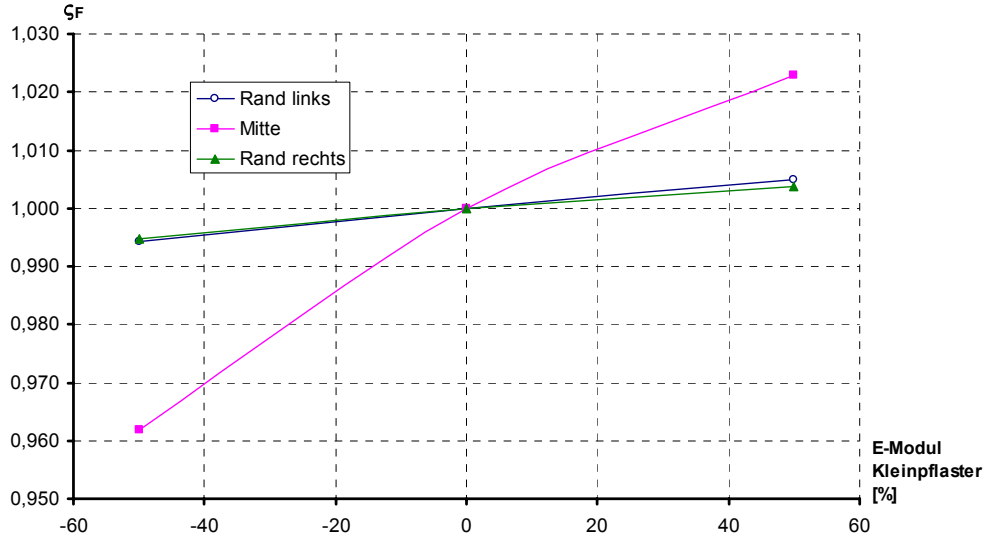


Bild 6-59 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Fb}$ der Kleinpflasterschicht (0% ≙ E = 1.000 N/mm²)

Schutzbeton

Der Einfluss des E-Moduls des Schutzbetons ist relativ gering. Eine Steifigkeitsvariation wirkt sich auf die Betonzugspannungen an der Überbauunterkante nur wenig aus (Bild 6-60). Bezogen auf die Versuchslast (BK 30/30) beträgt der maximale Fehler ca. 2% ($\varsigma_{F,Sb}$~ 1,02). Bezogen auf die Gesamtbelastung mit Berücksichtigung des Eigengewichts liegt der Fehler unter 1% ($\varsigma_{ges,Sb}$< 1,01). Die angegebenen Abweichungen beziehen sich nur auf die Fehlertoleranz durch falsche Annahme von Steifigkeitswerten und schließt Fehler aus falscher Geometrie nicht ein.

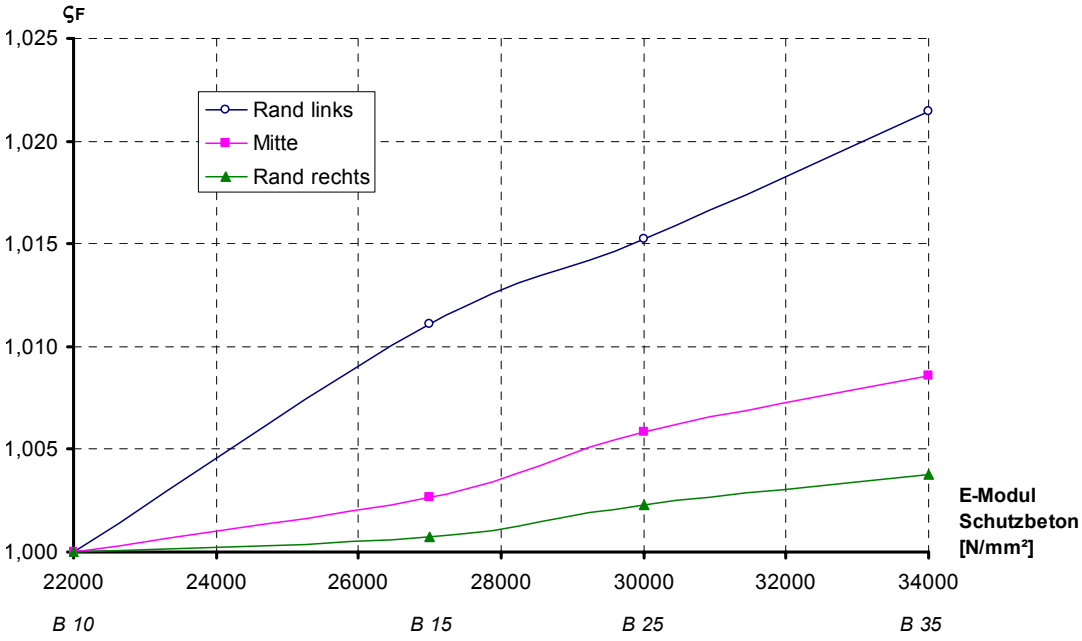


Bild 6-60 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Sb}$ der Schutzbetonschicht

Gehwegbeton

Der Gehwegbereich besteht bei der Brücke in Tuckhude aus Kies/Sand mit einer Oberfläche aus Granitoidplatten (d = 4,5 cm). Er wurde in der FE-Rechnung mit einem äquivalenten E-Modul E = 500 N/mm² als homogener elastischer Halbraum idealisiert.

Um den Einfluss dieses Aufbaubereiches abzuschätzen, wenn das Material gegen steifere Materialien (z.B. Beton) ersetzt wird, wurden Modelle mit größeren E-Moduli berechnet. Es wurde das Lastbild der BK 30/30 gewählt. Schon bei einem B I -Beton reicht der Steifigkeitszuwachs aus, die Betonzugspannungen im Vergleich zur Beanspruchung ohne Aufbauschichten erheblich abzumindern. Auffällig ist der große Einfluss auf den Mittenbereich. Bei steiferen Gehwegbereichen wird die Querschnittsmitte durch eine geänderte räumliche Spannungsverteilung entlastet. Im Belastungsversuch müsste diese Reduktion durch eine Überlast ΔF kompensiert werden. Bei einem Beton B 10 ergibt sich z.B. ein Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Gw}$ = 1,12. Bezogen auf die Gesamtbeanspruchung (incl. Eigengewicht) beträgt der Spannungsabfall 6,6%.

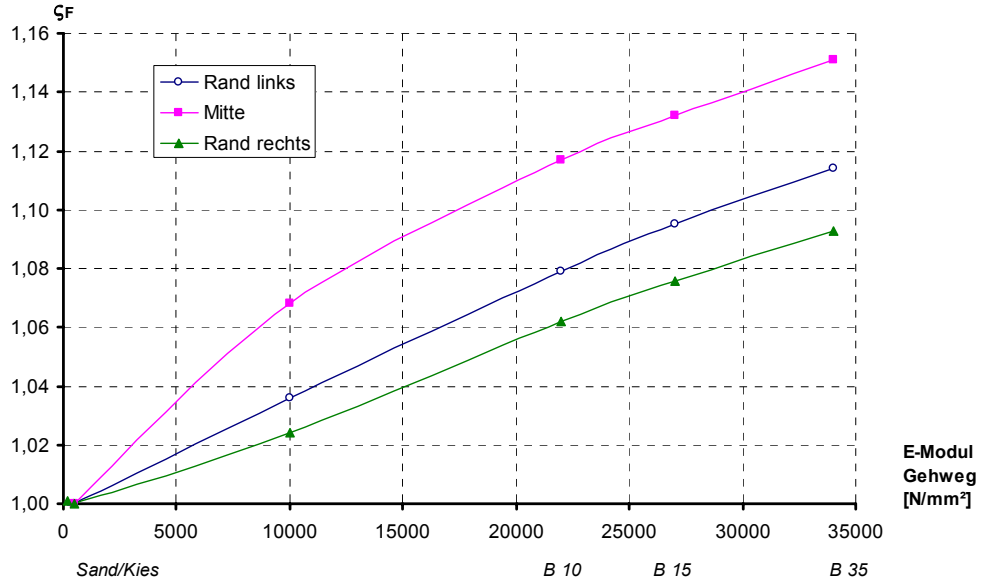


Bild 6-61 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Gw}$ der Gehwegbereiche

Fazit

Die Ergebnisse liegen in der gleichen Größenordnung wie die der Untersuchungen an der Abrissbrücke Bad Sülze und bestätigen die Vorgehensweise, die Aufbauschichten mit ihren Schichtdicken und ingenieurmäßig geschätzten Steifigkeiten in die Berechnung einzuführen.

6.1.4 Einfluss der realen Bauwerksgeometrie

Um bei Belastungsversuchen den Einfluss der Aufbauschichten abschätzen zu können, muss ein genaues Aufmaß der Brücke und der Fahrbahnstruktur erfolgt sein. Die Spannungsverteilung am räumlichen System wird maßgeblich durch die Steifigkeitsverteilung, also der Dicke der Tragschicht und den Auflagerbedingungen bestimmt.

Wie erläutert, wurde die Verformungs- und damit Spannungsverteilung im räumlichen System maßgeblich durch die **Auflagerrandbedingungen** beeinflusst. Ändert man die iterativ ermittelten Teileinspannungen, die zum richtigen Verformungsverhalten des Bauwerks führten, in eine statisch bestimmte Lagerung ab, ergeben sich Spannungserhöhungen um bis zu 80% (δ_F = 1,8). Da die Randbedingungen jedoch im Normalfall während der Restnutzungsdauer unverändert bleiben, muss dieser Anteil nicht in einer Überlast berücksichtigt werden. Bei entsprechendem experimentellem Nachweis der Teileinspannungen kann hier ein großes Potential zur Nutzlasterhöhung vorhanden sein.

Die **Kappen und Kragarme** waren auch bei dieser Tragwerkskonstruktion unterhalb der Dichtungsschicht monolithisch mit dem Überbau verbunden (analog Bild 5-48). Der Einfluss wurde durch virtuelles Entfernen der Bauteile am Rechner festgestellt. Werden die Kappen entfernt, ergibt sich eine Spannungszunahme in den Randbereichen von 2-7% ($\delta_{F,Ka}$ = 1,02-1,07). In Querschnittsmitte erhöhen sich die Spannungen um 12% ($\delta_{F,Ka}$ = 1,12). Wird auch der Kragarm entfernt, bleiben die Betonzugspannungen im Randbereich nahezu konstant, während sie in Querschnittsmitte um weitere 9% auf insgesamt 21% zunehmen ($\delta_{F,Ka}$ = 1,21). Muss mit einem Entfernen der Kappen und Kragarme gerechnet werden, ist dieser Einfluss im Belastungsversuch durch eine entsprechende Überlast zu berücksichtigen. Im Normalfall bleiben diese Bauteile jedoch im Restnutzungszeitraum unverändert erhalten oder werden durch gleichwertige Konstruktionen ersetzt, so dass kein Überlastbeiwert angerechnet werden muss.

6.1.5 Fehlerbetrachtung

Für dieses Beispiel soll ebenfalls abgeschätzt werden, wie groß ein Fehler aus Unkenntnis oder falscher Annahme der Materialsteifigkeiten maximal sein kann, wenn die Geometrie des Überbaus und die Dicken der Aufbauschichten korrekt ermittelt worden sind. In Tabelle 6-17 sind alle Korrekturbeiwerte der Aufbauschichten aufgeführt. Der Basiswert (1,0) ist die Materialsteifigkeit des existierenden Aufbaus, die iterativ durch die FE-Analysen ermittelt wurde.

Tabelle 6-17 Fehlerbetrachtung aus den Korrekturbeiwerten der Aufbauschichten

	Rand flussaufwärts (links)	Mitte	Rand flussabwärts (rechts)
Fehler in Bezug zu **ΔF** [%]	2,9	24,3	3,0
Fehler in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	1,5	12,5	1,5
Korrekturbeiwerte ς	von - bis	von - bis	von - bis
Aus Schutzbeton (inkl. Dichtung)	1,00-1,02	1,00-1,01	1,00-1,01
Aus Gehwegbereich	1,00-1,11	1,00-1,15	1,00-1,10
Aus Kleinpflaster	0,99-1,01	0,96-1,03	0,99-1,01
Aus Asphalt	0,97-1,05	0,88-1,08	0,96-1,08
Maximaler Korrekturbeiwert ς	0,96-1,20	0,85-1,29	0,95-1,21
Max. ς (ohne Anteil Asphalt)		0,96-1,20	
Fehlerbereich in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	1,4-1,8	10,6-16,0	1,4-1,8
Fehlerbereich (ohne Anteil Asphalt) [%]		12,0-15,0	
Max. Fehler aus Materialsteifigkeiten [%] in Bezug zu **Σ(G+F)** (Δ Fehlerbereich)	**0,4**	**5,4**	**0,4**
Max. Fehler (ohne Anteil Asphalt) [%]		**3,0**	

Der Fehler aus falscher Annahme der Materialsteifigkeiten kann maximal 5,4% der Gesamtbeanspruchung (Eigengewicht+Verkehrslast) betragen. Geht man davon aus, dass der E-Modul der Asphaltschicht durch seine direkt Abhängigkeit zur Temperatur richtig ermittelt werden kann und sein Fehleranteil entfällt, reduziert sich der Fehler auf 3,0%.

Sollte im Restnutzungszeitraum der Fahrbahnaufbau tatsächlich ausgetauscht werden, so reduziert der neue Fahrbahnbelag ebenfalls die Betonzugspannungen in unbekannter Größenordnung. Damit liegt der ermittelte Fehler auf der sicheren Seite. Da der vorhandene Aufbau der Brücke Tuckhude relativ weich ist, kann der Austausch durch einen steiferen Aufbau eine Spannungsreduktion bewirken, die größer als die festgestellte ist. Wird die Kleinpflasterschicht gegen Asphalt ausgetauscht und im Gehwegbereich statt Kies Beton eingebaut, reduzieren sich die Betonzugspannungen um voraussichtlich bis zu 17% (Bild 6-56).

6.2 Brücke über den Eldefreilauf, Neu Kaliß

6.2.1 Aufgabenstellung

Die Brücke bei Neu Kaliß überquert den Elde-Freilauf mit einer Stützweite von 9,24 m im Winkel von 60°. Die Überbaubreite lässt neben einem Gehweg nur einspurigen Fahrzeugverkehr zu (Bild 6-62 und Bild 6-64). Im Rahmen einer Verkehrswegeplanung wurde überprüft, ob die 1956 erbaute Stahlbeton-Plattenbrücke auch zweispurig zu nutzen ist, wenn ein separater Fußgängerüberweg errichtet wird. Das rechnerische Nachweisverfahren verfehlte die Einstufung in Brückenklasse 30/0 nach DIN 1072 knapp.

Um für die angestrebte Brückenklasse 30/30 bei gegebenem intakten Tragwerk einschließlich aller realen Randbedingungen einen schlüssigen Tragsicherheitsnachweis führen zu können, war ein Belastungsversuch mit dem Belastungsfahrzeug BELFA angezeigt, das mit diesem Einsatz im März 2001 seine Premiere feierte.

Die Zielstellung umfasste den Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis für den Überbau, die Lager und Widerlager sowie deren Flachgründung für die Brückenklasse 30/30 oder mindestens 30/0. Erst durch die BELFA-Technologie kann diese komplexe Aufgabenstellung untersucht werden (großer Kräftekreislauf, Bild 3-8).

Bild 6-62 Brückenansicht / Bohrkernentnahme

Bild 6-63 Seitenansicht

Die Brückengeometrie ist asymmetrisch, so dass die Lage der Hauptspur aus der Plattendicke bestimmt werden konnte (Bild 6-64): die flussabwärts liegende Seite ist maßgebend.

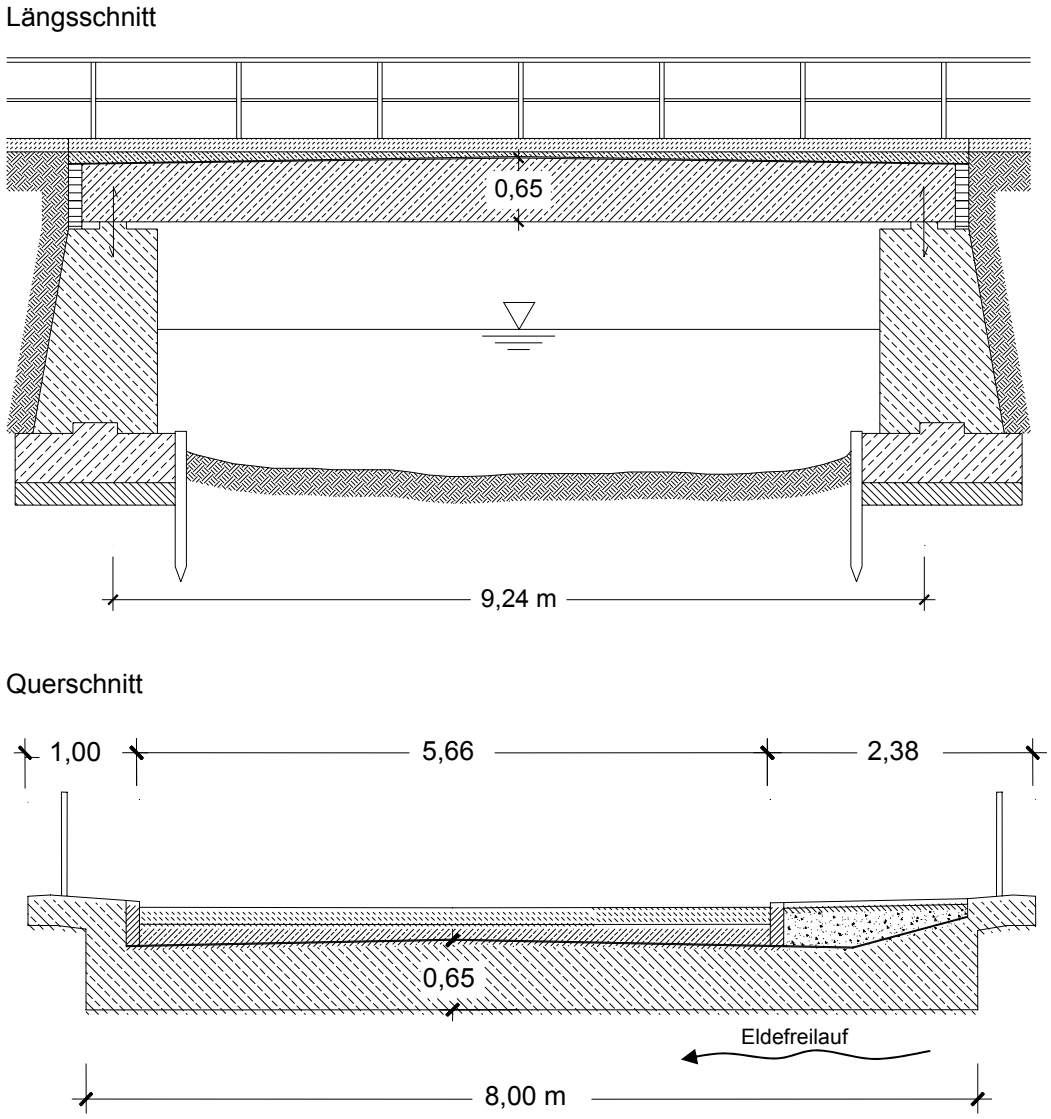


Bild 6-64 Längs- und Querschnitt nach Aufmaß (Steffens et al., 2001)

Der erste Belastungstest war die Überfahrt des Belastungsfahrzeuges. In Vorberechnungen konnte nachgewiesen werden, dass die Schnittgrößen dieses Lastfalls unter denen des rechnerischen Gebrauchlastniveaus für BK 30/0 blieben. Die Überfahrt wurde messtechnisch mit einem Laserdistanzmessgerät zur Erzeugung von Weg-Reaktionskurven aufgenommen (Bild 6-65). Dabei führte der aktive Erddruck auf die Widerlager aus der Anfahrt der Zugmaschine bzw. des Nachläufers zu einer negativen Durchbiegung (Aufwölbung) des Überbaus.

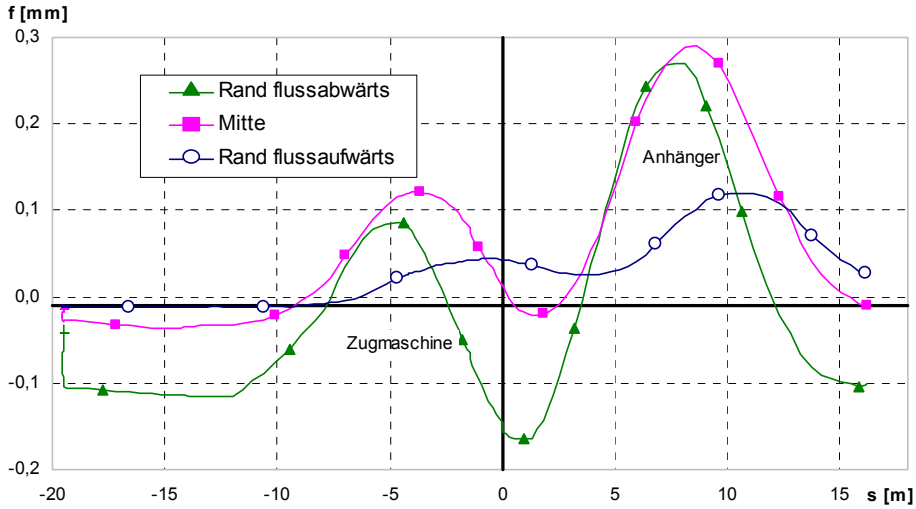


Bild 6-65 Weg-Durchbiegungskurve der BELFA-Überfahrt (Ursprung = 1. Achse des Nachläufers fährt auf Brücke auf)

Nachdem das BELFA in der Hauptspur positioniert und aufgerüstet war, wurde die Versuchsziellast durch drei der fünf Belastungstraversen eingeleitet (Bild 6-66). Die Nebenspurbelastung wurde durch die Auffahrt eines 48-t Mobilkranes simuliert. Mit unterschiedlichen Lasthöhen, bzw. Kranpositionen konnten alle maßgeblichen Beanspruchungszustände der Norm-Belastung nachgebildet werden.

Bild 6-66 Das Belastungsfahrzeug in Versuchsposition (Steffens et al., 2001)

6.2.2 Systemidentifikation

Nach der Theorie verhält sich die Brücke als statisch bestimmt gelagerte, schiefe Platte. Danach würde die Rissbildung bereits ab dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau (BK 30/0) im Winkel von ca. α = 60-72° (Baumann, 1972) beginnen.

Ein Nachweis der Tragsicherheit für eine Brückenklasse oberhalb BK 30/0 kann daher auch experimentell nur erfolgreich geführt werden, wenn im Rahmen einer Systemidentifikation ein günstigeres Tragsystem festgestellt wird. Die Anordnung der Messaufnehmer wurde auf diese Aufgabe ausgerichtet (Bild 6-67). Gemessen wurden:

- Neigungen an Überbau und Widerlager zur Bestimmung der Einspannwirkung
- Setzung des hauptbeanspruchten Widerlagers
- Durchbiegungen des Überbaus
- Rissbildung durch Schallemissionssensoren
- Rissbreitenmessung (vorgehalten)

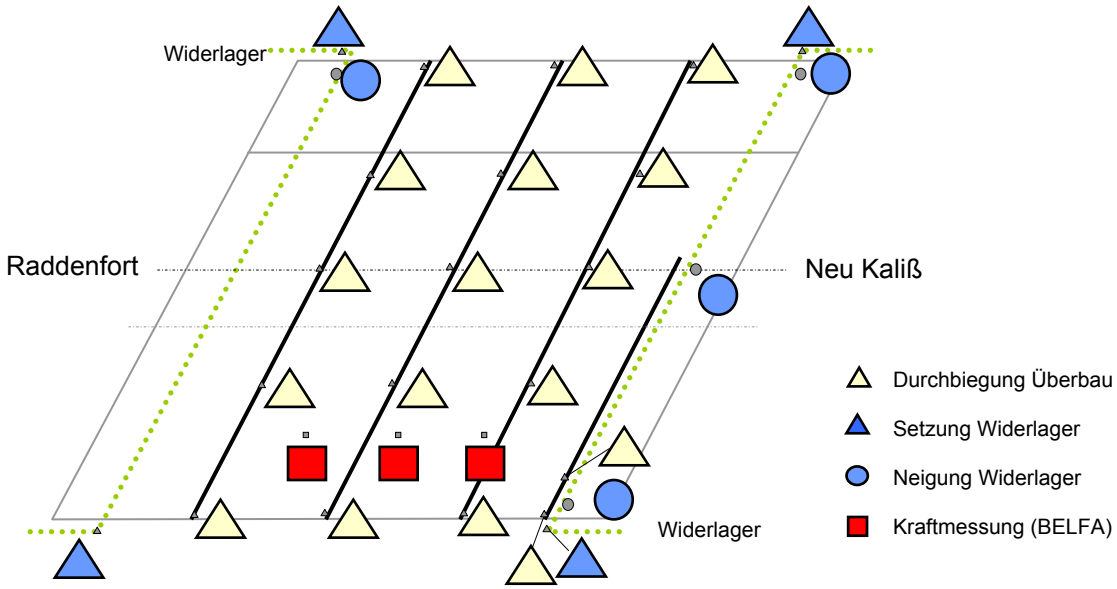


Bild 6-67 Messstellenplan Belastungsversuche Neu Kaliß

Während den Belastungsversuchen wurde auch bei der Versuchsziellast für BK 30/30 keine Rissbildung festgestellt. Die Brückenklasse 30/30 konnte erfolgreich nachgewiesen werden, da mit der Lasteinleitung im großen Kräftekreislauf das Gesamtsystem identifiziert werden konnte:

- Die 60° schiefe Auflagerung und die konstruktive Ausbildung der Betongelenke bewirkt eine ungewollte Teileinspannung, die zur Umlagerung der Feldmomente führt.
- Die horizontale Behinderung des Brückenüberbaus durch die massiven Betongelenke und den passiven Erddruck im Bereich der Widerlager behindern die Horizontalverschiebung der Auflagerbänke (Schlaich, 1964).
- Die im Versuch unter Last gemessene Setzung des Widerlagers mindert analog einer elastischen Lagerung die maximalen Beanspruchungen in der stumpfen Plattenecke ab.

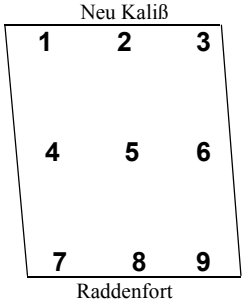
Die Lagerbedingungen des Rechenmodells konnten anhand der Messergebnisse so modifiziert werden, dass sich auch in der 3D-FE-Volumenrechnung die gleichen Werte einstellten (Bild 6-68 und Bild 6-69). Die maximale Betonzugspannung wurde mit σ_{ct}~ 1,95 N/mm² errechnet. Die Messbasis war im Versuch an den Widerlagern aufgelagert. Die Durchbiegungen der Platte zeigen daher die Differenz zwischen Widerlager und Überbau und enthalten nicht die Widerlagersetzung. Die Dicken der Aufbauschichten und deren Zusammensetzung wurden durch Entnahme von 9 Kernbohrungen festgestellt (Bild 6-62; Tabelle 6-18).

Die Steifigkeiten der Materialien orientieren sich an den bereits verifizierten Größenordnungen der vorangegangenen Beispiele (Abschnitt 5.7, 6.1). Es ergaben sich folgende Steifigkeiten/E-Moduli:

- Beton der Überbautragschicht (B225, isotrop): E = 30.000 N/mm²; ν = 0,2
- Dichtungsschicht E = 25 N/mm²; ν = 0,45
- Schutzbeton (z.T. sehr sandig) E = 15.000 N/mm²; ν = 0,2
- Asphalt (T = 6°C) E = 14.000 N/mm²; ν = 0,35
- Gehwegbeton (Magerbeton) E = 22.000 N/mm²; ν = 0,2
- Widerlagerbeton (B160) E = 22.000 N/mm²; ν = 0,2
- Gründung der Widerlager (Bodenkennwert) E = 200 N/mm² ≙ E_s = 270 N/mm² (Smoltczyk et al., 1997)

Bei den Kernbohrungen im Fahrbahnaufbau wurde an mehreren Stellen festgestellt, dass oberhalb des Schutzbetons eine bis zu 7 cm dicke Schicht aus Sand oder abgelöstem Beton existierte (Tabelle 6-18). Diese Schicht wurde nicht gesondert in der FE-Rechnung berücksichtigt, sondern dem Schutzbeton zugeschlagen. Daraus erklärt sich der iterativ ermittelte relativ geringe E-Modul des Schutzbetons.

Tabelle 6-18 Aufbauschichten und –dicken, Neu Kaliß



Aufbau [cm] \ Stelle	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Asphalt	15,0	11,5	15,0	16,0	21,5	19,0	14,0	17,0	18,0
Schutzbeton/Sand	13,0	16,5	16,0	8,0	6,0	12,0	15,0	13,0	9,0
Dichtung	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Stahlbeton	67,5	68,7	64,5	71,5	69,0	62,5	66,5	68,5	62,5

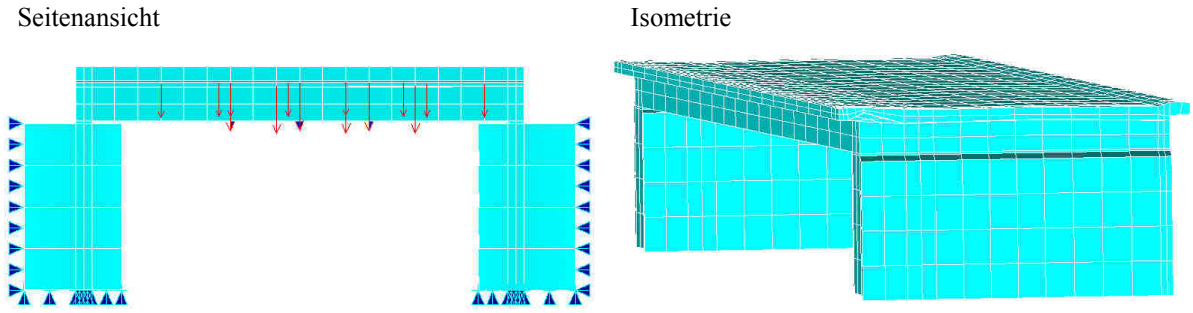


Bild 6-68 3D-FE-Volumenmodell des Gesamtbauwerks (ANSYS)

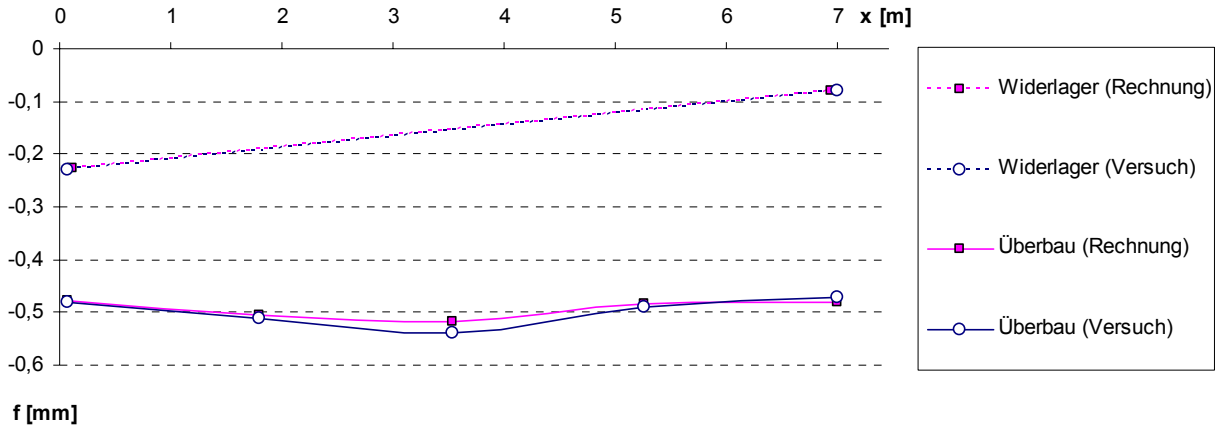


Bild 6-69 Ergebnisvergleich Versuch-Rechnung
Durchbiegung Feldmitte und Widerlagersetzung

6.2.3 Einfluss der Aufbauschichten

Der Aufbau mindert die Betonzugspannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast an der Überbauunterkante im Vergleich zum Querschnitt ohne Aufbau über den Querschnitt konstant um ca. 10% (δ_{ges} = 1,1; Tabelle 6-19). Im Bezug zu den Verkehrslasten aus Brückenklasse 30/30 macht der Überlastanteil an den Rändern ca. 22% (δ_F = 1,22) und in Feldmitte ca. 18% (δ_F = 1,18) aus (Bild 6-70).

Tabelle 6-19 Anteile in % der maximalen Betonzugspannung für BK 30/30 in Feldmitte (nach Bild 4-10)

Anteile aus	Rand flussabwärts (links) Δσ [%]	Mitte Δσ [%]	Rand flussaufwärts (rechts) Δσ [%]
Eigengewicht Tragkonstruktion **G**	32,8	30,4	38,5
Eigengewicht Aufbau $\mathbf{G_A}$	8,9	8,8	10,4
Verkehrslasten (BK 30/30) **F**	47,8	51,7	41,4
Überlast mittragender Ausbau **ΔF**	10,5	9,1	9,7
Σ	100,0	100,0	100,0
Verhältnis **ΔF/F**	21,8	17,5	23,4

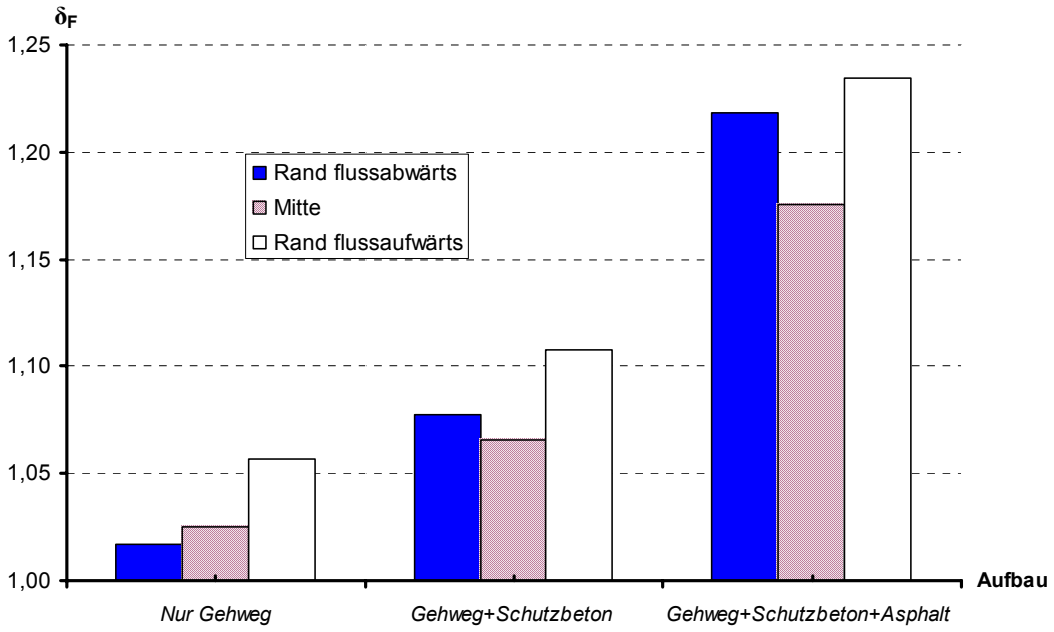


Bild 6-70 Überlastbeiwert δ_F bei sukzessivem Entfernen der Aufbauschichten

Auch für den Straßenaufbau der Brücke in Neu Kaliß sollen durch Variation der E-Moduli für die Auswirkungen der Temperatur (Asphalt) und weiterer Einflussfaktoren die Korrekturbeiwerte ς bestimmt werden.

Asphalt

Um den Einfluss der Temperatur, bzw. den Fehler durch falsche Annahme der Steifigkeit der Asphaltschicht zu quantifizieren, wurden am FE-System Berechnungen für Verkehrslasten der BK 30/30 mit variierendem E-Modul der Asphaltschicht durchgeführt (Bild 6-71). Aus dem Diagramm kann der maximale Fehler für den linken Rand abgelesen werden (16,5%), wenn bei einer Temperatur T = -10°C der Asphalt nicht durch eine Überlast berücksichtigt wird. Mit Tabelle 6-16 lässt sich daraus der maximale Fehler auf die Gesamtbeanspruchung (BK 30/30) unter Berücksichtigung des Eigengewichts ermitteln: 7,9%. Ebenfalls abzulesen ist, um wie viel die Versuchsziellast korrigiert werden muss, wenn im Sommer (T = 30°C) die gleichen Beanspruchungen erzeugt werden sollen, wie bei den Untersuchungen im Frühjahr 2001 (T = 6°C). Der Korrekturbeiwert beträgt $\varsigma_{F,Fb}$ = 0,9.

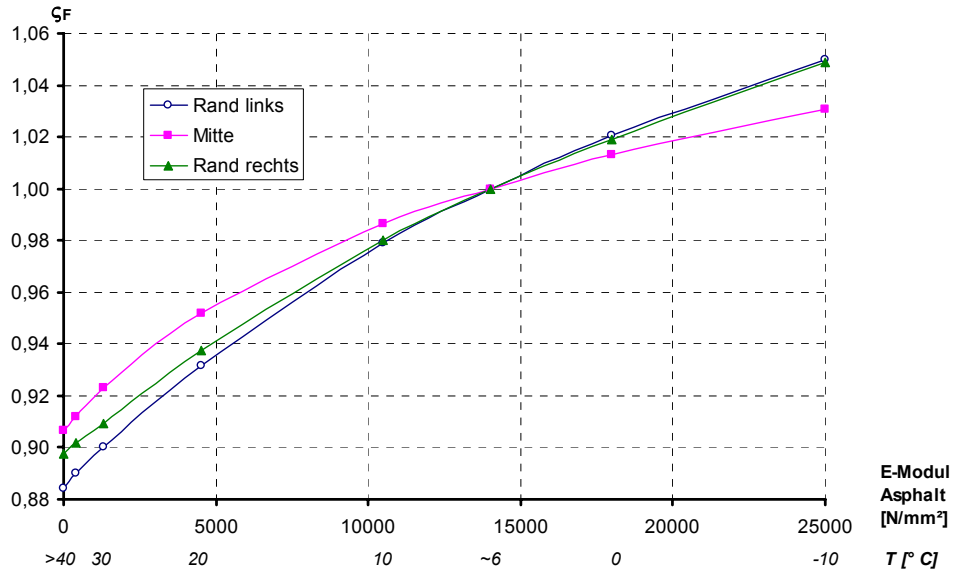


Bild 6-71 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Fb}$ der Asphaltschicht

Schutzbeton

Der Einfluss des E-Moduls des Schutzbetons ist, wie schon bei den übrigen Beispielen festgestellt, relativ gering. Eine Variation wirkt sich auf die Betonzugspannungen an der Überbauunterkante nur wenig aus (Bild 6-72), obwohl die Schutzbetonschicht minderwertig war (Abplatzungen und Sand) und nur mit einem E-Modul von E = 15.000 N/mm² in der Rechnung berücksichtigt wurde. Bezogen auf die Versuchslast beträgt der maximale Fehler weniger als 2% ($\varsigma_{F,Sb}$< 1,02).

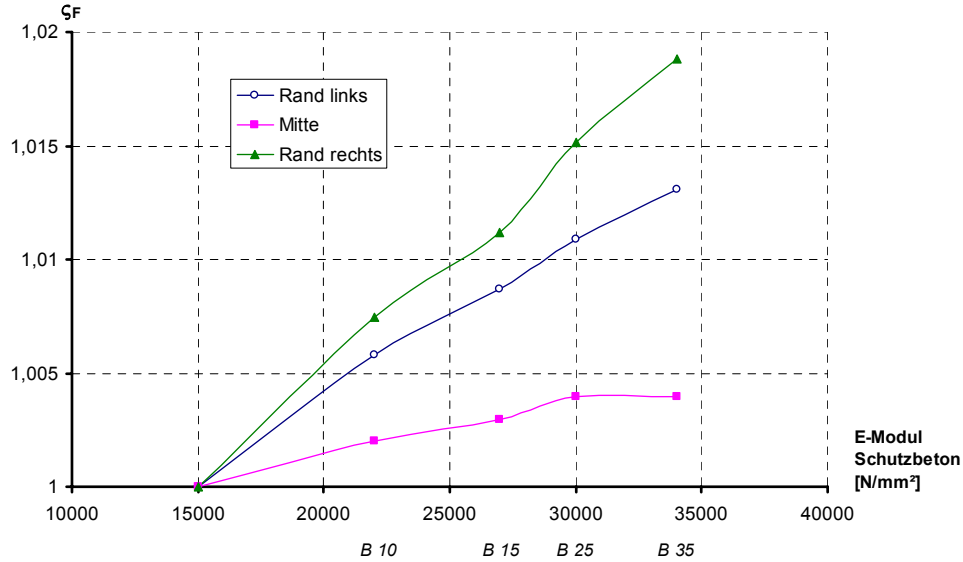


Bild 6-72 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Sb}$ der Schutzbetonschicht

Gehwegbeton

Der Gehwegbereich besteht laut Baudokumentation aus Magerbeton mit einer Oberfläche aus Mosaikpflaster. Es sind Kabelformsteine eingelassen, die die Steifigkeit jedoch wenig beeinflussen. Der äquivalente E-Modul wurde mit E = 22.000 N/mm² ermittelt.

Um den Einfluss dieses Aufbaubereiches abzuschätzen, wenn das Material gegen andere Materialien ersetzt wird, wurden Vergleichsrechnungen mit größeren E-Moduli durchgeführt. Es wurde das Lastbild der BK 30/30 gewählt. Bild 6-73 zeigt, dass durch eine Steifigkeitsänderung der rechte Rand, der unter dem Gehwegbereich liegt, am meisten betroffen ist. Aus diesem Diagramm ist ebenfalls abzulesen, wie sich die Betonspannungen ändern, wenn die Brücke für zweispurigen Verkehr umgebaut wird. Nimmt man an, dass die Steifigkeit des neuen Aufbaus einem E-Modul von ca. E = 14.000 N/mm² entspricht, ergeben sich Korrekturbeiwerte von ca. $\varsigma_{F,Gw}$ = 0,99. Eine Fahrbahnumgestaltung wird die mittragende Wirkung also voraussichtlich nur unbedeutend mindern.

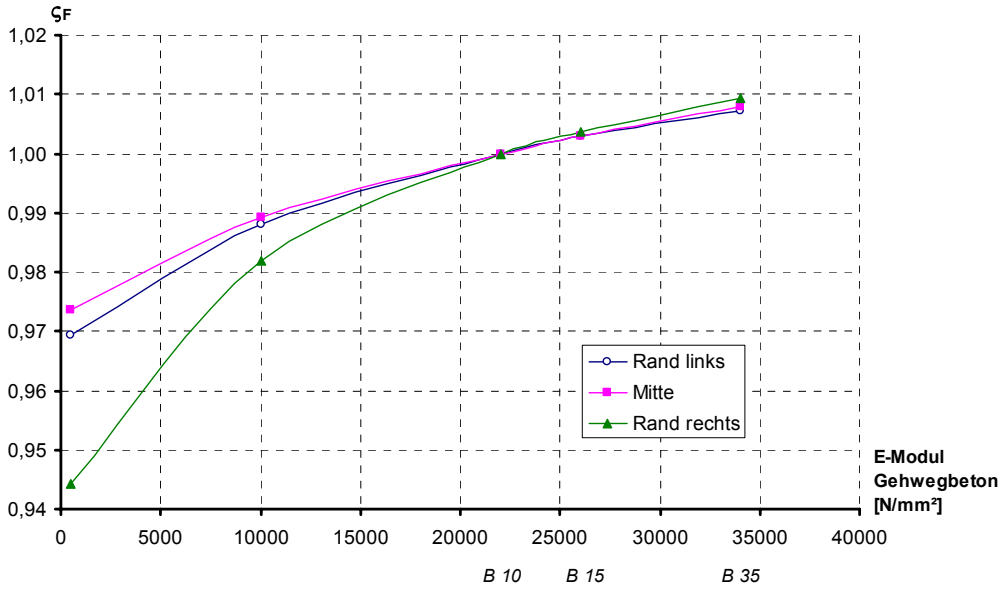


Bild 6-73 Korrekturbeiwert $\varsigma_{F,Gw}$ der Gehwegbereiche

Fazit

Die Vorgehensweise, die Aufbauschichten mit ingenieurmäßig abgeschätzten Steifigkeiten in das Rechenmodell einzuführen und den Teilverbund durch Berücksichtigung der weichen Dichtungsschicht wirklichkeitsnah zu modellieren, hat sich als gute Näherung erwiesen. Die iterativ ermittelten Steifigkeiten der Aufbauschichten sowie ihre mittragende Wirkung bestätigen die Ergebnisse der bereits untersuchten Brücken.

6.2.4 Einfluss der realen Bauwerksgeometrie

Das Bauwerk wurde nur deswegen in eine höhere Brückenklasse erfolgreich eingestuft, da das Gesamtsystem einschließlich Auflager- und Gründungssituation erfasst und identifiziert werden konnte.

Die **Auflagerrandbedingungen und die Gründung** beeinflussten die Verformungs- und damit Spannungsverteilung im räumlichen System maßgeblich. Ändert man die iterativ ermittelten Auflager- und Gründungsbedingungen in die einer statisch bestimmt gelagerten schiefen Platte, erhöhen sich die Spannungen um bis zu 78%. Da die Randbedingungen jedoch im Normalfall während der Restnutzungsdauer unverändert bleiben, muss dieser Anteil nicht in einer Überlast berücksichtigt werden. Dieses Beispiel zeigt jedoch, wie groß das Potential zur Nutzlasterhöhung sein kann, wenn geeignetes Belastungsgerät (BELFA) zur Systemidentifikation und zum experimentellen Nachweis am Gesamtsystem eingesetzt wird (großer Kräftekreislauf).

Die **Kappen** waren bei dieser Tragwerkskonstruktion monolithisch mit dem Überbau verbunden. Der Einfluss wurde durch virtuelles Entfernen des Bauteils am Rechenmodell festgestellt. Werden die Kappen entfernt, ergibt sich eine Spannungszunahme in den Randbereichen von 1% ($\delta_{F,Ka}$ = 1,01). In Querschnittsmitte erhöhen sich die Spannungen um 3% ($\delta_{F,Ka}$ = 1,03). Da Ausbau oder Austausch der Kappen administrativ gesteuert werden kann, ist ihr Einfluss über den Restnutzungszeitraum als konstant anzunehmen und muss nicht durch eine Überlast berücksichtigt werden.

6.2.5 Fehlerbetrachtung

Basierend auf den Ergebnissen des vorhergehenden Abschnitts soll abgeschätzt werden, wie groß ein Fehler aus Unkenntnis oder falscher Annahme der Materialsteifigkeiten maximal sein kann. In Tabelle 6-20 sind alle Korrekturbeiwerte der Aufbauschichten aufgeführt. Basiswert (1,0) ist die Materialsteifigkeit des existierenden Aufbaus, die iterativ durch die FE-Analysen ermittelt wurde.

Tabelle 6-20 Fehlerbetrachtung aus den Korrekturbeiwerten der Aufbauschichten

	Rand flussabwärts (links)	Mitte	Rand flussaufwärts (rechts)
Fehler in Bezug zu **ΔF** [%]	21,8	17,5	23,4
Fehler in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	10,5	9,1	9,7
Korrekturbeiwerte ς	von – bis	von - bis	von - bis
Aus Schutzbeton	1,00-1,01	1,00-1,01	1,00-1,01
Aus Gehwegbereich	0,97-1,01	0,97-1,01	0,94-1,01
Aus Asphalt	0,88-1,05	0,91-1,03	0,90-1,05
Maximaler Korrekturbeiwert ς	0,85-1,07	0,88-1,05	0,85-1,07
Max. ς (ohne Anteil Asphalt)		0,97-1,02	
Fehlerbereich in Bezug zu **Σ(G+F)** [%]	18,5-23,3	15,4-18,4	19,9-25,0
Fehlerbereich (ohne Anteil Asphalt) [%]		17,0-17,9	
Max. Fehler aus Materialsteifigkeiten [%] in Bezug zu **Σ(G+F)** (Δ Fehlerbereich)	**4,8**	**3,0**	**5,1**
Max. Fehler (ohne Anteil Asphalt) [%]		**0,9**	

6.3 Brücke über den Gleisbach, Thalbürgel

6.3.1 Aufgabenstellung

Die 68 gon schiefe Fertigteilbrücke führt in Thalbürgel (Thüringen) über den Gleisbach. Der Überbau wurde 1965 aus 29 BTC-Trägern mit 8,0 m Stützweite und Ortbetonergänzung hergestellt (Späthe, 1968), (Späthe et al., 1969). Konzipiert für Brückenklasse 16/16 wurde die Fahrbahnbreite der Stahlbetonbrücke aufgrund von Schäden an den Gehwegauskragungen durch Fertigteil-Schrammborde auf 5,30 m eingeengt, da durch die vermeintlich schlechtere Bausubstanz rechnerisch nur Brückenklasse 16/0 nachweisbar war.

Untersuchungsziel der Belastungsversuche war Brückenklasse 30/30, jedoch mindestens die Einstufung in Brückenklasse 30/0.

Bild 6-74 Westansicht der Brücke über den Gleisbach, Thalbürgel (Steffens et al., 2002b)

Die Belastungsversuche wurden während des kooperativen Forschungsprojekts BELFA durch das Forschungsteam der Bauhaus-Universität Weimar unter Mitarbeit des Verfassers durchgeführt (Bild 6-74). Die Ergebnisse wurden unter anderem in (Schwesinger et al., 2001) und (Steffens et al., 2002b) veröffentlicht.

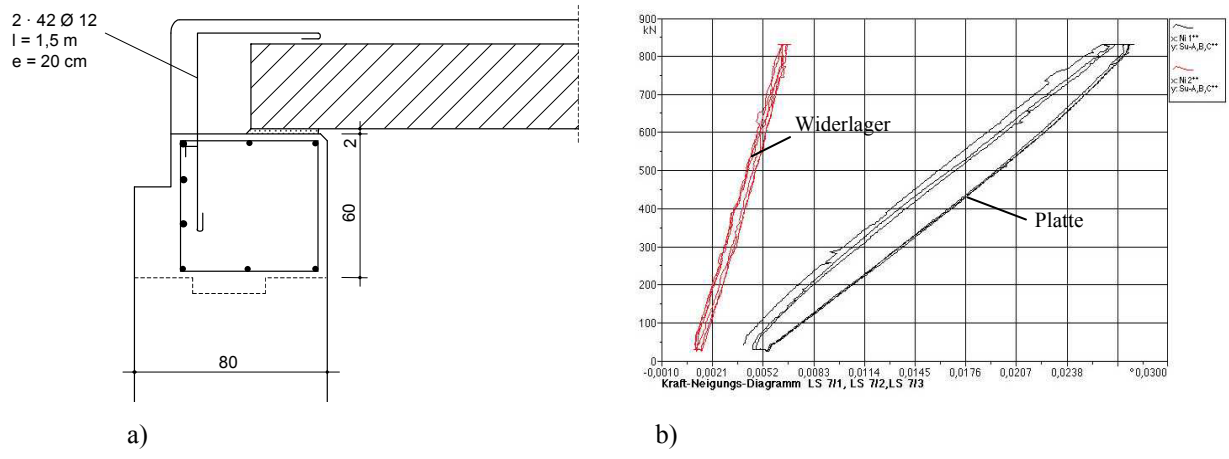
6.3.2 Systemidentifikation

Bei den Nachweisen im Gebrauchslast- und Tragsicherheitsniveau fiel auf, dass die Querbiegesteifigkeit gestört war: Bei Lasteinleitung auf einer Brückenseite blieben die Verformungen am gegenüberliegenden Rand gering. Das gleiche Tragverhalten wurde auch bei den Belastungsversuchen an der Brücke in Tuckhude festgestellt (Abschnitt 6.1).

Bei allen in dieser Arbeit aufgeführten Beispielen waren in den Belastungsversuchen wesentlich kleinere Verformungen gemessen worden als rechnerisch vorausgesagt. Die Verformungsreduktion resultierte hauptsächlich aus Auflagerrandbedingungen, die gegenüber den theoretischen Annahmen abwichen. Auch in Thalbürgel betrugen die Verformungen nur 25% der prognostizierten Werte. Die große Teileinspannung konnte durch Neigungssensoren am Überbau und den Widerlagern nachgewiesen werden: Die Neigungen stellten sich im Verhältnis 4:1 (Überbau:Widerlager) ein (Bild 6-75). Dieser Einspanneffekt entsteht nicht nur durch die Ausbildung des Auflagers als Betongelenk. Hauptursache ist eine Bewehrung, die in der

Auflagerbank und dem Ortbeton verankert ist und so an beiden Auflagern die detektierte Teileinspannung bewirkt (Bild 6-75). Dieser Effekt konnte einwandfrei nachgewiesen werden, da die Versuchslast mit BELFA in einem großen Kräftekreislauf erzeugt wurde. Dadurch war es möglich, auch die Reaktionen der Widerlager und Gründungen zu messen.

Mit der experimentellen Systemidentifikation und Tragsicherheitsnachweis konnte das Bauwerk in BK 30/30 eingestuft werden.



a) b)

Bild 6-75 Auflagerdetail (a) und Verdrehungen (b) von Widerlager/Plattenrand der Brücke über den Gleisbach, Thalbürgel [(Steffens et al., 2002b)]

7 Schlussfolgerungen zur Versuchsplanung

7.1 Allgemeines

Die Untersuchungen legen dar, dass die Einflüsse der Aufbauschichten, Kappen oder Systemabweichungen bei der experimentellen Tragsicherheitsbewertung grundsätzlich nicht zu vernachlässigen sind. Je nach der Geometrie der Tragschicht sowie Art und Gestaltung der Aufbauschichten/Kappen können die maßgebenden Bezugsgrößen (hier: Betonzugspannungen) unterschiedlich stark abgemindert werden. Es ist bei der Versuchsplanung jedoch zu prüfen, ob ihr Einfluss über die Zeit

- unbeeinflussbar ist (z.B. Temperatur, Abrieb, …),
- planmäßig verändert wird (z.B. Austausch von Fahrbahn, Kappen, etc.) oder
- konstant ist (z.B. Teileinspannung der Lagerung).

Im ersten Fall müssen die Differenzen im Versuch durch eine Überlast kompensiert werden. Da diese in der Versuchsplanung festgelegt wird, kommt dem Aufmaß der vorhandenen Geometrie sowie der Detektion der Schichten und deren Dicken eine bedeutende Rolle zu. Die Fehlerbetrachtungen der Ergebnisse zeigen, dass bei genauer Kenntnis der Geometrie ein ingenieurmäßiges Festlegen der Materialsteifigkeiten (einschl. Dichtungsschicht) ausreichend ist, um z.B. den Einfluss der Aufbauschichten hinreichend genau abzuschätzen. Am Bauwerk angebrachte, geeignete Sensoren ermöglichen eine sofortige Auswertung und Interpretation der Ergebnisse. Daraus resultierende notwendige Maßnahmen, z.B. Erhöhen der Überlast, können noch während der Belastungsversuche ergriffen werden.

Einflüsse der zweiten Kategorie können administrativ koordiniert werden, indem beim Austausch auf gleichwertige Ausführung geachtet wird. Der Einfluss muss dann nicht in der Überlast berücksichtigt werden. Sollen die Versuchsergebnisse jedoch unabhängig der späteren Ausführung sein, muss ihr Einfluss wie beim ersten Fall voll angerechnet werden.

Konstante Einflüsse (dritte Kategorie) müssen nicht durch Überlasten kompensiert werden. Im Normalfall verändern sich z.B. die Lagerungsbedingungen während der Restnutzungsdauer nicht wesentlich, so dass ein günstigeres Tragverhalten (z.B. Teileinspannung) für eine Neueinstufung voll ausgeschöpft werden kann (Abschnitt 6.2). Der Einspanngrad kann während der Belastungsversuche mit einer darauf abgestimmten Messtechnik identifiziert werden.

7.2 Verallgemeinerung

Dreidimensionale FE-Berechnungen mit Volumenelementen sind aufwändig und verlangen einen steten Umgang mit den Programmen, um sie sinnvoll einsetzen zu können. Ziel ist es daher zu prüfen, ob nicht auch einfache Rechenmodelle zum Abschätzen der Mitwirkung der Aufbauschichten ausreichend sind.

In Abschnitt 4.4 wurde festgestellt, dass es zur Bestimmung der Steifigkeitszunahme durch Aufbauschichten bereits ausreichend sein kann, die Steigerung des Trägheitsmomentes zu

berücksichtigen. Dazu muss jedoch die genaue Verbundwirkung bekannt sein. Da diese nicht im Vorfeld zu ermitteln ist, müssen die Ergebnisse der Belastungsversuche zur Evaluierung herangezogen werden. Die Bauwerksreaktionen werden durch eine Vielzahl von Randbedingungen beeinflusst (z.B. räumliche Tragwirkung, Auflagerbedingungen), so dass vereinfachende Rechenannahmen für Handrechenverfahren (z.B. konstanter Querschnitt und statisch bestimmte Lagerung) hierzu ungeeignet sind.

Sinnvoll erscheint die Abbildung des Längsquerschnitts der Brückenmitte als Scheibe. Es hat sich in den untersuchten Beispielen herausgestellt, dass die Aufbauschichten die Betonzugspannungen in der Brückenmitte am meisten beeinflussen. Es liegt daher nahe, den Längsschnitt der Brückenmitte mit seinem kompletten Aufbau und den jeweiligen E-Moduli in einem Scheiben-FE-Programm zu modellieren und daran z.B. die Betonrandspannungen mit den geplanten Versuchsziellasten (ohne Eigengewicht) mit und ohne Aufbau zu ermitteln. Der Teilverbund der Aufbauschichten wird dabei berücksichtigt, indem die Dichtungsschicht mit idealisiertem E-Modul ins Rechenmodell eingeführt wird (Steinborn, 1997). Es sollte dazu ein FE-Programm verwendet werden, das einfach zu bedienen ist und eine schnelle Parameteränderung zulässt.

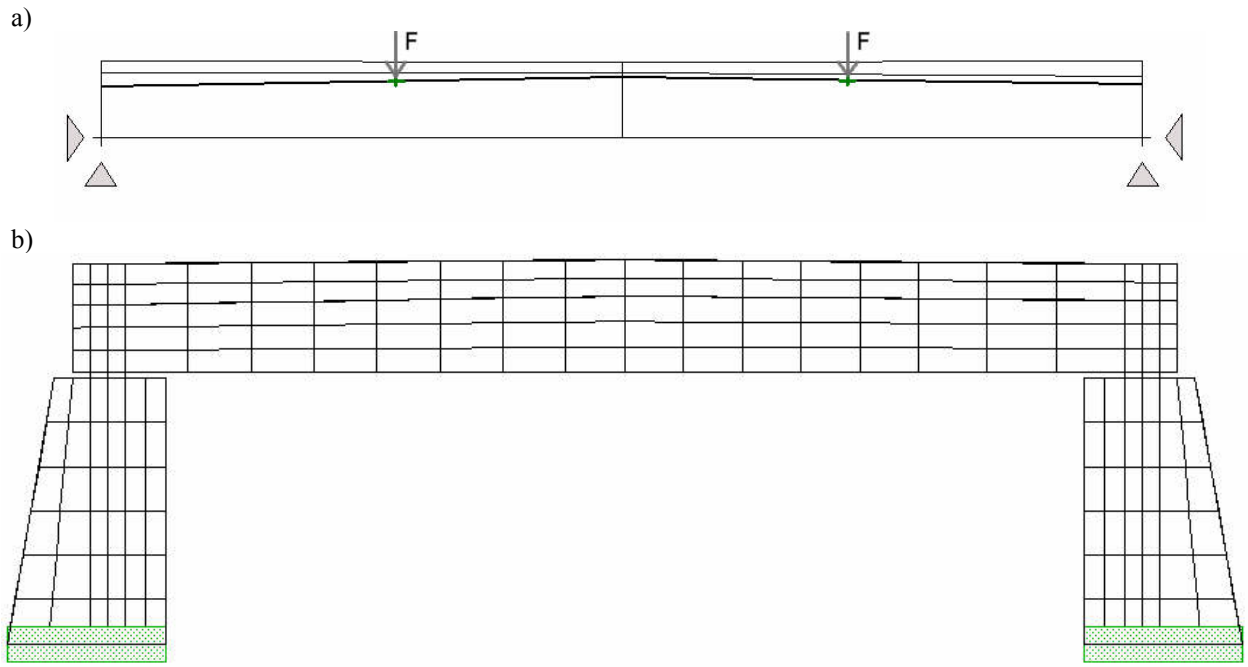


Bild 7-76 Systemvarianten möglicher Scheibenmodelle
a) Nur der Überbau (mittlerer Kräftekreislauf) mit modifizierten Randbedingungen
b) Überbau mit Widerlagern und Gründung (großer Kräftekreislauf)

Da nur die Verhältnisse der Bezugsgröße (hier: Betonzugspannungen) für die Überlastermittlung wichtig sind, ist ihr absoluter Betrag nur nachrangig von Interesse. Dennoch sollte versucht werden, die Randbedingungen so gut als möglich nachzubilden. Als Beispiel wird ein 1 m breiter Längsstreifen der Brückemitte Bad Sülze in einem Scheiben-FE-Programm der mb-software AG modelliert. Da die Lasten im mittleren Kräftekreislauf eingeleitet wurden, konnte in diesem Fall auf die Eingabe eines kompletten Systems einschließlich Auflager und Gewölbe verzichtet werden (Bild 7-76 a).

Werden die Betonrandspannungen in Feldmitte am statisch bestimmt gelagerten System berechnet, ergeben sich zu große Abminderungen (Bild 7-77). Wird das System dagegen an den Messungen am Bauwerk mit komplettem Fahrbahnaufbau kalibriert, indem die Randbedingungen so lange modifiziert werden, bis die Verformungen übereinstimmen, ergeben sich sehr gute Übereinstimmungen mit den 3D-Rechnungen. Der Einfluss des Gehwegbereichs kann am Scheibenmodell nicht nachgebildet werden, da er aus räumlichen Effekten stammt.

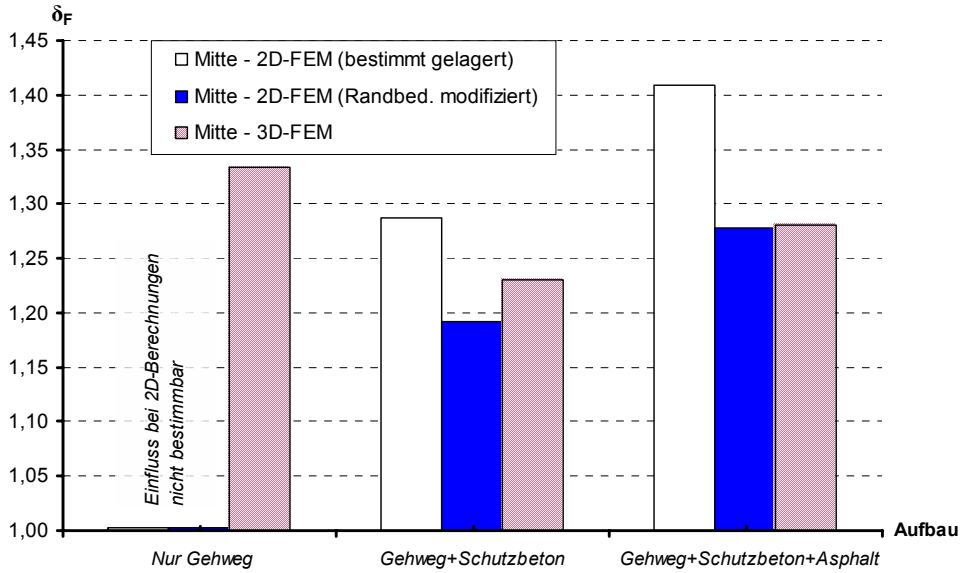


Bild 7-77 Überlastbeiwert δ_F Brücke Bad Sülze: Vergleich der 3D-FE-Rechnung (ANSYS) mit vereinfachten 2D-FE-Rechnungen (mb-software)

Es ist also möglich, im Vorfeld der Belastungsversuche den Einfluss der mittragenden Aufbauschichten an einem einfachen statischen System (Scheibenmodell) abzuschätzen. Während der Belastungsversuche kann durch Integration der erlangten Messwerte das System evaluiert, modifiziert und die Voraussage der Überlast notfalls korrigiert werden.

In dieser Arbeit wurden nur Plattenbrücken untersucht. Für andere Baukonstruktionen wie z.B. Hohlkasten- oder Plattenbalkenbrücken wird eine analoge Vorgehensweise empfohlen.

7.3 Handlungsempfehlung

Aus den Erfahrungen der Mitarbeit an 9 erfolgreichen Brückenbelastungsversuchen und dieser Arbeit kann folgende Vorgehensweise empfohlen werden:

Sichten der Bauwerksunterlagen

Die vorhandenen Bauwerksunterlagen (Brückenbuch, etc.) sind zu sichten und die vorhandenen Informationen aufzuarbeiten. Überschlägige Vorberechnungen geben Anhaltspunkte für die Versuchsplanung, z.B. über die ungefähr zu erwartende Versuchsziellast. Das grobe Konzept der Belastungsversuche sollte vor einem Ortstermin festgelegt sein, damit eventuelle Randbedingungen beim Ortstermin geklärt werden können.

Ortstermin

Beim obligatorischen Ortstermin sind die vorhandenen Zeichnungen zu kontrollieren oder zu ergänzen. Eventuell müssen Zeichnungen durch ein Aufmaß neu angefertigt werden. Neben der Aufnahme der Geometrien sind Schadensbilder wie Rissbildung oder Korrosion aufzuzeichnen und über die Baustoffe und –materialien möglichst viele Informationen zu sammeln. Es bieten sich dafür zerstörungsfreie, bzw. –arme Prüfungen (ZfP) an. Die Möglichkeiten und Methoden sind umfangreich im ZfP-Bau-Kompendium der Bundesanstalt für Materialforschung und Prüfung (BAM) (Schickert et al., 2002) und anderer Literatur beschrieben (Krieger, 1995), (Krieger et al., 1998). Nur die gängigsten Untersuchungen sollen kurz erwähnt werden:

- Bewehrungsdetektion/-scan mit entsprechendem Gerät (z.B. HILTI Ferroscan)
- Abschätzen der Betonfestigkeit (z.B. Rückprallhammerprüfung nach Schmidt)
- Bewehrungsaufschluss (Betonüberdeckung und Durchmesser) mit anschließender Bestimmung des Karbonatisierungsfortschritts durch 1%- Phenolphthaleinlösung
- Durchstrahlung zur räumlichen Ortung von Bewehrung (z.B. Gammamat)
- Impact-Echo oder Ultraschalluntersuchungen zur Schichtdickenbestimmung

Im Bedarfsfall können auch Materialproben wie z.B. Bohrkerne aus Beton oder Straßenaufbau entnommen werden. Ist der Austausch der Fahrbahndecke bereits geplant, sollte mit umfangreichen Probennahmen Schichtenfolge und –dicke genau bestimmt werden. An Proben bituminöser Belagsschichten können direkt am Bohrkern Prüfungen zur Bestimmung der Materialeigenschaften erfolgen (Junker, 1986).

Für den Einsatz des Belastungsfahrzeuges sind folgende Randbedingungen zu klären:

- Anfahrtsroute, Brückenüberfahrt der Zugmaschine
- Straßenlängsneigung (→ Abschaltwert der Belastungshydraulik/-überwachung)
- Positionen der Abstützungen (Eventuell ist ein Verfestigen des Straßenrandbereichs notwendig)
- Beschaffenheit möglicher Lasteinleitungsflächen
- Bei zusätzlicher Stahlballastierung: Aufbaumöglichkeiten des Krans, Bestimmung der maximal notwendigen Auslage
- Bei zusätzlicher Wasserballastierung: Gewässer oder Standleitungen zur Aufnahme von Wasser vorhanden?
- 32 A Stromversorgung für Fremdeinspeisung möglich?

Informationen zu Einsätzen des Belastungsfahrzeug und dessen Verfügbarkeit können zur Zeit unter www.belfa.de abgerufen werden.

Zur Bestimmung der wirklichen bzw. wirksamen Querbiegesteifigkeit bei Balkenreihenbrücken kann ein unlängst entwickeltes experimentelles Verfahren durch Eigenfrequenzmessungen herangezogen werden (Doko, 2000).

Vorberechnungen

In den Vorberechnungen sind die Versuchziellast, die Lasteinleitungspunkte sowie die daraus resultierenden Bauwerksreaktionen zu ermitteln. Hierzu sind statt aufwändiger FE-Berechnungen mit Volumenelementen auch vereinfachte Rechenannahmen ausreichend, sofern die reale Geometrie und Schichtzusammensetzung bekannt ist (Abschnitt 7.2). Die Materialkennwerte (E-Moduli) können ingenieurmäßig abgeschätzt werden. Mit den Ergebnissen der Vorberechnungen werden auch die Grenzwertkriterien nach (Richtlinie DAfStb, 2000) für die Belastungsversuche festgelegt.

Eine Softwareentwicklung zur Planung und Durchführung von Belastungsversuchen mit dem Belastungsfahrzeug wurde im Forschungsprojekt BELFA entwickelt und soll den planenden Fachingenieur zukünftig unterstützen (Steffens et al., 2002b). Es ist eine Schnittstelle vorgesehen, die einen Datenexport der Ergebnisse zum Bauwerks-Management-System (BMS) ermöglicht (Haardt, 1995).

Belastungsversuche

Während der Belastungsversuche können das System, bzw. die Randbedingungen anhand der Messwerte kalibriert und die Voraussage über die Höhe der Überlast evaluiert werden.

Die erforderliche Messtechnik ist dazu auf die Aufgabe abzustimmen. Für eine Systemidentifikation ist eine messtechnische Ausstattung der Auflager vorzusehen, um eine eventuell existierende Teileinspannung zu erfassen.

Verbundlösungen der Aufbauschicht(en) oder aber Rissbildung des Stahlbetons (Zustand II) bewirken ein Abflachen der Last-Verformungskurve. Die Ursache kann allein durch Verformungsmessungen nicht eindeutig identifiziert werden. Daher sollte begleitend immer die Schallemissionsanalyse eingesetzt werden, um Zustandsänderungen des Bauwerks zuordnen zu können.

Vorhandene und neue Risse müssen messtechnisch ausgestattet werden, um im Belastungsversuch keine Grenzwerte zu überschreiten. Angaben über weitere Grenzkriterien und ihre Erfassung sind in der Richtlinie enthalten (Richtlinie DAfStb, 2000).

Auswertung

Sofern notwendig, können nach Abschluss der Belastungsversuche weitere Überprüfungen erfolgen, z.B. mit genaueren Rechenverfahren oder aber durch ergänzende Ergebnisse von Materialentnahmen (E-Modulbestimmung).

Zum Tragsicherheitsnachweis ist in der Regel eine Extrapolation der Ergebnisse nicht notwendig, da die Versuchsziellast im Versuch einschließlich aller Sicherheitsbeiwerte aufgebracht wurde.

Die inhaltliche Gestaltung des Prüfberichts wird in der Richtlinie (Richtlinie DAfStb, 2000) empfohlen.

8 Zusammenfassung

Der experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Brückenbauwerken kommt bei rückläufigem Investitionsvolumen und wachsender Bereitschaft zur Ressourcenschonung eine bedeutende Rolle zu. Zur Erfüllung dieser Aufgabe ist neben geeigneter Belastungs- wie Messtechnik eine wissenschaftlich fundierte Methodik erforderlich.

Bisher wurde die Versuchslast entweder durch die Überfahrt mit schweren Fahrzeugen oder mit vor Ort montierten Stahlträgerfachwerken erzeugt. Beide Methoden haben bedeutende Nachteile. Die Verwendung der Stahlrahmen wurde wegen

- langer Straßensperrzeiten (halbseitig und ganz) und
- Durchbohrung der Dichtungsschicht zur Rückverankerung

nicht von allen Brückeneignern akzeptiert. Beide Beeinträchtigungen entfallen bei der Überfahrt mit schweren Fahrzeugen. Ohne Gefahr für Mensch und Bauwerk sind dann aber nur Versuche bis zum Gebrauchslastniveau ratsam. Zur Bestimmung der Tragsicherheit müssten die Ergebnisse extrapoliert werden. Dies ist meist nicht zulässig oder nicht möglich.

Eine Weiterentwicklung der Belastungstechnik war daher notwendig. Unter maßgeblicher Mitarbeit durch den Verfasser wurde ein spezielles Belastungsfahrzeug BELFA entwickelt, gebaut und erprobt, dessen wichtigste Eigenschaften hier aufgezählt werden:

- Belastungsversuche in einer Spur der Brückenklassen 12 bis 60 nach DIN 1072 (12.85)
- Selbstsicherndes Belastungsprinzip
- Kurze Straßensperrzeiten
- Variable Anpassung an Stützweiten $l \leq 18{,}00$ m durch stufenlose Teleskopierung
- Betrieb als Sonderfahrzeug ohne wesentliche Einschränkung im Straßenverkehr

Mit BELFA können Versuchslasten erstmals auch im großen Kräftekreislauf, d.h. zum Test des Gesamtsystems einschließlich Auflager- und Gründungssituation, aufgebracht werden.

Die Methodik des experimentellen Tragsicherheitsnachweises oberhalb der Grenze der Gebrauchstauglichkeit ist in Deutschland seit September 2000 durch die Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ legalisiert, die aus jahrelanger intensiver Forschungsarbeit hervorgegangen ist. Dort werden zu Einflüssen wie

- Aufbauschichten (Dichtung, Schutz-/Gefällebeton, Fahrbahnbeläge),
- Ausbildung der Kappen und Kragarme und
- Systemänderungen (Teileinspannung und Behinderung der Horizontalverschiebung der Auflager),

die das Versuchsergebnis verfälschen können, keine Angaben gemacht. Ihre Größenordnung konnte bisher vom Versuchsingenieur nur abgeschätzt werden. Sofern ihre Mitwirkung am Tragverhalten nicht dauerhaft vorhanden ist, muss ihr Einfluss während des Belastungsversuchs durch eine Überlast kompensiert werden. Die Größenordnung wird in

dieser Arbeit an Plattenbrücken untersucht und durch Auswertung mehrerer Belastungsversuche quantifiziert. Die Vorgehensweise ist auf andere Querschnittsarten übertragbar.

Grundlage der Auswertungen bildeten Belastungsversuche an einer Fertigteilträgerbrücke in Bad Sülze. Sie wurde in Zusammenarbeit mit dem Straßenbauamt Stralsund ausgesucht, da sie aufgrund von Schädigungen für den Abriss vorgesehen war. An ihr konnte der Einfluss der Aufbauschichten durch sukzessiven Rückbau des Straßenaufbaus erstmals messtechnisch erfasst werden. Mit Bruchversuchen am Gesamtsystem sowie an ausgebauten Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung wurden zusätzliche Informationen über das Tragverhalten gesammelt. Mit Hilfe der hybriden Statik, also der Evaluation und Modifikation von Rechnungen anhand experimentell erlangter Messwerte, konnte ein Modell des Brückenbauwerks mit 3D-Volumenelementen diskretisiert und daran Aufbauvariationen simuliert werden. Es stellte sich heraus, dass die Lagerbedingungen erheblich vom theoretischen Modell abweichen können und die Mitwirkung der Aufbauschichten die Betonzugspannungen als hier maßgebende Bezugsgröße bedeutend abmindern. Die Größenordnung kann je nach Rand- und Umgebungsbedingungen variieren. Bei den untersuchten Beispielen betrug die Abminderung bis zu 28%. Die Versuchsziellast muss entsprechend um eine Überlast erhöht werden, wenn im Belastungsversuch unabhängig vom Einfluss der Aufbauschichten die maßgebenden Beanspruchungen erzeugt werden sollen.

Bei genauem Aufmaß der Bauwerksgeometrie und der Schichtdicken ist ein ingenieurmäßiges Abschätzen der Materialkennwerte (E-Moduli) ausreichend, um die Überlast hinreichend genau zu ermitteln. Handlungsempfehlungen geben Hinweise zur generellen Vorgehensweise sowie für vereinfachte Rechenannahmen.

Da die Mitwirkung der Aufbauschichten stark von den Verbundeigenschaften abhängt, bleibt hier weiterer Forschungsbedarf. Zum einen betrifft dies die mögliche Verbesserung des Verbundes durch erhöhte Reibung bei konzentrierter Lasteinleitung (Bild 4-11), zum anderen sollte ausgelotet werden, ob die vorher getroffenen Annahmen im Belastungsversuch durch Messergebnisse (Form der Hysterese und Zeitstandskurve) verifiziert werden können.

Von großem weiterem Interesse ist auch die Frage der Restnutzungsdauer. Die einmalige experimentelle Bewertung der Tragsicherheit rechtfertigt im Einzelfall eine Angabe über einen Restnutzungszeitraum, der jedoch ebenso zu lang wie zu kurz prognostiziert werden kann.

Zur Förderung der Methode des experimentellen Tragsicherheitsnachweises besteht zudem weiterer Handlungsbedarf,

- die Bedarfsträger über Technik und Methodik zu informieren und
- eine Richtlinie für Belastungsversuche an Brücken zu erstellen.

9 Literatur

Ackermann, G.; DAfStb (Hrsg.):

Spannungsumlagerungen in Verbundquerschnitten aus Fertigteilen und Ortbeton statisch bestimmter Träger infolge Kriechen und Schwinden unter Berücksichtigung der Rissbildung. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 431, Berlin: Beuth Verlag, 1992

Baumann, Theodor, DAfStb (Hrsg.):

Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 217, Berlin: Beuth Verlag, 1972

Bassetti, A.; Bailey S. F.; Banz, A.:

Lastfaktoren für Eigenlast und Auflast zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Straßenbrücken. Zürich: VSS,1998 – Forschungsauftrag 86/94

Beal, D.:

Manual for Bridge Rating Through Load Testing. Research Results Digest Nr. 234. NCHRP Project 12-28(13)A, *November* 1998

Bolle ,G.:

Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen, Weimar, Bauhaus-Universität, Diss., 1999

Busch, Peter:

Probabilistische Analyse und Bewertung *der Tragfähigkeit historischer Steinbogenbrücken: ein Beitrag zur angewandten Zuverlässigkeitstheorie*. Dresden, TU, Diss., 1998

Curbach, M. ; Boesche, T. ; DAfStb (Hrsg.):

Verwendung von Bitumen als Gleitschicht im Massivbau. In: Schriftenreihe des DAfStb, Heft 485, Berlin: Beuth Verlag, 1998a

Curbach, M. ; Boesche, T. ; DAfStb (Hrsg.):

Versuche zur Eignung industriell gefertigter Bitumenbahnen als Bitumengleitschicht. In: Schriftenreihe des DAfStb, Heft 485, Berlin: Beuth Verlag, 1998b

Daschner, Ferdinand; Kupfer, Herbert; DAfStb (Hrsg.):

Durchlaufende Deckenkonstruktionen *aus Spannbetonfertigteilplatten mit ergänzter Ortbetonschicht*. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 340. Berlin: Ernst-Verlag, 1982

DIN 1045, Teil 1, 2001-07:

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Bemessung und Konstruktion

DIN 1055, Teil 100 März 2001:

Einwirkungen auf Tragwerke: Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln

DIN 1048, Teil 2 Juni 1991:

Prüfverfahren für Beton: Festbeton in Bauwerken und Bauteilen

DIN 1072, Dezember 1985:

Straßen- und Wegbrücken: Lastannahmen

DIN 1075, April 1981:

Betonbrücken: Bemessung und Ausführung

DIN 1076, März 1983:

Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen: Überwachung und Prüfung

Doko, Gilbert A.:

Zur Bestimmung der wirksamen Querbiegesteifigkeit massiver Straßenbrücken aus Balkenreihen im Gebrauchszustand. Hannover, Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Diss., 2000

Großmann, F.:

Bedingungen für die Anwendung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung im Brückenbau, Bundesanstalt für *Straßenwesen*. In: *VDI-Berichte Nr. 1196: Experimentelle Verfahren zur Lösung bautechnischer Aufgaben*. Gesa-Kolloquium Hannover, 8./ 9. Juni 1995. Düsseldorf: VDI Verlag, 1995, S. 91-100

Graf, Otto; Weil, Gustav; DAfStb (Hrsg.):

Decken aus Fertigbauteilen: Versuche über den Verbund zwischen Stahlbeton-Fertigbalken und Ortbeton. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 119. Berlin: Beuth Verlag, 1955

Gutermann, M.:

Standsicherheitsnachweis und Einstufungsberechnung für eine in Mecklenburg-Vorpommern bestehende Straßenbrücke unter Einbezug der Ergebnisse umfangreicher Belastungsversuche. Hannover, Universität, Diplomarbeit, 1998

Gutermann, M.:

Einsatzmöglichkeiten des Belastungsfahrzeuges. In: VDI-Tagungsbericht 1599. GESA-Symposium. Chemnitz, 2001

Gutermann, Marc; Steffens, Klaus:

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung einer Straßenbrücke in Ditzum. DGZfP-Berichtsband 66, Kongress Messe München, Januar 1999, S. 329 – 336

Haser, H.; BASt (Hrsg.):

Untersuchungen an Fertigteilbrücken BT 70/ BT 700. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 2. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1993

Haardt, P.; BASt (Hrsg.):

Konzeption eines *Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 25. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1999

Härtl, F.; Wange, H.; Kreisel, T.:

Mitwirkung von Deckschichten auf Stahlbetonkonstruktionen. Leipzig: Hochschule für Technik Wirtschaft und Kultur, FB Bauwesen, Diplomarbeit, 1995

Iványi, G.; Buschmeyer, W.:

Beurteilung älterer Betonbrücken – Erfordernis von Belastungsversuchen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996a), Heft 1/2, S. 1-6, 37-40

Iványi, G.; Schautes H.; Buschmeyer, W.:

Verstärkung älterer Betonbrücken durch zusätzliche Betonstahlbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996b), Heft 6, S. 132-137

Junker, Jürg P.:

Entwicklungen zur Bestimmung mechanischer Materialkennwerte an bituminösen Baustoffen, insbesondere an Asphalt. Zürich, ETH, Diss., 1986

Kapphahn, G.:

Messtechnische *Grundlage der Schallemissionsanalyse als Prüfverfahren an nichtmetallischen Baustoffen*. TH Leipzig, Diss., 1991

Kapphahn, G.; MFPA Leipzig (Hrsg.):

Belastungsversuche *an einer Straßenbrücke über die Recknitz bei Bad Sülze, ASB Nr. 1841:501*. Thema 15073. Leipzig: MFPA, 1999

Kaschner, Rolf; BASt (Hrsg.):

Zur Nutzungserweiterung bisher in Brückenklasse 30,45 oder 60 eingestufter Fertigteilbrücken BT 50/70 bzw. BT 500/70–. – Abschlussbericht. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1997

Kaschner, Rolf; BASt (Hrsg.):

44t – Fahrzeugkombinationen, Auswirkungen *auf Straßenbrücken der Fertigteilsortimente BT 50/70 bzw. BT 500/70*–. – Stellungnahme. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1998

Kordina, Karl:

Probebelastung von *bestehenden* Bauwerken. In: *Bautechnik* 73 (1996), Heft 1, S. 2-7

König, G.; Viet Tue N.; Bauer T.; Pommerening D.; DAfStb (Hrsg.):

Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 469. Berlin: Beuth Verlag, 1996

Krieger, Jürgen; BASt (Hrsg.):

Anwendung von *zerstörungsfreien Prüfmethoden bei Betonbrücken*: *Literatursichtung*. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1995

Krieger, Jürgen; Rath, Edmund; BASt (Hrsg.):

Untersuchung am Brückenbelag einer orthotropen Fahrbahnplatte. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Brücken- und Ingenieurbau, B 8. Bremerhaven, Wirtschaftsverlag NW, 1995

Krieger, Jürgen; Krause, Martin; Wiggenhauser, Herbert; BASt (Hrsg.):

Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethoden für Betonbrücken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Brücken- und Ingenieurbau, B 18. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1998

Ladzinska-Depko, M.:

Untersuchungen an Straßenkonstruktionen mit Deckschichten aus Pflastersteinen. Poznan: Wydawnictwo Politechniki Poznanskiej, 1994

Leonhard Andrä Partner GmbH (Hrsg.):

44t-Fahrzeugkombinationen auf Brücken. Stuttgart: Leonhardt, Andrä und Partner GmbH. – Forschungsbericht FE-Nr. 15.287/1997/FR

Lichtenstein, A. G.:

Bridge Rating trough Nondestructive *Load Testing.* Technical Report, NCHRP Project 12-28(13)A, 06.1993

Lierse, J.:

Dehnungs- und *Durchbiegungsmessungen* an Massivbauwerken. Düsseldorf: Werner Verlag, 1980

Maske, M.; Meichsner, H.; Schubert, L.; MPA (Hrsg):

Riss- und Verformungsverhalten *von vorgefertigten Spannbetonträgern unter Betriebsbedingungen bei besonderer Berücksichtigung des Betonalters.* Wissenschaftliche Beiträge der MFPA Leipzig e.V., Heft 7. Leipzig: MFPA, 2000

Manleitner, S.; Opitz, H.; Steffens, K.:

Belastungsversuche an Betonbauwerken. Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), Heft 7, S. 488-494

MFPA Leipzig (Hrsg.):

Bestimmung *des pH-Wertes sowie des Chlorid-, Sulfat- und Nitrat-Gehaltes von Betonproben.* Untersuchungsbericht Nr. UU I/01-818. Leipzig: MFPA, 2001

Miyamoto, Avaho; Morikawa, Hidenorim; Takeuchi, Kazuyoshi:

Field Testing and Safety Evaluation of Concrete Bridges. In: *IABSE Report Vol. 67*, IABSE Colloqium, Copenhagen 1993, ISBN 3-85748-078-5

MPA Bremen (Hrsg.):

Ermittlung der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit an zylinderförmigen Probekörpern. Bremen: MPA. Prüfungszeugnis Nr. M 20613–00, 2000

Müller, G.; Groth, C.

FEM für Praktiker. Die Methode der Finiten Elemente mit dem FE-Programm ANSYS. Renningen: expert-Verlag, 1997

Naumann, F. (Hrsg.):

Carl Julius von Bach (1847-1931). Pionier-Gestalter-Forscher-Lehrer-Visionär. Stuttgart: Wittwer Verlag, 1998

Opitz, Heinz:

Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und *Spannbeton*. Dresden, TU, Habil.-Schrift, 1992

Opitz, Heinz:

Zur experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit von Bauwerken aus Stahl- und Spannbeton in situ. In: *Festschrift Günter Zumpe*, TU Dresden, Mai 1994, S. 154 – 166

Opitz, Heinz:

Tragfähigkeitsbewertung bestehender Massivbrücken durch Belastungsversuche. In: *Wiss. Zeitschrift der TU Dresden* 47 (1998), Heft 5/6, S. 119-124

Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K.:

Das Belastungsfahrzeug BELFA für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken und Abwasserkanälen. In: *Bautechnik* 78 (2001), Heft 6, S. 2-8

Quade, J:

Vorstellung eines Krümmungs-Dehnungs-Aufnehmers. In: *VDI-Berichte Nr. 882*. Düsseldorf: VDI Verlag, 1991, S. 53-61

Quade, J.; Tschötschel, M.:

Experimentelle Baumechanik. Berlin, Werner Verlag, 1993

Pust, Gerd-Jürgen:

Ein Beitrag zum Tragverhalten von ortbetonverstärkten Balkenreihenbrücken. Dresden, TU, Diss., 1973

Reche:

Forschungsauftrag zum Entwurf einer Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteil-Trägern mit Ortbeton-Ergänzung, Entwurfsbüro für Straßenwesen, Potsdam-Babelsberg 1956

DAfStb (Hrsg.):

DAfStb-Richtlinie: *Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken*. (September 2000)

Rohrbach, Christoph:

Handbuch für experimentelle Spannungsanalyse. Berlin: Springer Verlag, 1989

Rombach, G.

Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau, Fehlerquellen und Ihre Vermeidung. Berlin: Ernst & Sohn Verlag 2000,

Romeo, I.:

Studie über die Tragsicherheit von Straßenbrücken beim Befahren durch das Belastungsfahrzeug BELFA. Bremen: Hochschule, FB Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, 2000

Rüsch, Jungwirth:

Stahlbeton, Spannbeton. Band 2: Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Düsseldorf: Werner-Verlag

Schäfer, H. G. u.a.; DAfStb (Hrsg.):
Verstärken von Betonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb Heft 467. Berlin: Beuth Verlag, 1996a

Schäfer, H. G. ; Block, K ; Drell, E. ; DAfStb (Hrsg.):
Oberflächenrauheit und Haftverbund. In: *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 456, Berlin: Beuth Verlag, 1996b

Schäfer, H. G. ; Schmidt-Kehle, W. ; DAfStb (Hrsg.):
Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung. In: *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 456, Berlin: Beuth Verlag, 1996c

Schäfer, H. G. ; Schmidt-Kehle, W. ; DAfStb (Hrsg.):
Zur Oberflächenrauheit von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung. In*: Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 456, Berlin: Beuth Verlag, 1996d

Scheer, J.:
Versagen von Bauwerken: Ursachen, Lehren. Bd. 1: *Brücken.* Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2000

Scheibe, Ch.:
Untersuchungen zum Einsatz des TCA 2003 für Belastungsversuche. Dresden, Technische Universität, Diplomarbeit, 2001

Schickert, G; Henschen, J.; Krause, M.; Maierhofer, Ch.; Weise, F.; Wiggenhauser, H.; Borchardt, K.; BAM (Hrsg):
ZfPBau-Kompendium. Neuauflage 1999. Version: 19.06.2002. URL http//:
www.bam.de/service/publikationen/zfp_kompendium/titelseite.html. Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)

Schlaich, J.:
Gewölbewirkung in durchlaufenden Stahlbetonplatten. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 11 u. 12., 1964, S. 250-256, S. 280-285

Schneider, H.:
Tragfähigkeit und Verformungsmodul von Mauerwerk mit neuen Mörtelgruppen. Forschungsbericht. Stuttgart, 1978

Schmidt, H.; Opitz, H.:
Zur experimentellen Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke aus Stahl- und Spannbeton. In: *Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden* 42 (1993), Heft 1, S. 5-12

Schwesinger, P ; Thor, B.:
Verfahrens- und bauwerksbezogene Erfahrungen aus den Thüringer BELFA-Pilotobjekten Thalbürgel und Kleinmölsen. DGZfP-Berichtsband 76, Fachtagung Bauwerksdiagnose Leipzig, Oktober 2001

Smoltczyk, U. (Hrsg.):
Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, Fünfte Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 1997

Sommer, R.:
Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. Essen, Universität, Diss., 1993

Späthe, Gerhard:
Statisches Verhalten schiefer Balkenreihen (Fertigteilbrücken). Forschungsabschlussbericht, Magdeburg 1968

Späthe, Gerhard; Leiser, Kurt:
Schiefe Brückentragwerke aus Balkenreihen, Bauakademie der DDR. Bauinformation, Berlin 1969

Späthe, Gerhard:
Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Wien ; New York : Springer, 1992

Stamm, Conrad:
Brückeneinstürze und ihre Lehren. Mitteilung aus dem Institut für Baustatik Nr. 24. Zürich: Technische Hochschule, 1952

Steffens, K.; Tschötschel M.; Ehmann R.; Opitz H.; Quade J.; Schwesinger P.:

Mess- und Versuchstechnik beim Tragfähigkeitsnachweis der Baiersdorfer Brücke über den Main-Donau-Kanal. In: Messtechnische Briefe 30 (1994), Heft 2, S. 25-31

Steffens, K.; Tschötschel, M.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.:

Measurement and testing techniques used in verifying the load-bearing capacity of a bridge over the Main-Danube Canal. In: *Applied Measurement* Vol. 9 (1995a), No. 2, pp. 25-31

Steffens, K. (Hrsg.):

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Bremen: Hochschule Bremen 1995b (Eigenverlag). - Abschlußbericht EXTRA I. BMFT-Kooperatives Forschungsprojekt 13-RG 9116

Steffens, K.; Bucher, Chr.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.:

EXTRA II – Pilotobjekt Weserwehrbrücken Drakenburg. Experimentelle Standsicherheitsbewertung von Massivbrücken. In: *Bautechnik* 74 (1997), Heft 5, S. 301-319

Steffens, K. (Hrsg.):

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung. Bremen: Hochschule Bremen 1999a (Eigenverlag). - Abschlußbericht EXTRA II. BMBF- Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6

Steffens, K.; Biel, P.; Gutermann, M.; Malgut, W.; Wolters, P.:

Belastungsversuche und Systemidentifikation an der Brücke über den Banzkower Kanal in Tuckhude. Bremen: Hochschule, 1999b. IFES-Bericht Nr. 9817, unveröffentlicht

Steffens, K.; Biel, P.; Gutermann, M.; Schröder, C.; Wolters, P.:

Belastungsversuche einer Straßenbrücke über die Recknitz bei Bad Sülze. Bremen: Hochschule, 2000a. IFES-Bericht Nr. 9914/1, unveröffentlicht

Steffens, K.; Biel, P.; Gutermann, M.; Schröder, C.; Wolters, P.:

Belastungsversuche an ausgebauten BTB 46.1-Trägern der Straßenbrücke über die Recknitz bei Bad Sülze. Bremen: Hochschule, 2000b IFES-Bericht Nr. 9914/2, unveröffentlicht

Steffens, K.; Biel, P.; Gutermann, M.; Malgut, W.; Schröder, C.; Wolters, P.:

Belastungsversuche an der Straßenbrücke über Eldefreilauf bei Neu Kaliß. Bremen: Hochschule, 2001. IFES-Bericht Nr. 0101, unveröffentlicht

Steffens, K. (Hrsg.):

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken: Grundlagen und Anwendungsbeispiele, Bauingenieurpraxis. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2002a. - ISBN 3-433-01748-4

Steffens, K. (Hrsg.):

Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges. Bremen: Hochschule Bremen 2002b (Eigenverlag). - Abschlußbericht BELFA. BMBF- Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9901/0

Steinborn, Susanne:

Analyse von Verformungen und Rissbildung bei Straßenbelägen durch Finite-Element-Methoden. - Forschungsbericht 218 BAM. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1997

Stiglat, K.:

In eigener Sache: Pfusch u.a.. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996), Heft 12, S. 285

Stoffel, P.:

Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetonbauten. Zürich, IBK-Bericht Nr. 251. Basel: Birkhäuser, 2000

TGL 33407/04, Nov 1986:

Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit experimenteller Erprobung, Bauwerke, Bauwerksteile

VEB (Hrsg):

Statische Untersuchung einer Verbundkonstruktion aus vorgespannten Fertigteilträgern und Ortbeton. VEB Typenprojektierung bei der Deutschen Bauakademie. Berlin 1959

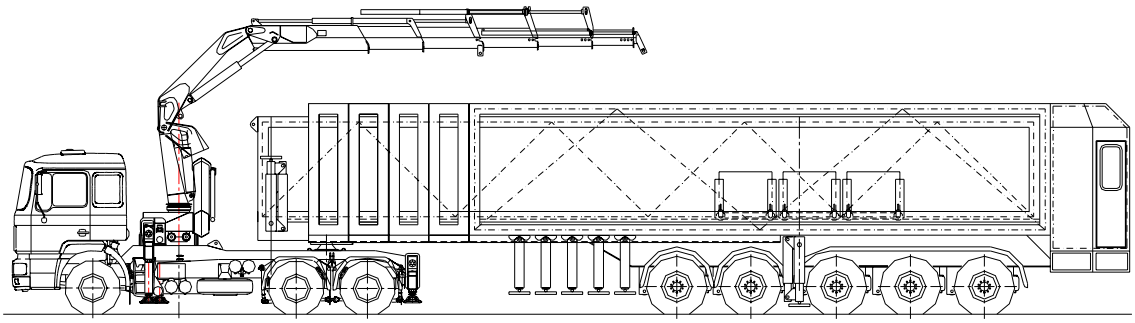
VEB (Hrsg):

Typenbauelementekatalog Fertigbauteilträger für Straßenbrücken Stützweiten 3000 bis 13500 mm, Informationskatalog. VEB Typenprojektierung bei der Deutschen Bauakademie. Berlin 1964

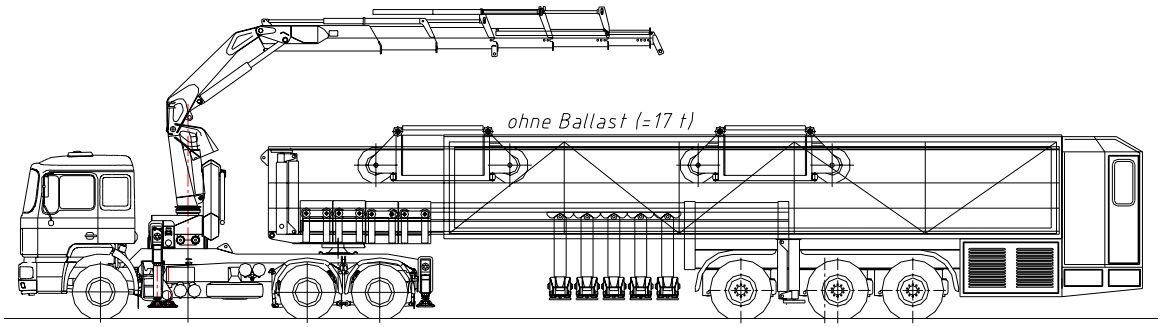
Zwicky, D.; Vogel, T.:

Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern. Zürich, IBK-Bericht 258. Basel: Birkhäuser, 2000

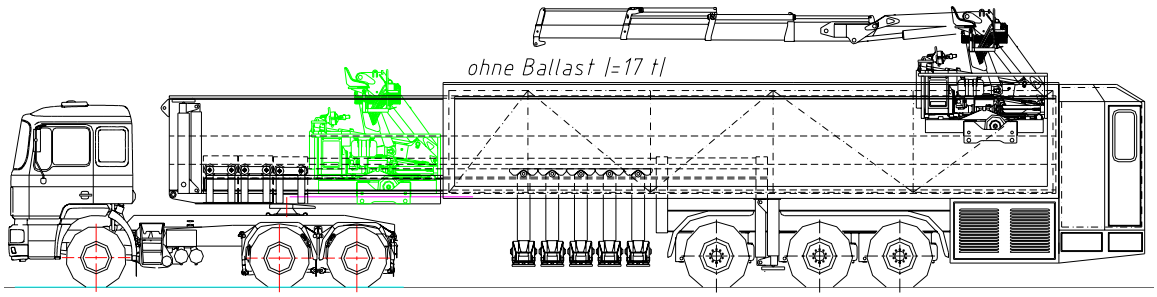
10 Anlagen



A 1-1: Erster Entwurf mit Sattelzugmaschine als Mobilkran und 8 Achsen (L = 21,1 m; G = 77,5 t)

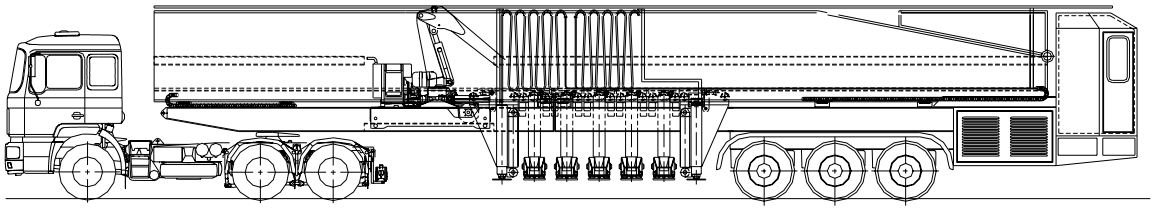


A 1-2: Zweiter Entwurf mit 6 Achsen (L = 16,3 m; G = 43 t)

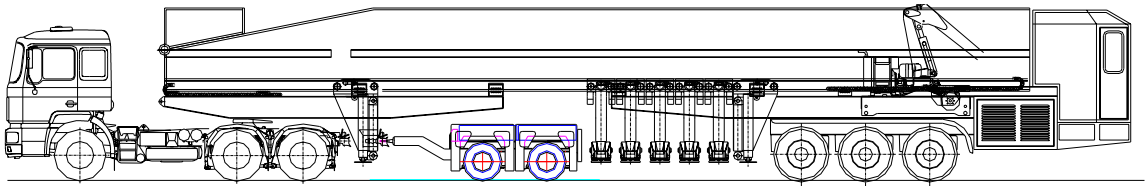


A 1-3: Dritter Entwurf mit Bordkran (L = 20 m; G = 58 t)

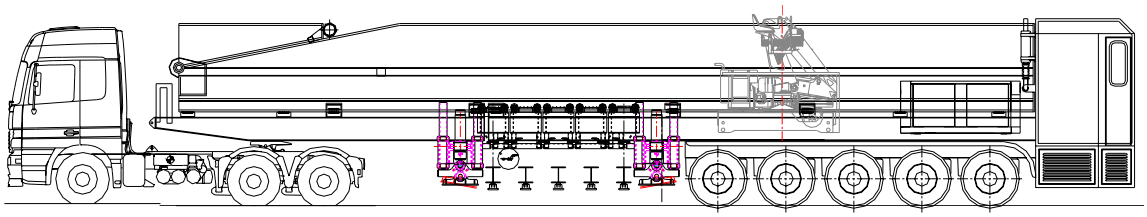
Anlage A 1: Entwicklungsstufen des Belastungsfahrzeuges



A 1-4: Vierter Entwurf mit stufenlos verstellbaren Abstützungen (L = 21,0 m; G = 43 t)



A 1-5: Fünfter Entwurf mit Ballastanhänger für zusätzliches Prüfgewicht (L = 23,0 m; G = 72 t)



A 1-6: Ausgeführter Entwurf (L = 22,5 m; G = 80 t)

Anlage A 1: Entwicklungsstufen des Belastungsfahrzeuges

Brückentyp	**Brückendaten**	**Fahrbahnaufbau**	**Überlastbeiwert δ (maßgeblicher Ort)**	**Korrekturbeiwert ς**
Plattenbrücke	Ort: Bad Sülze Stützweite: l = 12 m Querschnitt: BTB 46.1 Träger, b = 9,7 m	Hartgussasphalt Schutzbeton Dichtung Gefällebeton (Ortbeton) Fertigteil	δ_F = 1,27 δ_{ges} = 1,09 (Querschnittsmitte)	$0,99 < \varsigma_{F,Sb} < 1,01$ $0,85 < \varsigma_{F,Gw} < 1,02$ $0,95 < \varsigma_{F,Fb} < 1,07$ $0,76 < \varsigma_{ges} < 1,18$
Plattenbrücke	Ort: Tuckhude Stützweite: l = 7,2 m Querschnitt: BTB 58.2 Träger, b = 7,4 m	Hartgussasphalt Kleinpflaster Schutzbeton Dichtung Gefällebeton (Ortbeton) Fertigteil	δ_F = 1,24 δ_{ges} = 1,13 (Querschnittsmitte)	$1,00 < \varsigma_{F,Sb} < 1,01$ $1,00 < \varsigma_{F,Gw} < 1,15$ $0,96 < \varsigma_{F,Kp} < 1,03$ $0,88 < \varsigma_{F,Fb} < 1,08$ $0,85 < \varsigma_{ges} < 1,29$
Plattenbrücke	Ort: Neu Kaliß Stützweite: l = 9,24 m Querschnitt: Stahlbeton, b = 8,0 m	Hartgussasphalt Schutzbeton Dichtung Stahlbeton	δ_F = 1,23 δ_{ges} = 1,10 (Plattenränder)	$1,00 < \varsigma_{F,Sb} < 1,01$ $0,97 < \varsigma_{F,Gw} < 1,01$ $0,91 < \varsigma_{F,Fb} < 1,03$ $0,88 < \varsigma_{ges} < 1,05$
…				

Anlage A 2: Übersicht der Ergebnisse der untersuchten Brücken

11 Danksagung

Diese Arbeit wäre ohne die tatkräftige Unterstützung vieler hilfsbereiter Personen nicht realisierbar gewesen. Ich möchte an dieser Stelle allen herzlich für ihre Unterstützung, Diskussionsbereitschaft und Aufmunterungen danken, die mir während meiner Promotion zuteil wurden:

Prof. Dr.-Ing. K. Steffens und Prof. Dr.-Ing. habil. H. Opitz für die Begleitung und Förderung dieser Arbeit, Prof. Dr. sc. techn. J. Quade für viele gute Anregungen, Prof. Dr.-Ing. V. Slowik für die Hilfestellung zur fehlerfreien Übersetzung. Dipl.-Ing. P. Biel-Soro, Herrn L. Eike, Dr.-Ing. L. Fiedler, Dipl.-Ing. D. Kahl, Dr. rer. nat. G. Kapphahn, Dipl.-Ing. W. Malgut, Dipl.-Ing. C. Schröder und Dipl.-Ing. P. Wolters für Rat und Tat bei Vorbereitung, Durchführung und Aufbereitung der Messungen und besonders für die zum Teil kräftezehrende Arbeit auf den Baustellen. Frau Röwer für Tipps zur Textverarbeitung.

Meiner Frau und Familie, die mich stets unterstützt haben, danke ich mit den Worten Ciceros: „amicus certus in re incerta cernitur!“