

# Die Eisenbahnbrücken des Lehrter Bahnhofs in Berlin – Ein ganzheitliches Berechnungskonzept

Dr.-Ing. M. Ducke, Dr.-Ing. U. Eckstein und Dr.-Ing. U. Montag

Krätzig & Partner Ingenieurgesellschaft mbH, Buscheyplatz 11-15, 44801 Bochum

## 1 EINLEITUNG

Der Komplexität moderner Brückenbauwerke scheinen die üblicherweise verwendeten Berechnungsmodelle oft nicht angemessen. Tragwerksberechnungen basieren in vielen Fällen noch auf der Vorgehensweise, das Brückenbauwerk in Einzelbauteile zu zerlegen und mit unterschiedlichen Teilmodellen zu behandeln. Das erscheint, auch vor dem Hintergrund ständig wachsender Rechnerleistung, oft nicht mehr zeitgemäß.

Der vorliegende Beitrag stellt ein ganzheitliches Berechnungskonzept vor, welches auf der Basis eines einzigen FE-Modells die Berechnung des Gesamtbauwerks erlaubt. Damit wird neben der Zustandsgrößenberechnung für alle Bauteile auch die Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen bis hin zu detaillierten Nachweisen wie zur Beschränkung der Rissbreite durchgeführt.

Das Berechnungskonzept wurde für die Genehmigungsplanung der Eisenbahnüberführung des neuen Lehrter Bahnhofs in Berlin angewendet und soll an diesem Beispiel demonstriert werden.

## 2 BESCHREIBUNG DES BAUWERKS

Nördlich des Berliner Regierungsviertels wird mit dem neuen Lehrter Bahnhof der größte Kreuzungsbahnhof Europas errichtet. Die in Nord-Süd-Richtung verlaufende Fern- und Regionalbahn mit 8 Gleisen liegt 15 m unter der Erde. Die überirdische Ost-West-Trasse mit ihren 6 Gleisen verläuft über 4 parallele Brückenzüge 9 m über der Erde. Die Gesamtlänge der neuen Brücken im Bahnhofsbereich beträgt ca. 440 m, die größte Gesamtbreite ca. 70 m.

In diesem Bereich werden 15 im Grundriss gekrümmte Brücken errichtet. Die Anzahl der Felder variiert zwischen 4 und 10, die Feldweiten betragen zwischen 6 m und 29 m. Im westlichen Bereich sind die Brücken flach bzw. auf den Wänden eines kreuzenden Bundesstraßentunnels der B 96 gegründet.

Die Stahlbetonüberbauten - zweistegige Plattenbalken mit gewölbartiger Untersicht - werden von Stahlrohrstützen getragen. Die Aufnahme von Horizontalkräfte erfolgt durch vorgespannte Kreuzverbände. Im Osten liegen die Überbauten auf Stahlbetonstützen des Bahnhofsgebäudes. Im Kreuzungsbereich mit der Nord-Süd-Trasse werden die hier längs vorgespannten Überbauten von 22 m hohen Stahlstützen getragen, die aus jeweils vier Rohren bestehen und sich oben baumartig aufweiten.

Neben dem Zugverkehr müssen die Brücken auch die Bahnsteige sowie ein Glasdach tragen, das mit einer Spannweite von bis zu 70 m die Gesamtbreite der 4 Brückenzüge überspannt und, einschließlich des Dachteils auf der im Osten angrenzenden Humboldthafenbrücke, ca. 450 m lang ist. Die Bilder 1 bis 3 zeigen Ansichten des neuen Lehrter Bahnhofs sowie Schnitte durch die Brückenbauwerke im „normalen“ Bahnhofsbereich und im Kreuzungsbereich mit der Nord-Süd-Trasse.

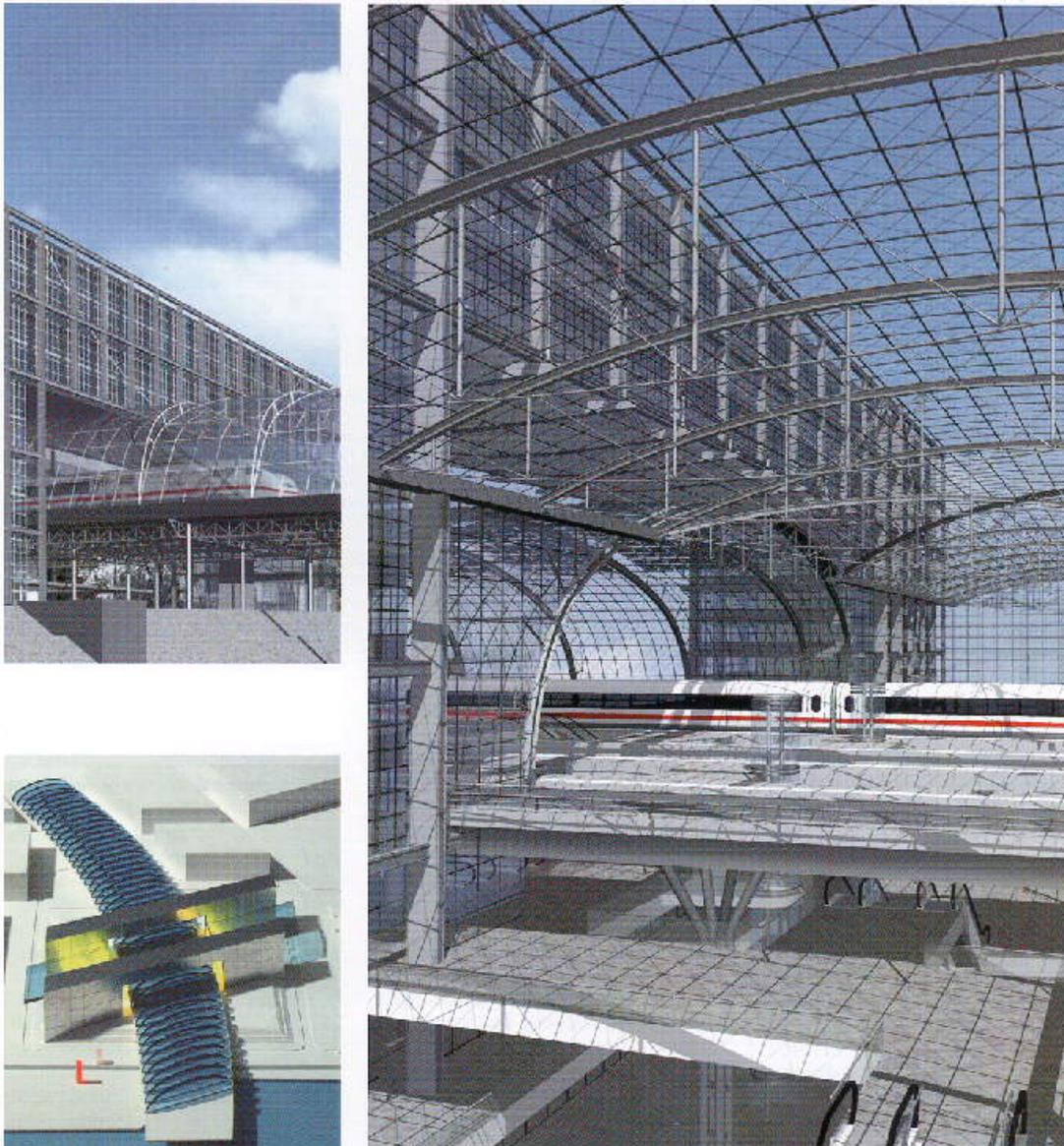


Bild 1: Ansichten des neuen Lehrter Bahnhofs

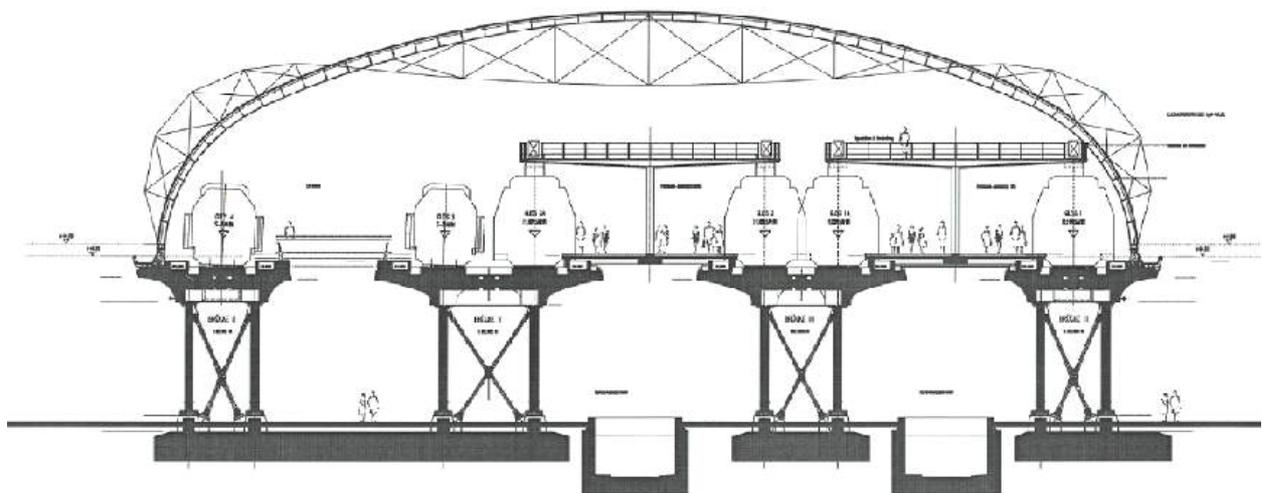


Bild 2: Schnitt durch die Eisenbahnüberführung bei Achse 29

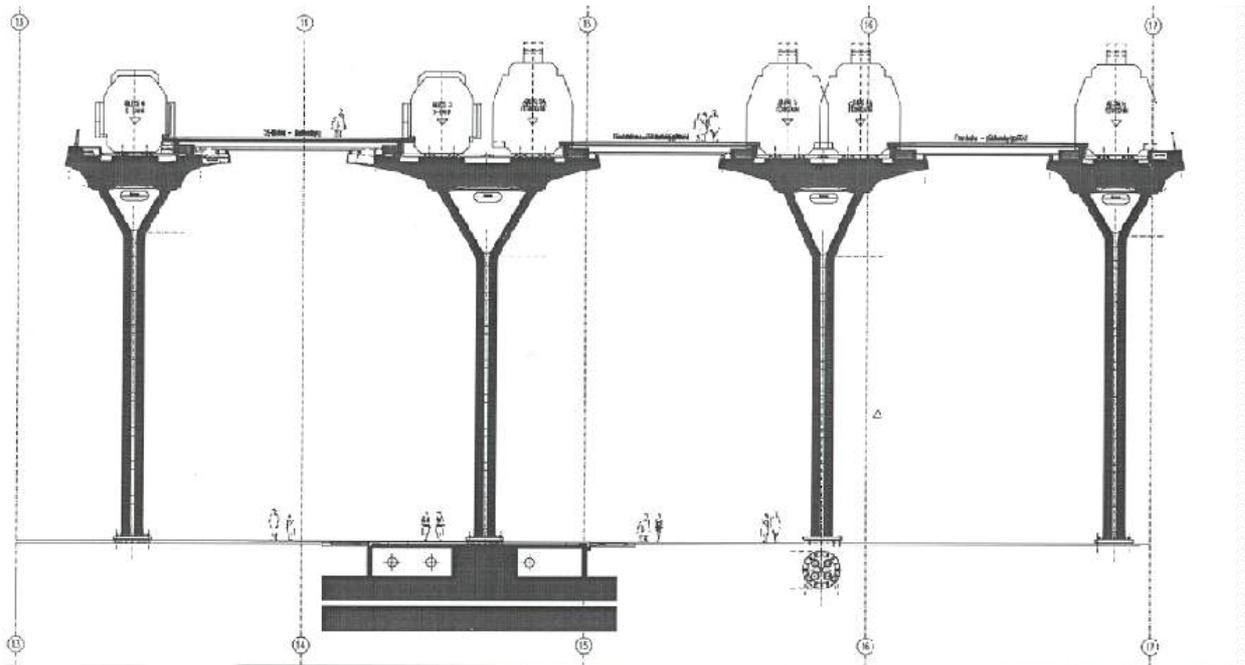


Bild 3: Schnitt durch die Eisenbahnüberführung bei Achse 06

## Beteiligte:

Bauherr

DBProjekt GmbH Knoten Berlin

Entwurf

von Gerkan, Marg und Partner Hamburg

Vorstatik

Schlaich Bergemann und Partner Stuttgart

Ausführung

ARGE Lehrter Bahnhof Los 1.4

Genehmigungsplanung

Krätzig &amp; Partner Ingenieurgesellschaft mbH Bochum

Ausführungsplanung

Lindschulte &amp; Partner Nordhorn

### 3 Beschreibung der Diskretisierung und des Elementmodells

Grundsätzliches Ziel bei der Wahl des Berechnungsmodells war, möglichst das gesamte Bauwerk wirklichkeitsnah mit einem integralen Finite-Element-Modell zu erfassen. Dieses Ziel wurde mit einem Modell je Brückenbauwerk erreicht, das Baugrund, Fundamente, Stützen und Diagonalen sowie den Überbau umfasst. Die Interaktion zwischen den einzelnen Brückenbauwerken infolge ihrer Verbindung über gemeinsame Fundamente und Horizontalkraftkopplungen wurde durch Federn realisiert.

Die numerische Simulation des Verformungs- und Spannungsverhaltens des Tragwerkes erfolgt mit Hilfe des Finite – Element - Systems FEMAS 2000 (Beem 1996), welches durch die Krätzig & Partner Ingenieurgesellschaft mbH in Zusammenarbeit mit dem Institut für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum entwickelt wurde.

Das hier berechnete Tragwerksverhalten wird, wie in der Brücken-Entwurfspraxis üblich, als linear elastisch idealisiert.

Die Diskretisierung der Stützen und Diagonalen erfolgt mit räumlichen Balkenelementen, vorhandene Gelenke werden durch Kondensation der Freiheitsgrade der Balkenelemente eingeführt. Zur exakten Abbildung der Stützen- und Diagonalenlängen und der Neigungswinkel der Diagonalen sind Kopperelemente zwischen den Endpunkten der Stahlteile (Stützenflansche und Diagonalenankerplatten) und den Mittelflächen der Überbauten und Fundamente notwendig. Dazu werden in der Berechnung sehr steife Balkenelemente eingesetzt.

Die Überbauten werden mit exzentrischen Flächenelementen (offset), die auf einer Reissner-Mindlin-Schubverzerrungstheorie basieren, diskretisiert. Diese Elemente werden in bezug auf die Mittelfläche des Gesamtquerschnitts (RF) senkrecht zu ihrer Mittelfläche verschoben und ermöglichen so eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Querschnittsform. Das Elementkonzept ist isoparametrisch; zur Beseitigung von „Shear – Locking - Phänomenen“ wurde eine „Assumed – Strain - Technik“ eingesetzt (siehe Bild 4).

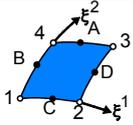
	Isoparametrisches Assumed-Strain Schalenelement Finiter Rotationen T5 - IASE4 
	Konstante Schubverzerrungstheorie ( T5 )
Freiheitsgrade	$\Delta X_i, \Delta \psi_a$ 5 x 4
Interpolation für $\Delta X_i, \Delta \psi_a$	Bilineare Polynome
Integrationspunkte	2 x 2
Interpolation für $\bar{\gamma}_a$	$\gamma_1 = \xi^2 \cdot \gamma_1^A + (1 - \xi^2) \gamma_1^C$ $\gamma_2 = \xi^1 \cdot \gamma_2^D + (1 - \xi^1) \gamma_2^B$
Berücksichtigung der Elementexzentrizität	$\bar{N}^{(\alpha\beta)} = C^0 \alpha \beta \rho \lambda^+ \alpha_{(\rho\lambda)}^+ + C^1 \alpha \beta \rho \lambda^+ \beta_{(\rho\lambda)}^+$ $\bar{M}^{(\alpha\beta)} = C^1 \alpha \beta \rho \lambda^+ \alpha_{(\rho\lambda)}^+ + C^2 \alpha \beta \rho \lambda^+ \beta_{(\rho\lambda)}^+$

Bild 4: Theoretische Grundlagen des Elementes T5-IASE4

Die konstanten Elementdicken werden mit Hilfe eines Querschnittswerteprogramms aus den gewölbten Querschnittsverläufen des Entwurfs so ermittelt, dass die Trägheitsmomente und Querschnittsflächen praktisch gleich sind (Bild 5). Die Abbildung der Grundrissgeometrie erfolgt feldweise mit Hilfe eines quadratischen Polynoms, welches direkt durch die Stützenkoordinaten (Söldernetz 88, Berlin) sowie die Entwurfsradien der Gleise festgelegt wird. Die Steifigkeit der Flächenelemente wird durch die Angabe des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl des verwendeten Betons festgelegt. Darüber hinaus können die einzelnen Terme des Elastizitätstensors modifiziert werden, d.h. Dehn- und Schubsteifigkeit sowie Biege- und Drillsteifigkeit können richtungsabhängig reduziert werden.

Der Einfluss angrenzender Bauteile wird durch charakteristische Federkennwerte oder - wenn es die Genauigkeit erfordert - ihre Mitnahme im FE-Modell erfaßt. Das Bild 6 zeigt das FE-Modell des eingleisigen Brückenbauwerks 08 mit der Diskretisierung des darunter liegenden Tunnelsegments der Bundesstraße B 96.

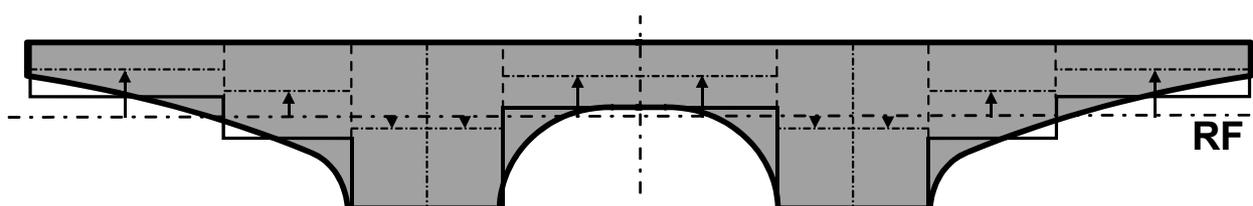


Bild 5: Typische Diskretisierung eines Überbauquerschnittes

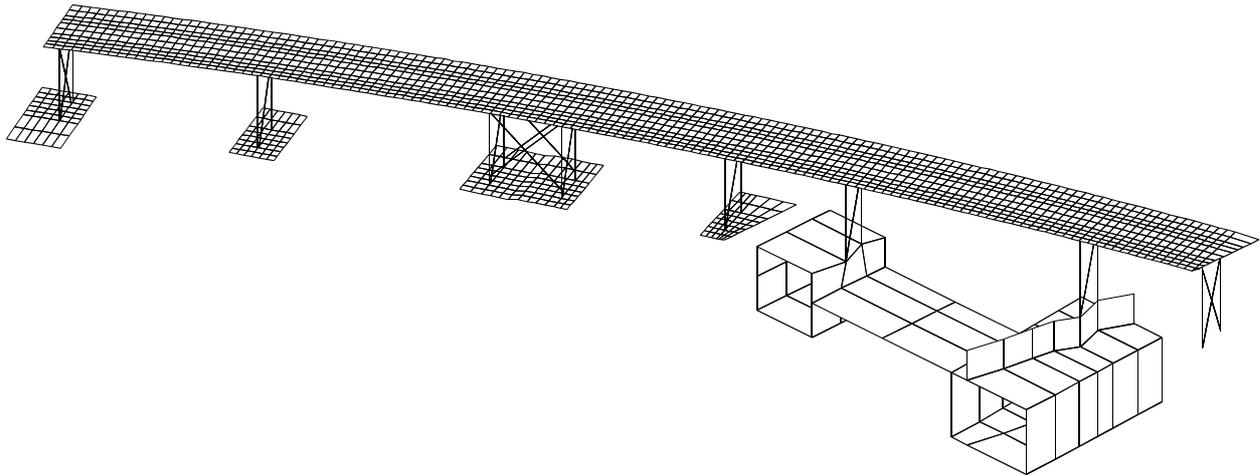


Bild 6: FE-Modell der Brücke 08 mit Tunnelsegment B 96

## 4 Vergleich Platten- mit Trägerrostmodell

Projektbegleitend stellte sich die Frage, wieweit bei den hier vorliegenden Plattenbalken-Brückenquerschnitten die allgemein übliche Modellierung als Trägerrost, also ausschließlich mittels Stabelementen, gerechtfertigt ist oder wann Flächentragwerkselemente, beispielsweise Scheiben-Platten-Elemente, erforderlich werden.

Hinsichtlich der Gemeinsamkeiten, Unterschiede und Genauigkeit der beiden Modellierungen wurden grundlegende Untersuchungen durchgeführt (Ducke et al. 2000).

Zu erkennen war, dass bei der Ermittlung der Bewehrung eine weitgehende Gleichwertigkeit besteht, insbesondere wenn die allgemein bekannten Konstruktionsregeln eingehalten werden. Dieses Urteil gilt erwartungsgemäß allerdings nur für ein Trägerrostmodell mit den eng liegenden fiktiven Querträgern. Das wirklichkeitsnähere Flächenträgermodell trägt, nicht zuletzt wegen der Zentrierung der Gleise auf den Stegen, seine Lasten nahezu torsionsfrei ab. Das Trägerrostmodell bildet dieses realistische Tragverhalten nur dann nach, wenn es eine dichte Querträgerlage aufweist. Legt man die Querträger nur in geringfügig größere Abstände, so bauen sich in den Hauptträgern schnell fiktive Torsionsmomente auf, die tatsächlich nicht auftreten.

Ein wesentlicher Vorteil des Flächenmodells besteht außerdem darin, dass Lasten und Verformungen ohne zusätzliche Transformationen direkt für die Stellen angegeben werden können, an denen sie auftreten.

Ein gewisser Nachteil des Flächenmodells ist neben der großen Datenmenge der Umstand, dass wegen der exzentrisch angeordneten Flächenelemente eine reine Biegebeanspruchung zu Biegemomenten und Normalkräften in den Querschnittsteilen führt, die bei Integration über den Gesamtquerschnitt verschwinden. Beides erschwert für Modellunkundige die Ergebniskontrolle.

## 5 Berechnung von Zustandsgrößen und Nachweisführung

Die Vorgehensweise im Programmsystem erlaubt für jedes Brückenbauwerk das getrennte Vorhalten von tragwerks- und lastbezogenen Eingabefiles, die erst zum Zeitpunkt der Berechnung problemabhängig miteinander kombiniert werden. Damit gelingen u. a. die Verwendung statischer und dynamischer Bodensteifigkeiten je nach Art der einwirkenden Lasten, die Simulation einer abschnittswisen Erstellung der Brückenbauwerke, der bereichswisen Vorspannung des Überbaus und des schrittweisen Anspannens der Verbandsdiagonalen.

Das Programm liefert für einen i.a. sehr großen Satz von Grundlastfällen in der üblichen Weise Verformungen und Schnittkräfte, die nachfolgend einer stufenweisen Extremierung unterzogen werden. Damit wird die Übersichtlichkeit der lastbezogenen Datenstruktur und die Verfügbarkeit von Zwischenergebnissen gewährleistet.

Die Nachweise für die Fundamente sowie Stützen und Diagonalen werden klassisch geführt, die Nachweisführung für den Überbau erfolgt am Gesamtmodell unter Verwendung eines speziellen Programmbausteins.

Für die Bemessung des Überbaus werden 5 Bemessungslastfälle erzeugt, in welche die Teillastfälle mit einem den Normen entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert eingebunden werden. Jeder dieser Bemessungslastfälle setzt sich aus 16 Extremlastfällen zusammen, in welchen jeweils eine der acht Schalenschnittgrößen minimal bzw. maximal und die anderen zugehörig ermittelt werden. Durch dieses Vorgehen wird erreicht, dass das gesamte Beanspruchungsspektrum mit hoher Wahrscheinlichkeit abgedeckt wird. Für diese Schnittgrößenkombinationen erfolgt eine Biegebemessung nach den üblichen Verfahren. Die Schubbemessung wird getrennt für die beiden Richtungen durchgeführt, wobei für die spätere Konstruktion die ermittelten Bewehrungen zusammengefasst werden. Da die Brückenbauwerke für volle Schubdeckung ausgelegt werden, ist dieses Vorgehen ohne Einschränkung möglich.

Um die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu gewährleisten, müssen die Schwingbreiten der Stahlspannung als auch die Rißbreiten beschränkt werden. Werden die zulässigen Werte überschritten, muss die Bewehrung so erhöht werden, dass der Grenzwert eingehalten wird. Dank der heutigen Rechnerleistung können diese mehrfach iterativen Prozesse der Spannungsbeziehung und Bewehrungsermittlung mit geringem Zeitaufwand bewältigt werden.

Die Nachweise zur Berechnung der vorgespannten Teilbereiche nach DIN 4227, Teil 1, werden ebenfalls unmittelbar durch das Programmsystem FEMAS geführt.

## 6 Zusammenfassung

Die Erfassung des komplexen Brückenbauwerks mit einem Berechnungsmodell hat sich im vorliegenden Fall als vorteilhaft erwiesen. Nur so ließen sich Interaktionen zwischen Bauteilen hinreichend genau berücksichtigen, wie z.B. der Einfluss der Fundamente auf Stützen und Überbau. Wo es unumgänglich war, wurde für spezielle lokale Nachweise auf verfeinerte Detailmodelle zurückgegriffen werden, die ihre Beanspruchungen aber aus dem Gesamtmodell bezogen.

Der Vergleich zwischen Balken- und Flächenmodell fällt nach der Erfahrung mit diesem Tragwerk zugunsten des Flächenmodells aus. Hiermit lassen sich die Steifigkeitsverhältnisse grundsätzlich wirklichkeitsnäher abbilden als mit dem Balkenmodell. So wird beispielsweise die Beteiligung der Kragplatten am Längstragverhalten durch das Flächenmodell wesentlich genauer erfasst. Einen weiteren Vorteil hat das Flächenmodell bei der Berücksichtigung von Lasten, die dort angesetzt werden können, wo sie wirken und nicht auf Balkenachsen transformiert werden müssen. Die Anfälligkeit gegenüber Modellierungsfehlern ist geringer als beim Balkenmodell. Die große Datenmenge, die eine schnelle Ergebniskontrolle erschweren könnte, wird hier durch rechnergestützte Nachbearbeitung und grafische Darstellung reduziert und somit überschaubar und leicht prüfbar.

## LITERATUR

Beem, H.; Könke, C.; Montag, U.; Zahlten, W. 1996. FEMAS2000 - User's Manual - Finite Element Moduln of Arbitrary Structures, Institut für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Ducke, M.; Eckstein, U.; Meiser, F.; Montag, U.: Modellierung des Tragverhaltens von Brücken mit gedrungenem Plattenbalkenquerschnitt. Bautechnik, zur Veröffentlichung angenommen.

Leonhardt, F. 1975. Vorlesungen über Massivbau, Teil 2, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York

Schießl, P 1988. Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. Heft 400 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag Berlin/Köln