

Rotations- und Tragverhalten von unbewehrten Fugen unter Torsion und kombinierter Beanspruchung bei Vorspannung ohne Verbund bzw. externer Vorspannung

**T 2480**

T 2480

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

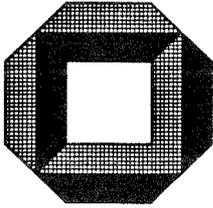
Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)



Massivbau  
Baustofftechnologie  
Karlsruhe

Forschungsbericht

Rotations- und Tragverhalten von  
unbewehrten Fugen unter Torsion und  
kombinierter Beanspruchung bei Vorspannung  
ohne Verbund bzw. externer Vorspannung

Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Dipl.-Ing. J. Huang

Universität Karlsruhe  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Abteilung Massivbau  
Leitung: Prof. Dr.-Ing. J. Eibl  
1992

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde unter dem Zeichen IV - 1 - 5 - 611/90 durch Mittel des Instituts für Bautechnik, Berlin, gefördert, dem an dieser Stelle gedankt sei.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Rechnerische Untersuchung</b>	<b>7</b>
2.1	Wahl des Rechenmodells . . . . .	7
2.2	Belastung . . . . .	9
2.3	Diskretisierung mit Finiten Elementen . . . . .	10
2.4	Materialverhalten . . . . .	12
2.5	Ergebnisse für den Einfeldträger . . . . .	13
2.5.1	Verformung . . . . .	13
2.5.2	Hauptspannungen am Gesamtträger . . . . .	15
2.5.3	Spannungsverteilung im Fugenquerschnitt . . . . .	16
2.6	Ergebnisse für den Durchlaufträger . . . . .	18
2.6.1	Verformung . . . . .	18
2.6.2	Öffnungsverhalten der Fugen . . . . .	20
2.6.3	Umlagerung der Biegemomente . . . . .	20
2.6.4	Umlagerung der Torsionsmomente . . . . .	22
2.6.5	Hauptspannungsverlauf in den Stegen . . . . .	22
2.6.6	Spannungsverteilung im Fugenquerschnitt . . . . .	25
<b>3</b>	<b>Parameterstudien</b>	<b>28</b>
3.1	Einfluß der Vorspannung $\sigma_v^0$ auf die Verformung . . . . .	28

	2
3.2	Einfluß der Vorspannung $\sigma_v^0$ auf die Fugenöffnung . . . . . 30
3.3	Spannstahlspannung . . . . . 33
3.4	Einfluß der Anordnung von Umlenkstellen auf das Verformungsverhalten . . . . . 35
3.5	Einfluß der Segmentschlankheit $\lambda$ auf das Verformungsverhalten 36
3.6	Berücksichtigung der Zugfestigkeit der Fugen . . . . . 37
3.7	Einfluß der Reibung in den Fugen . . . . . 37
<b>4</b>	<b>Rechnerische Untersuchung einzelner Segmente 40</b>
4.1	System, Belastung und Diskretisierung . . . . . 40
4.2	Materialeigenschaften . . . . . 43
4.3	Berechnungsergebnisse . . . . . 45
4.3.1	Stegscheibe über der Innenstütze . . . . . 45
4.3.2	Stegscheibe im Feldbereich . . . . . 49
4.4	Kraftfluß in der Stegscheibe . . . . . 52
<b>5</b>	<b>Verifizierung der FE-Berechnung durch Versuchsergebnisse 54</b>
5.1	Modellabbildung von TRAG 1 . . . . . 54
5.2	Vergleich der Ergebnisse . . . . . 57
5.2.1	Verformung des Balkens . . . . . 57
5.2.2	Rißbild in den Stegscheiben . . . . . 58
5.2.3	Fugenspaltverhalten . . . . . 58
<b>6</b>	<b>Tragmodell des Segmentträgers 61</b>

	3
<b>7 Bemessungsvorschlag</b>	<b>64</b>
7.1 Konstruktive Anforderungen . . . . .	64
7.2 Nachweise im Gebrauchszustand . . . . .	65
7.2.1 Nachweise in den Fugen . . . . .	65
7.2.2 Nachweise im Segment . . . . .	66
7.2.3 Nachweise für den Spannstahl . . . . .	66
7.3 Nachweise im Bruchzustand . . . . .	66
7.3.1 Nachweise in den Fugen . . . . .	66
7.3.2 Nachweise im Segment . . . . .	70
7.3.3 Fließen im Spannstahl . . . . .	74
<b>8 Zusammenfassung</b>	<b>76</b>
<b>9 Literatur</b>	<b>78</b>

# 1 Einleitung

Die Segmentbauweise mit externer Vorspannung wurde aus der Idee einer prinzipiell neuen Konzeption zur Rationalisierung des Baustellenbetriebes und des dauerhaften Korrosionsschutzes entwickelt. Obwohl sich dieses Bauverfahren jedoch sowohl in der Bauausführung als auch bezüglich der Wirtschaftlichkeit als erfolgreich erwiesen hat, kann es bisher in Deutschland wegen fehlender Vorschriften noch immer keine Anwendung finden. Die derzeit gültigen internationalen Vorschriften für Träger in Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund verlangen eine volle Vorspannung, um planmäßig Randzugspannungen zu überdrücken. Dadurch soll die Rissesicherung im Gebrauchszustand gewährleistet werden.

Schäden und Untersuchungen in Frankreich, wie beispielsweise an der Segment-Brücke *Choisy-le-Roi* und in den USA [16] haben gezeigt, daß selbst bei rechnerisch voller Vorspannung jederzeit überdrückte, geschlossene Fugen nicht immer gewährleistet werden können. Diese Erfahrungen fordern weitere Untersuchungen für derartige Konstruktionen unter Berücksichtigung von Fugenöffnungen.

Bisherige Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet wurden u. a. in den USA [58], in Frankreich [46], [72], [71], in Berlin [70] sowie in Braunschweig [32] durchgeführt. Einige Untersuchungen [46], [72] bemühen sich, den Spannungszustand der Spannglieder experimentell zu erfassen und daraus eine rechnerische Darstellung zu entwickeln. Die Mehrzahl der oben genannten Versuche beschränken sich auf den Plattenbalkenquerschnitt. Als Beanspruchungen treten dabei lediglich Querkraft und Biegemoment auf.

Die Segmentbauweise eignet sich vor allem für Massivbrücken mit Hohlka-

stenquerschnitt. Der Überbau kann hierbei durch einseitige Verkehrslasten oder infolge Krümmungen der Trassenführung stark auf Torsion in Kombination mit Biegung und Querkraft beansprucht werden. Das räumliche Fachwerkmodell kann als Grundlage einer Torsionsbemessung im Stahl- und Spannbetonbau aufgrund der fehlenden Längsbewehrung bei externer Vorspannung und unbewehrten Segmentfugen keine Anwendung mehr finden. Die Torsionstragfähigkeit von Segmentbauteilen, insbesondere bei geöffneten Segmentfugen, blieb bislang außer acht. Ein geeignetes Bemessungsmodell für beliebige Lastkombinationen, insbesondere für eine Torsionsbeanspruchung, ist im Regelwerk noch nicht enthalten. Deshalb ist für den Brückenbau die Torsionstragfähigkeit von Kastenträgern bei gleichzeitiger Biege- und Schubbeanspruchung von besonderem Interesse. Das Ziel dieser Arbeit ist die Analyse und ausführliche Beschreibung des Tragverhaltens von Brücken in Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund. Es werden Einfeld- sowie Durchlaufträger behandelt, welche bei unterschiedlichen Vorspanngraden durch kombinierte Beanspruchungen belastet sind. Besondere Beachtung finden dabei Fugenöffnungen über der Stütze und im Feld. Da zur Lösung der genannten Probleme keine klassische Theorie anwendbar ist, wird hierzu die Methode der Finiten Elemente eingesetzt. Im einzelnen sind folgende Teilaufgaben zu lösen:

- Die Systemverformung nach Öffnung der Fugen ist zu klären. Dazu werden die Fugenöffnungsweiten ermittelt, wie sie sich aus dem nicht-linearen Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe ergeben.
- Der Spannungszuwachs der Spannglieder ist nach der Fugenöffnung zu ermitteln.

- Der Spannungsverlauf in den Fugen und Segmenten ist sowohl vor als auch nach der Fugenöffnung zu klären bzw. zu bestimmen.
- Ausgehend von den FE-Berechnungen ist der Mechanismus der Lastabtragung mit Hilfe der Spannungen im Tragwerk festzustellen und in Form von Trajektorienbildern der Hauptspannungen zu veranschaulichen. Hieraus wird ein einfaches Modell zur Aufnahme der Kräfte in Form eines Fachwerks entwickelt.
- Durch Optimierung des Fachwerkmodells soll schließlich ein Bemessungsverfahren entwickelt werden, welches in praxisgerechter Form alle für das Tragverhalten maßgebenden Einflußgrößen berücksichtigt.

## 2 Rechnerische Untersuchung

### 2.1 Wahl des Rechenmodells

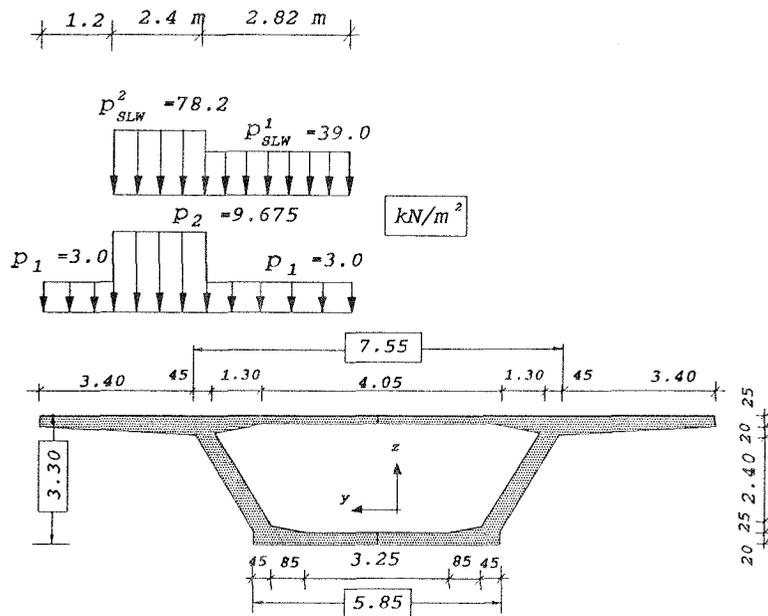
In der vorliegenden Arbeit wird stellvertretend ein Brückenüberbau untersucht, dessen Querschnittsform, Spannweite, Spanngliedführung und Lastannahmen sich an typischen Kastenbrücken mit externer Vorspannung orientiert, wie sie in der Praxis Anwendung finden. Der für die Berechnung gewählte Hohlkastenquerschnitt stammt von der *Talbrücke Wintrop* [8] (vgl. Abb. 1(a) ) und hat sich in ähnlicher Form bei vielen Segmentbrücken bewährt.

Wie von der Balkentheorie her bekannt, ergeben sich beim Durchlaufträger im Feld und über der Stütze maximale Biegemomente. Unter Torsionsbeanspruchung kann sich ein Kastenquerschnitt mit schrägen Stegen und auskragenden Platten bei bestimmten Lagerungsbedingungen nicht ungehindert verwölben, so daß neben der Saint venant'schen Torsion auch Wölbkrafttorsion und Profilverformung zu berücksichtigen ist.

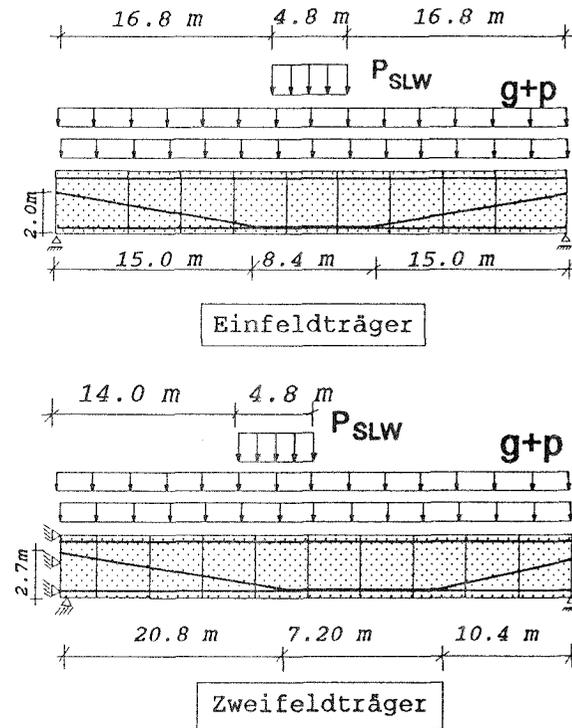
Als statische Systeme werden Einfeldträger und Zweifeldträger behandelt. Während der Einfeldträger direkt mit finiten Elementen diskretisiert wird, ist es für den Zweifeldträger aus Symmetriegründen ausreichend, nur eine Hälfte des Systems abzubilden. Hier wird ersatzweise ein einseitig eingespannter Einfeldträger untersucht.

Die Anordnung der Spannglieder für die beiden betrachteten Systeme ist in Abb. 1(b) gezeigt und entspricht der typischen Spanngliedführung bestehender Segmentbrücken mit externer Vorspannung.

Der Einfeldträger besteht aus 9 Segmenten, während ein Feld des Zwei-



(a) Querschnitt und Laststellung in die Querrichtung



(b) Laststellung über die Brückachse

Abbildung 1: Querschnitt und Laststellung der berechneten Segmentbrücken

feldträgers in 10 Segmente aufgeteilt ist. Die Segmentlänge der beiden Randsegmente beträgt für den Einfeldträger 5.4 m, für den Zweifeldträger wird das halbe Segment über der Innenstütze mit einer Länge von 2.4 m abgebildet. Die anderen Segmente haben eine einheitliche Länge von 4.0 m (vgl. Abb. 1(b)).

## 2.2 Belastung

Die Belastung setzt sich aus drei Anteilen, dem Eigengewicht, der Verkehrslast und der Vorspannung zusammen. Die Verkehrslast wird nach DIN 1072 ermittelt, wobei für den SLW die beiden Stellungen untersucht werden, für die das maximale Biegemoment im Feld bzw. über der Innenstütze erreicht wird. Die entsprechenden Positionen ergeben sich näherungsweise durch Auswerten der Einflußlinien. Da in der Arbeit besonders die Unterschiede infolge Torsionsbeanspruchung und reiner Biegebeanspruchung von Interesse sind, wird die Verkehrslast zum einen auf der gesamten Brückenbreite und zum anderen nur über einer Querschnittshälfte angesetzt (vgl. Abb. 1(a)). Im zweiten Fall wird die Flächenlast soweit erhöht, daß die Biegemomente in beiden Fällen gleich sind.

Um das Verhalten der Brücke bei geöffneten Fugen zwischen den Segmenten zu erfassen, wird die Vorspannung so gewählt, daß sich unter der nach DIN 4227 maßgebenden Lastkombination für den rechnerischen Bruchzustand

$$1.75 S_g + 1.75 S_p + 1.0 S_v \quad (1)$$

$S_g, S_p, S_v$  – einwirkende Größen aus Eigengewicht, Verkehrslasten und Vorspannkraft

geöffnete Segmentfugen ergeben. Unter Berücksichtigung der für die Tragfähigkeit erforderlichen Mindestvorspannung erhält man für den Einfeldträger ein mögliches Verhältnis  $\sigma_v^0 = \frac{F_v}{A_b}$  von Vorspannkraft  $F_v$  zu Betonfläche  $A_b$  zwischen  $\sigma_v^0 = 5.50 \left(\frac{MN}{m^2}\right)$  und  $\sigma_v^0 = 6.50 \left(\frac{MN}{m^2}\right)$ ; für den Zweifeldträger liegt der entsprechende Bereich zwischen **3.50 und 4.50**  $\left(\frac{MN}{m^2}\right)$ .

Für die nichtlineare Berechnung wird die  $k$ -fache Summe von Eigengewicht und Verkehrslast als Belastung aufgebracht und  $k$  dann von  $k = 1.00$  bis  $k = 1.75$  gesteigert. Auf diese Weise erhält man dann die Verformungen und Spannungen in Abhängigkeit von der Belastung bis zur rechnerischen Bruchlast bei  $k = 1.75$ .

Ein Überblick über die Laststellungen in Längs- und Querrichtung der Brücken ist in Abb. 2 gegeben.

### 2.3 Diskretisierung mit Finiten Elementen

Die Kastenträger werden im FE-Modell mit Schalenelementen abgebildet; für die Spannglieder werden Stabelemente verwendet. Um in den Fugen Kräfte über Kontaktdruck und Reibung übertragen zu können, werden spezielle Kontaktelemente eingesetzt. Auf diese Art können sich die Fugen im Modell öffnen und auch wieder schließen.

Die in den Segmenten verlegte Bügel- und Längsbewehrung kann für die Berechnung zunächst unberücksichtigt bleiben, da Versuche zeigen, daß Verformung und Tragverhalten der Brücke hauptsächlich durch die Segmentfugen bestimmt sind. Das Gesamtverhalten des Tragwerks wird dann genau genug erfaßt.

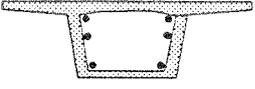
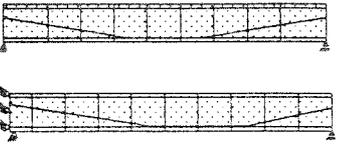
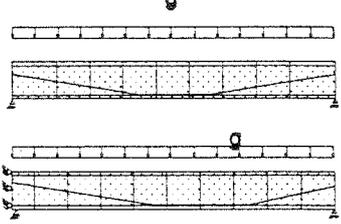
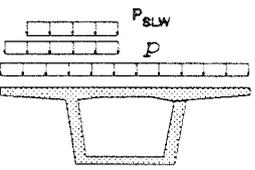
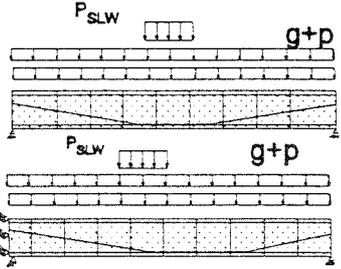
Lastfall	Laststellung in Querrichtung	Laststellung in Längsrichtung
(1) Vorspannung		
(2) Eigen- gewicht		
(3) Verkehrs- last		
(4) Lastkom- bination	$LF(4) = LF(1) + 1.75(LF(2) + LF(3))$ Vorspannung + 1.75 * Gebrauchslast	

Abbildung 2: Überblick über Lastfälle und Laststellung

Für die Berechnungen wird das Programm ABAQUS [19], [20] und [21] eingesetzt. Die diskretisierten FE-Modelle sind in Abb. 4 und Abb. 7 dargestellt.

## 2.4 Materialverhalten

Wie die Versuche von Braunschweig [32] und Berlin [70] zeigen, sind bedeutende Ribbildungen auf die Bereiche der Segmentfugen konzentriert. Hieraus läßt sich schließen, daß die Nichtlinearitäten der Spannungen und Verformungen maßgeblich von der Fugenöffnung beeinflusst werden. Nichtlinearitäten im Stoffgesetz von Beton dagegen kann man für die Analyse des Gesamtsystems zunächst vernachlässigen. Wenn man von einer zulässigen Vorspannung von  $\sigma_v = 0.55 \cdot \beta_z$  nach DIN 4227 ausgeht, können auch die Spannkabel bei der rechnerischen Systembruchlast ihre Streckgrenze nicht erreichen und deshalb auch als linear elastisch betrachtet werden.

Die trockenen, glatten Fugen zwischen den Segmenten werden im Rahmen der nichtlinearen FE-Berechnungen durch Kontaktelemente abgebildet, die eine Querkraftübertragung nur über Coulomb'sche Reibung bei gleichzeitigem Druck ermöglichen. Der hieraus resultierende Grenzzustand liegt jedoch auf der sicheren Seite. Durch die Einführung einer Schubsteifigkeit  $G_0$  der Kontaktelemente läßt sich auch die relative Gleitverschiebung  $\Delta$  aneinandergrenzender Segmente in Abhängigkeit von der Schubbeanspruchung  $T_{nt}$  im Fugenquerschnitt darstellen, (vgl. Abb. 3). Der Wert der Schubsteifigkeit  $G_0$  ergibt sich aus dem Versuch [28].

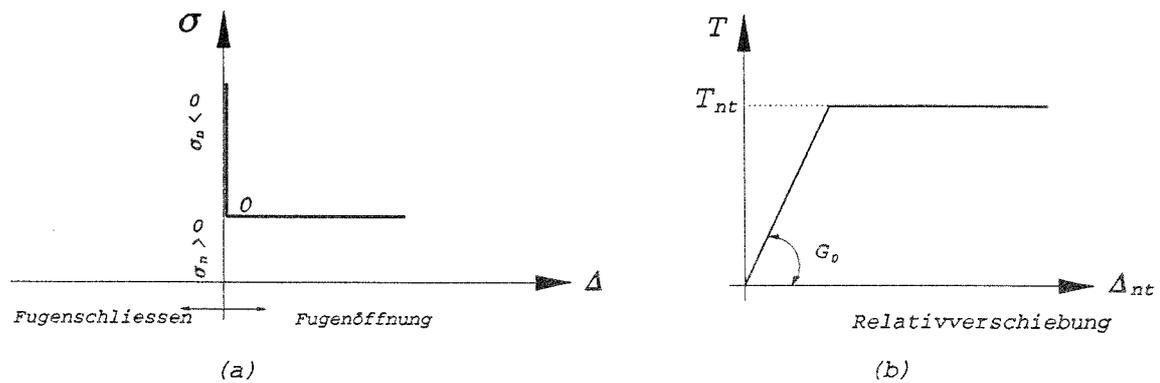


Abbildung 3: Tragverhalten des Kontaktelementes

## 2.5 Ergebnisse für den Einfeldträger

### 2.5.1 Verformung

Im folgenden wird der auf Torsion beanspruchte und mit  $5.5 \frac{MN}{m^2}$  vorgespannte Einfeldträger behandelt.

Da in den Segmentfugen keine Zugkraft übertragen werden kann und damit der Abstand der Biegerisse hier identisch mit dem Fugenabstand wird, öffnen sich die Segmentfugen bei Überschreitung der Dekompressionslast. Bei einer Laststeigerung öffnen sich die Fugen ungehindert, da im Fugenschnitt keine Elemente vorhanden sind, die zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten aktiviert werden könnten. Die Verformung des Systems wird somit entscheidend vom Zustand der Fugen beeinflusst. Abbildung 4 zeigt das verformte System des berechneten Trägers bei 1.75 facher Gebrauchslast.

Man erkennt, daß bei 1.75 facher Gebrauchslast alle Fugen im Feldbereich geöffnet sind. Weiter sieht man deutlich die Auswirkungen der Verwölbung in jedem Fugenschnitt. Die Fugen in Feldmitte sind im Steg 1 fast bis zur Fahr-

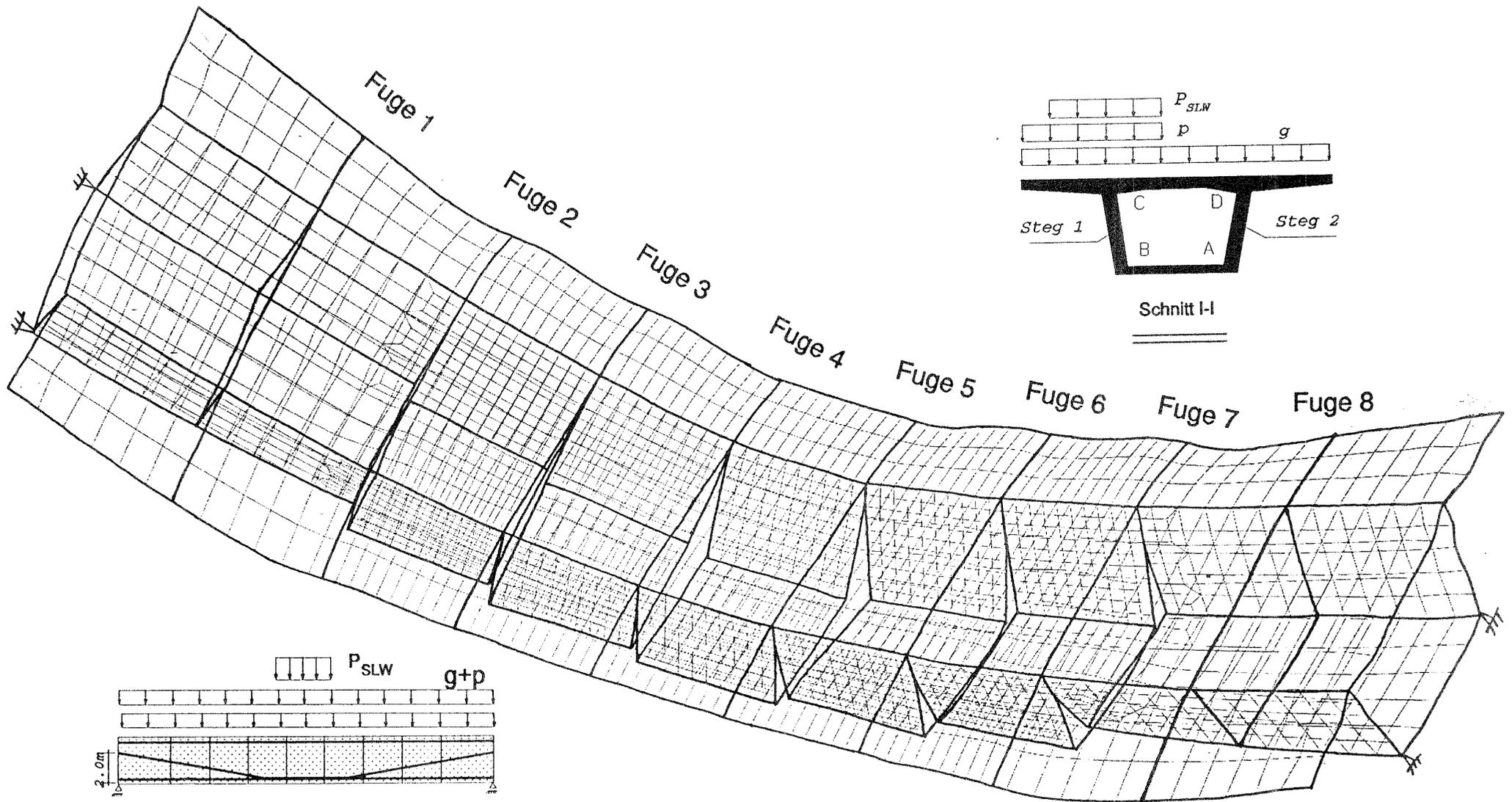


Abbildung 4: verformtes System bei 1.75-facher Gebrauchslast

bahnplatte geöffnet, wodurch ein Rotationsgelenk in diesem Fugenschnitt entsteht. Dieses Gelenk stellt eine besonders schwache Stelle der Brücke dar.

### 2.5.2 Hauptspannungen am Gesamtträger

In Abb. 5 ist der Verlauf der Hauptspannungen im Steg 1 des Trägers, der durch Torsion und Querkraft gleichsinnig beansprucht wird, dargestellt.

(a) Hauptspannungsverlauf im Steg 1 bei 1.75-facher Gebrauchslast

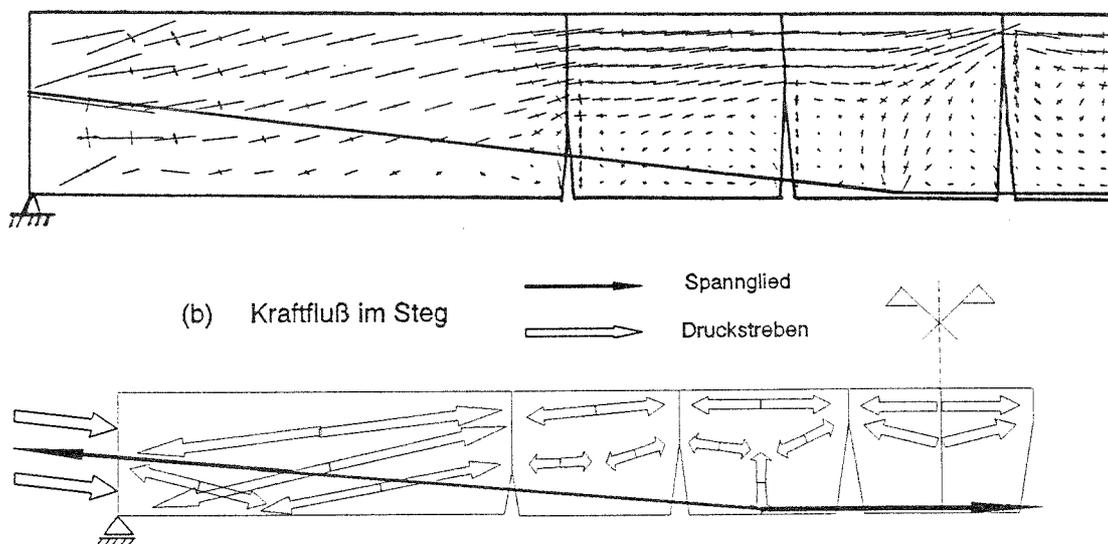


Abbildung 5: Hauptspannung im Steg 1 nach Öffnung der Fugen

Man erkennt deutlich, daß der Spannungsverlauf in den Segmenten durch die Öffnungstiefe der Fugen bestimmt ist. Diese ist, wie man in Abb. 4 sieht, unmittelbar vom Torsionsmoment beeinflusst.

Die Biegedruckkraft wird im Feldbereich durch die Fahrbahnplatte sowie durch Teile der Stege aufgenommen, während die Biegezugkraft durch die Spannglieder abgetragen wird. In beiden Stegen bilden sich bogenförmige

Druckstreben aus, deren Neigung jedoch auf Grund der Torsion in Steg 1 und Steg 2 unterschiedlich ist. Mit zunehmender Fugenöffnung wandert die Spannungsnulllinie in den Stegen dann immer weiter nach oben. In den Segmenten entstehen auch Zugspannungen im Beton, die sich jedoch auf den Fugenrand konzentrieren und unterhalb der Betonzugfestigkeit liegen.

In Abb. 5(b) sind die Hauptspannungstrajektorien zur Veranschaulichung zu Druck- und Zugstreben zusammengefaßt.

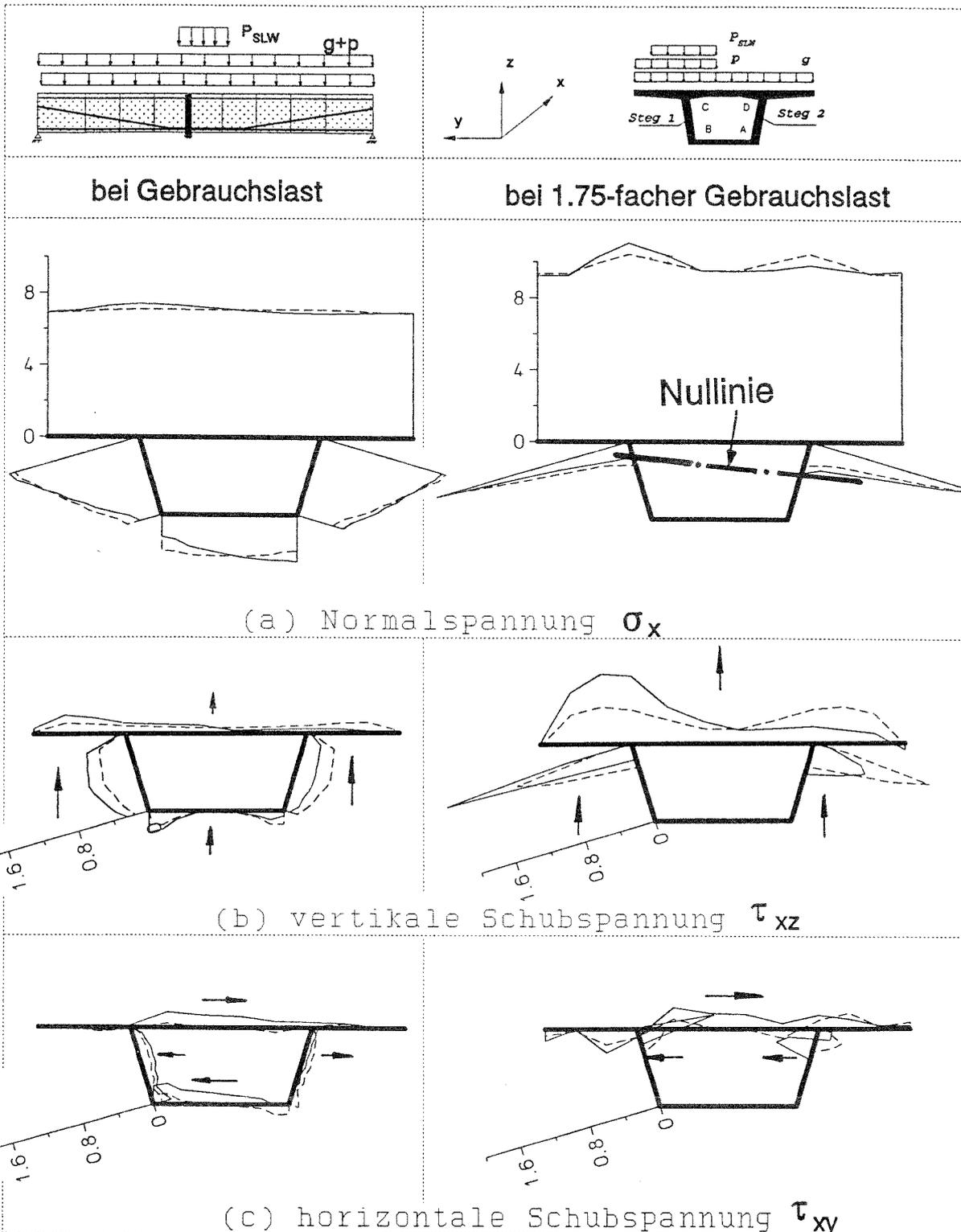
### 2.5.3 Spannungsverteilung im Fugenquerschnitt

Um die Spannungsverteilung bei teilweise geöffneter Fuge zu klären, betrachtet man zweckmäßig die Segmentfuge bei  $x/L = 0.45$  (Fuge 4) im Feldbereich (vgl. Abb. 6). Diese wird gleichzeitig durch das größte Biegemoment und eine zugehörige geringere Schubkraft beansprucht.

Bei geschlossener Fuge treten im gesamten Querschnitt lediglich Druckspannungen auf, da die Fuge nicht verklebt ist. Bezüglich der Schubbeanspruchung kann man nach [62] einen Querkraftanteil, einen reinen Torsionsanteil sowie einen das Profil verformenden Anteil unterscheiden. Der Torsionsanteil entspricht dem Bredtschen Torsionsschubfluß im Hohlkasten, bewirkt also in einem Steg eine Verstärkung der Schubspannungen aus Querkraft während im anderen Steg eine teilweise Auslöschung der beiden Anteile auftritt.

Öffnen sich die Fugen, so verschiebt sich die Spannungsnulllinie in den Stegen und nimmt, wie in Abb. 6 dargestellt, aufgrund der Querschnittsverwölbung eine schiefe Lage im Querschnitt ein.

Die sekundären Normalspannungen aus Torsion  $\sigma_w$  zeigen dabei mit zunehmender Last einen nichtlinearen Anstieg. Die Schubspannungen im Kasten-



— mit Torsion      - - - - ohne Torsion

Abbildung 6: Spannungsverteilung der Fuge 4 vor und nach der Fugenöffnung

querschnitt werden hauptsächlich durch das Torsionsmoment bestimmt. Bei geringerer Druckzonenhöhe im Steg muß die vertikale Schubsteifigkeit der Fahrbahnplatte bei der Übertragung der Querkraft berücksichtigt werden. In Abb. 6 ist der Verlauf der vertikalen und horizontalen Komponente der Schubspannung aufgetragen.

## 2.6 Ergebnisse für den Durchlaufträger

### 2.6.1 Verformung

In diesem Abschnitt werden exemplarisch die Ergebnisse für den mit  $3.85 \frac{MN}{m^2}$  vorgespannten Zweifeldträger vorgestellt. Unter rechnerischer Bruchlast sind bei diesem System die Segmentfugen sowohl im Feld als auch über der Stütze geöffnet. Abb. 7 zeigt das verformte System bei 1.75-facher Gebrauchslast.

Hier bei sind in jedem Feld 5 Fugen geöffnet, eine an der Innenstütze und vier im Feld.

Die Aussagen über das Verformungsverhalten des Einfeldträgers gelten prinzipiell auch für die Feldbereiche des Durchlaufträgers, jedoch ist hier die Verteilung der Fugenöffnungen anders. Zuerst öffnen sich die Fugen 3, 4 und 5. Während sich die Öffnung der Fuge 5 auf die Ecke um Punkt b konzentriert, klaffen die Fugen 3 und 4 bei 1.75-facher Gebrauchslast bis fast zur Fahrbahnplatte und bilden so dort ein Gelenk.

Fuge 1 hingegen öffnet sich auf der Seite der Fahrbahnplatte, wodurch an dieser Stelle schließlich ein Gelenk entsteht. Dieses bewirkt einen wesentlichen Anstieg der Gesamtverformung und leitet so das Versagen ein.

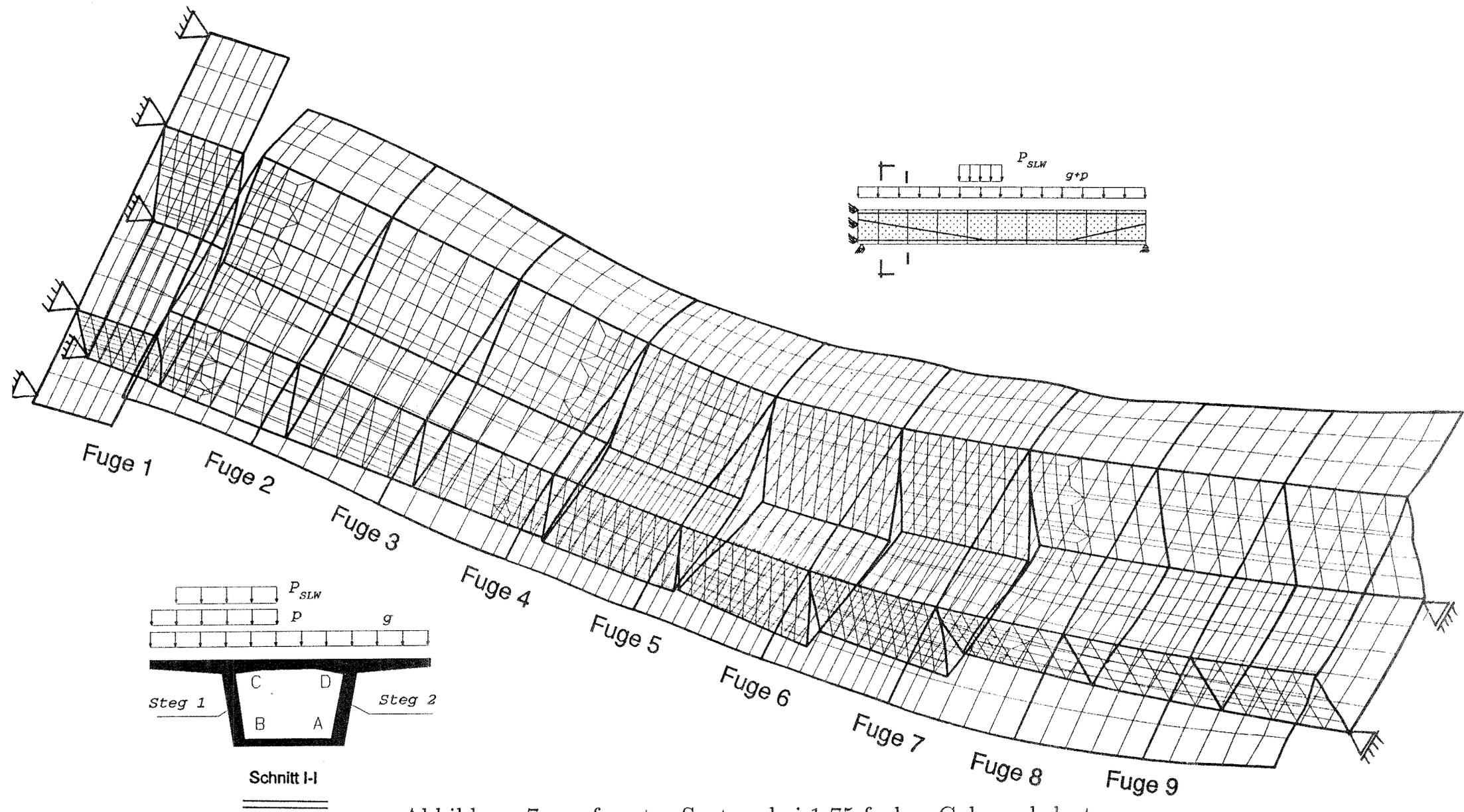


Abbildung 7: verformtes System bei 1.75-facher Gebrauchslast

### 2.6.2 Öffnungsverhalten der Fugen

Um einen Überblick über die Spaltweiten aller Fugen zu ermöglichen, sind in Abb. 8 die Abwicklungen der Spaltweiten in Abhängigkeit von der Belastung dargestellt.

Aus der Abbildung ergeben sich folgende Aussagen:

- Die Spaltweiten aller Fugen nehmen ab einem Lastfaktor von  $k = 1.463$  in allen Fugen überproportional zur Belastung zu. Bei einem Lastfaktor  $k = 1.65$  wandert die Spannungsnulllinie sowohl in Feldmitte als auch über der Stütze in die Kastenstege. Wird die Last weiter gesteigert, so verkleinert sich die Höhe der Druckzone im Steg bis sich schließlich ein Rotationsgelenk ausbildet.
- Der Verlauf der Spaltweiten in den Segmentfugen wird stark durch die Verwölbung des Querschnitts beeinflusst. In allen geöffneten Fugen ist die Schiefstellung der Spannungsnulllinie im Querschnitt deutlich zu erkennen (vgl. Abb. 8).

### 2.6.3 Umlagerung der Biegemomente

Da in der trockenen Fuge keine Zugspannungen übertragen werden können, wird das Querschnittsmoment nur durch die in der Druckzone wirkenden Normalspannungen aufgebaut. Bei Öffnung der Segmentfugen ergibt sich daher eine Umlagerung der Momentenverteilung gegenüber dem nach der Elastizitätstheorie ermittelten Verlauf. In Abb. 9(a) ist für verschiedene Laststufen die Momentenlinie des Segmentträgers im Vergleich zu der des monolithischen Trägers dargestellt. Man erkennt, daß eine Momentenumlagerung

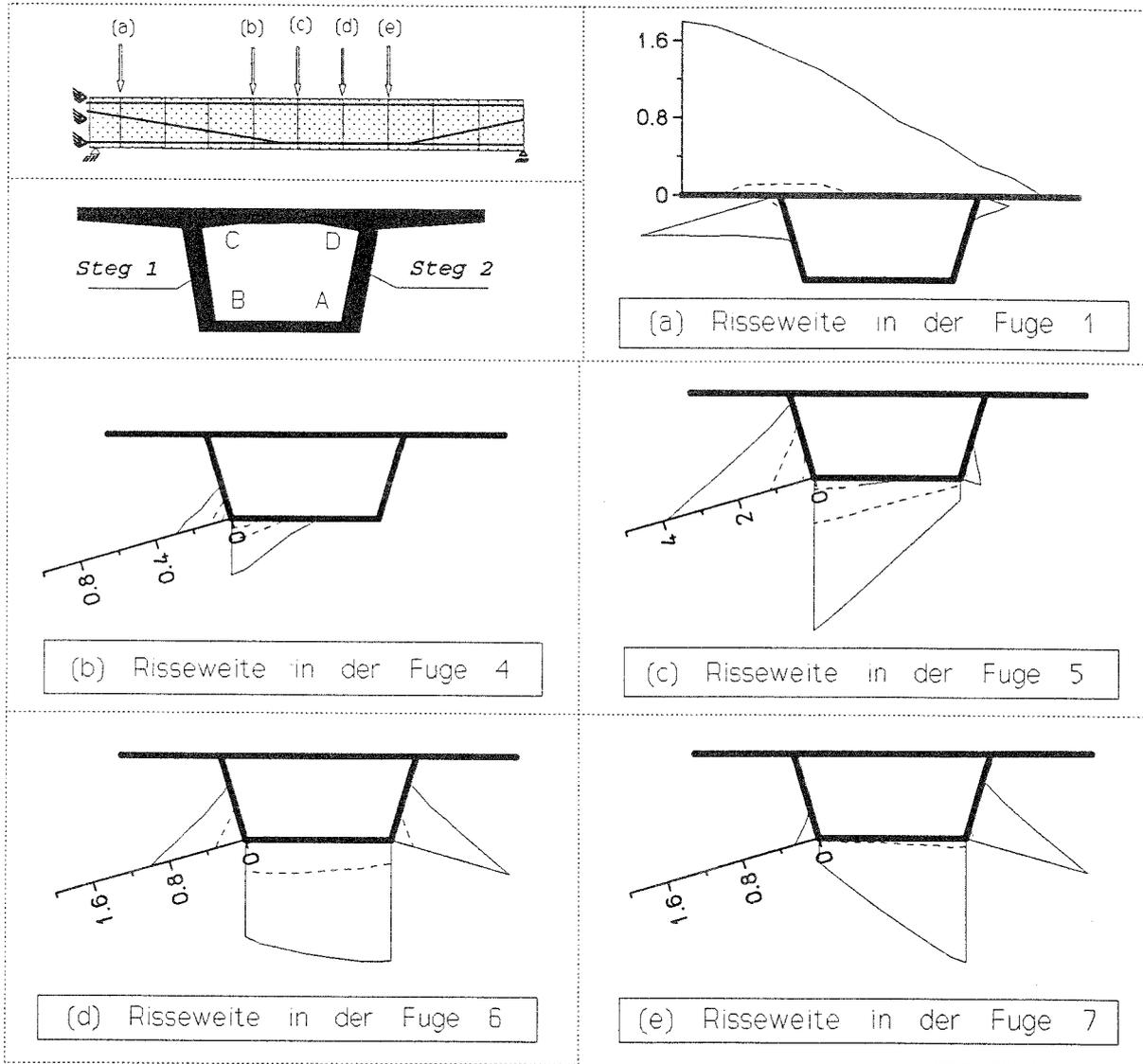


Abbildung 8: Fugenspaltweite in (mm)

für Lastfaktoren  $k \geq 1.375$  auftritt; bei diesem Lastniveau öffnen sich die Segmentfugen im Feld.

Hierdurch sinkt die Steifigkeit im Feld gegenüber der im Bereich der Stütze, so daß eine Momentenumlagerung zur Stütze hin erfolgt. Mit weiter wachsender Beanspruchung steigt dann auch das Stützmoment, bis sich auch an der Stütze das oben erwähnte Gelenk ausbildet.

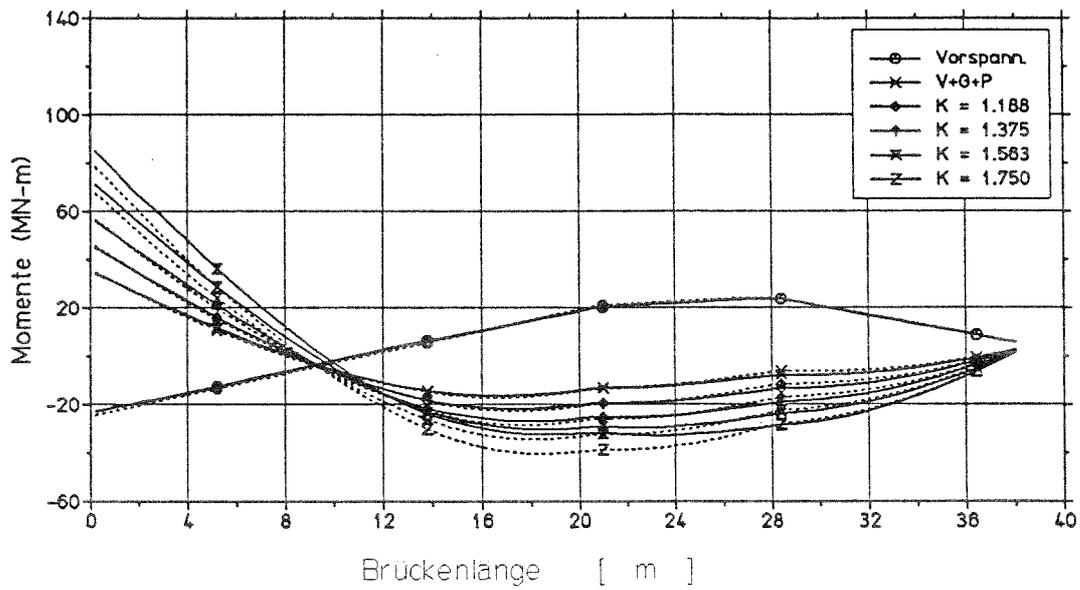
#### **2.6.4 Umlagerung der Torsionsmomente**

Analog zur Biegemomentenumlagerung ist in Abb. 9(b) die Umlagerung des Torsionsmomentes des Segmentträgers dargestellt.

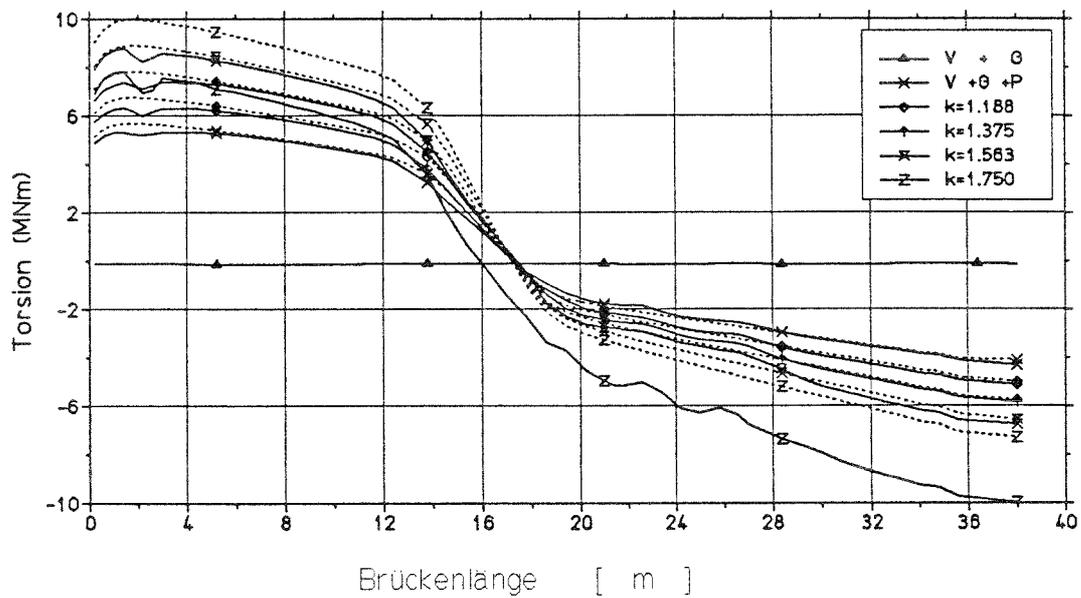
An der Fuge 1 unmittelbar neben der Innenstütze treten gleichzeitig die maximalen Werte von Biegemoment, Querkraft und Torsionsmoment auf. Öffnet sich die Fuge, so nimmt die Torsionssteifigkeit dort rasch ab. Unter 1.75-facher Gebrauchslast ist die Fließgrenze der Kontaktelemente bezüglich der Schubübertragung überschritten und es ergibt sich ein deutlicher plastischer Schlupf. Mit dem Erreichen der Grenztragfähigkeit für Torsion bildet sich dann in Fuge 1 ein Torsionsgelenk, wodurch eine Umlagerung des Torsionsmomentes entlang der Brückenlängsrichtung entsteht. Das Torsionsmoment fällt dabei in Fuge 1 ab und nähert sich der Konfiguration für gelenkige Lagerung.

#### **2.6.5 Hauptspannungsverlauf in den Stegen**

Abbildung 10 zeigt für den durch Querkraft und Torsion gleichsinnig belasteten Steg 1 den Verlauf der Hauptspannungen nach der Fugenöffnung.



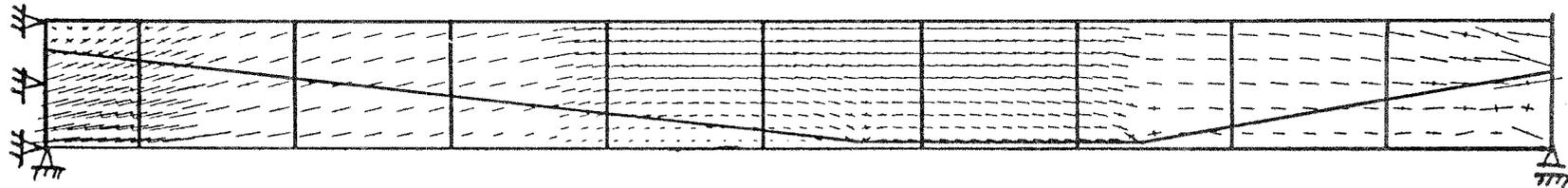
(a) Biegemomente in der Brückenlängsachse



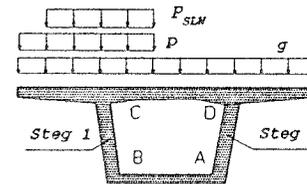
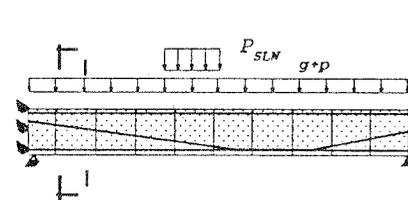
(b) Torsionsmomente in der Brückenlängsachse

———— Segmentbrücke      ..... monolithische Brücke

Abbildung 9: Umlagerung der Biege- und Torsionsmomente

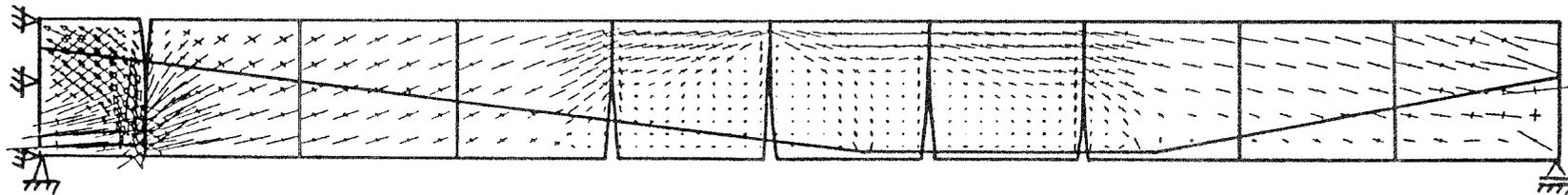


(A) Hauptspannungsverlauf im Steg 1 bei Gebrauchslast (Vor der Fugenöffnung)



S 1: 13.3

Schnitt I-I



(B) Hauptspannungsverlauf im Steg 1 bei 175-facher Gebrauchslast (Nach der Fugenöffnung)

Abbildung 10: Hauptspannungsverlauf im Steg 1 vor und nach der Fugenöffnung

Im Feldbereich treten mehrere klaffende Fugen auf, so daß sich die Kraftübertragung auf die Fahrbahnplatte und einen kleinen Bereich der Stege beschränkt. Auf Grund dieser geringen Druckzonenhöhe können sich im Steg in diesem Bereich somit nur sehr flach geneigte Druckstreben ausbilden. Für das Versagen des Betons ist daher der Druckbruch maßgebend, da sich wegen der geringen Querkraft und Torsion keine größeren Zugspannungen aufbauen. Im Stützenbereich öffnen sich die Segmentfugen auf Grund des negativen Biegemoments von der Seite der Fahrbahnplatte her, so daß sich die Kraftübertragung auf die unteren Stegbereiche konzentriert. In Steg 1, wo sich die Schubkräfte aus Querkraft und Torsion ungünstig überlagern, kann diese Kraftkonzentration zu Biege- und Schubrisen in den Stegen führen. In Steg 2 hingegen wirkt die Torsion der Querkraft entgegen, so daß die Bildung von Schubrisen gehemmt wird.

Unmittelbar neben den geöffneten Fugen ergeben sich stets Spaltzugspannungen in der Betonscheibe. Diese Zugspannung ist um so größer, je stärker die Druckzone eingeschnürt ist.

#### **2.6.6 Spannungsverteilung im Fugenquerschnitt**

Wie schon angemerkt, wird Fuge 1 gleichzeitig durch die Maximalwerte von Biegemoment, Torsionsmoment und Querkraft belastet. Da die Fuge hierdurch unter 1.75-facher Gebrauchslast geöffnet ist, bietet sie sich besonders an, um den Lastabtragungsmechanismus in den Segmentfugen zu studieren. In Abb. 11 ist die Verteilung der Normalspannungen in Fuge 1 vor und nach der Fugenöffnung gegenübergestellt.

Mit steigender Belastung wird die gesamte Fahrbahnplatte schließlich span-

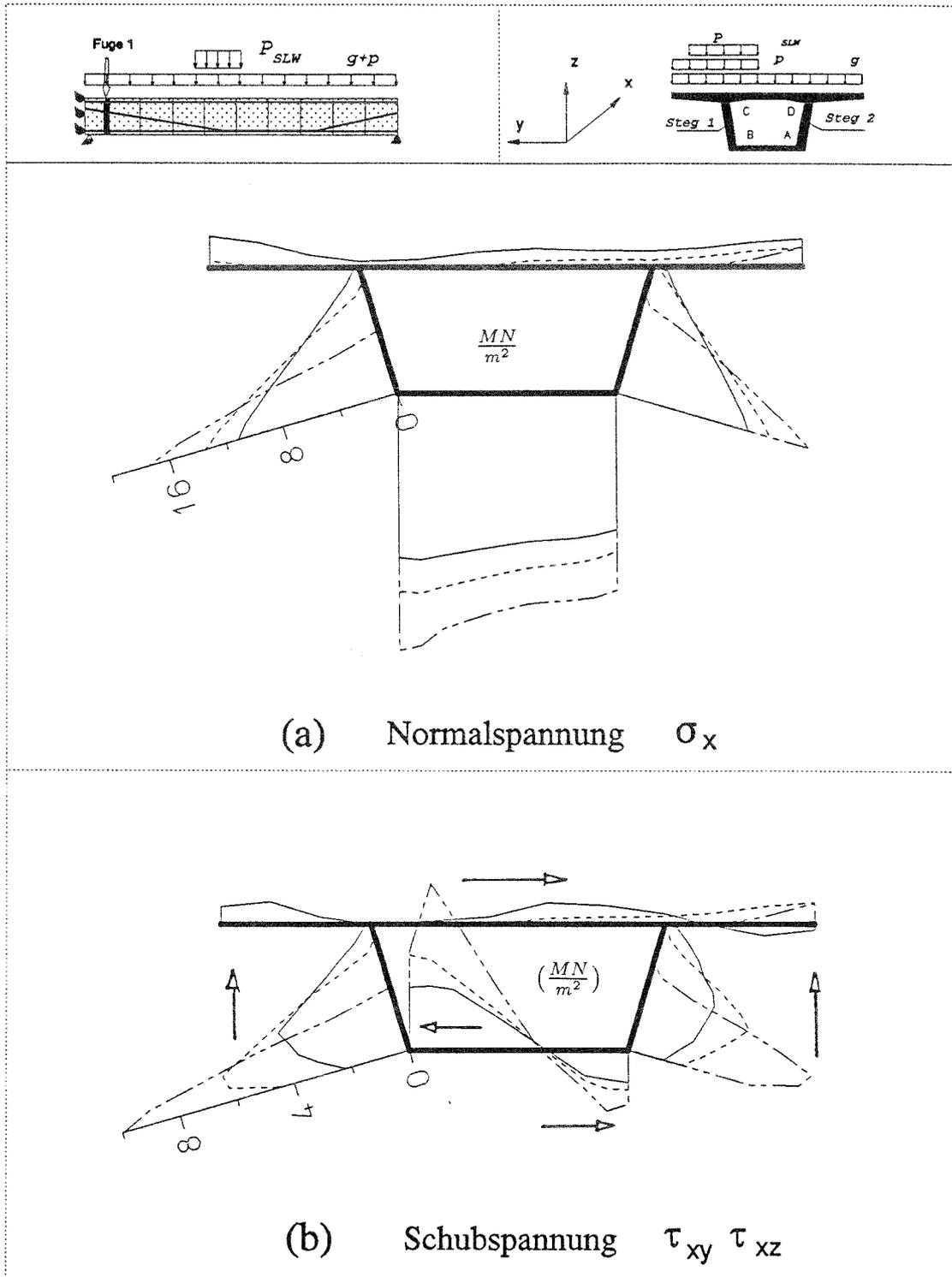


Abbildung 11: Spannungsverlauf in der Fuge 1

nungsfrei, die weiter steigenden Querkraft- und Torsionsbeanspruchungen können nur noch durch die neue Druckzone im unteren Teil des Hohlkastens aufgenommen werden. Nach dem Öffnen der Fuge bildet sich als Folge der schräg liegenden Nulllinie die Druckzone über die obere Platte und zwei unterschiedlich hohe Steganteile aus. In dieser Konfiguration wird das Torsionsmoment hauptsächlich durch Wölbschubspannungen aufgenommen und es kommt in den Stegen zu einem schlagartigen Anstieg der Schubspannungen gegenüber dem Zustand bei geschlossener Fuge. Im letzteren Fall bleiben die Torsionsschubspannungen relativ klein, da sich ein St. Venant'scher Schubfluß im gesamten Hohlkasten ausbildet. Bei geringerer Höhe der Druckzone im Steg muß schließlich auch die vertikale Schubsteifigkeit der Bodenplatte zur Übertragung der Schubkraft berücksichtigt werden.

### 3 Parameterstudien

Die Untersuchung in diesem Abschnitt beschränkt sich auf einige wichtige Parameter, die unmittelbar die Tragfähigkeit des Segmentträgers beeinflussen. Im Einzelnen werden die Parameter Vorspannung, Spanngliedführung und Schlankheit des Segmentes sowie Beschaffenheit der Fugen variiert.

#### 3.1 Einfluß der Vorspannung $\sigma_v^0$ auf die Verformung

Durch Variation des Parameters Vorspannkraft läßt sich das Fugenöffnungsverhalten unter rechnerischer Bruchlast steuern. In diesem Zusammenhang werden für den Einfeldträger sowie für den Zweifeldträger, wie in Tabelle 1 gezeigt, je 3 verschiedene Vorspanngrade untersucht.

Tabelle 1: Größe der Vorspannung

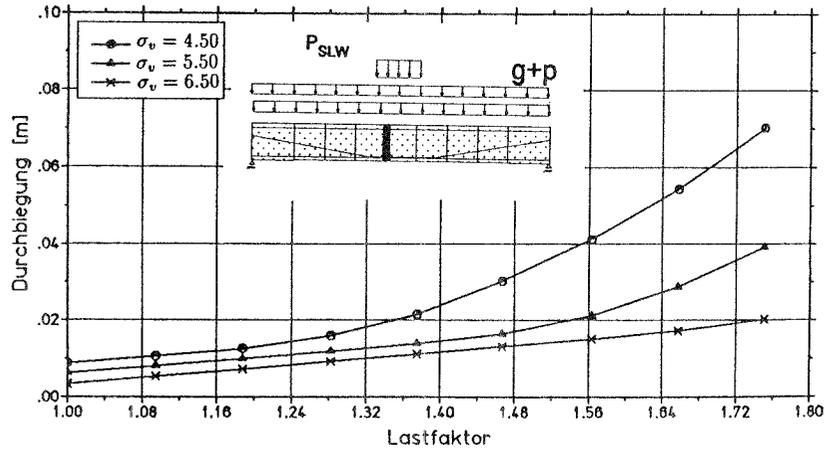
	Vorspannung 1 $\sigma_{v1}^0 \left(\frac{MN}{m^2}\right)$	Vorspannung 2 $\sigma_{v2}^0 \left(\frac{MN}{m^2}\right)$	Vorspannung 3 $\sigma_{v3}^0 \left(\frac{MN}{m^2}\right)$
Einfeldträger	4.50	5.50	6.50
Zweifeldträger	3.50	3.85	4.20

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt beim Einfeldträger im mittleren Schnitt bei  $x/L=0.45$ , für den Zweifeldträger im Schnitt  $x/L=0.48$ . Die dort ermittelten Werte von Durchbiegung und Torsionsdrehwinkel sind in Abb. 12 für die jeweiligen Vorspanngrade dargestellt.

Zusammenfassend läßt sich folgendes Verformungsverhalten erkennen:

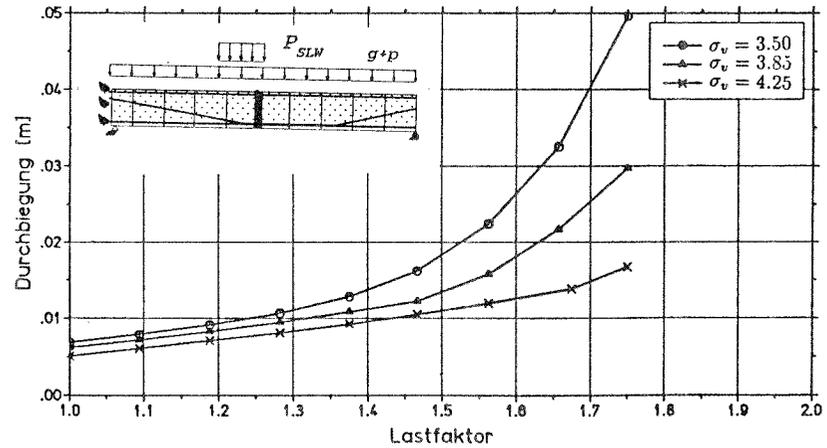
- In Feldmitte kann sich die Segmentfuge beim Einfeldträger im Fall schwacher Vorspannung bis zur Fahrbahnplatte hinauf öffnen, wodurch

### Einfeldträger

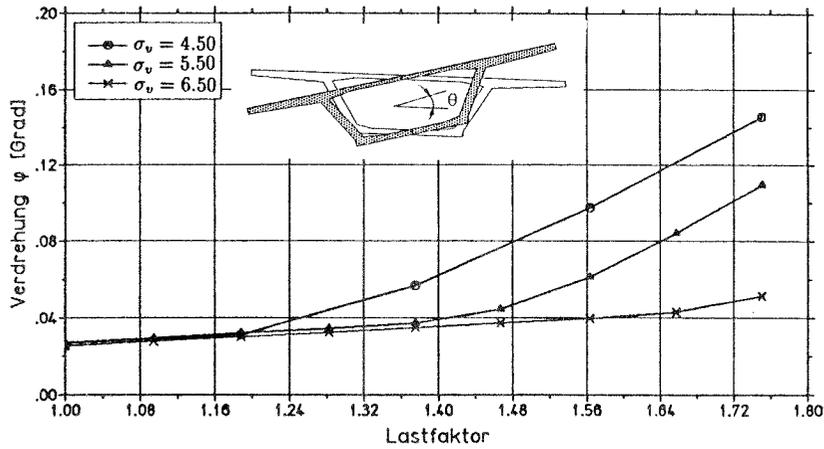


(a) Durchbiegung von Steg 1 im Schnitt  $x/L=0.45$

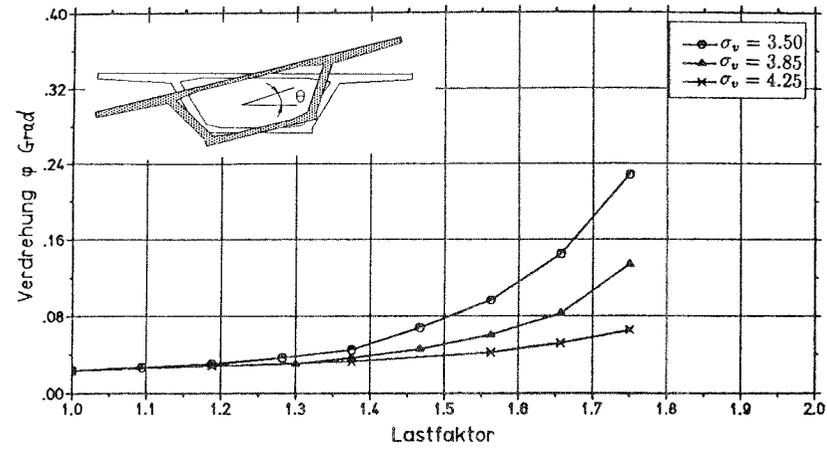
### Zweifeldträger



(c) Durchbiegung von Steg 1 im Schnitt  $x/L=0.48$



(b) Torsionsrotation im Schnitt  $x/L=0.45$



(d) Torsionsrotation im Schnitt  $x/L=0.48$

Abbildung 12: Verformung in Abhängigkeit des Vorspanngrades

ein rascher Anstieg der Torsions- und Biegeverformung entsteht. Bei weiterer Belastung bildet sich durch diesen Mechanismus ein Gelenk, das zum Versagen des Trägers führt.

- Beim Zweifeldträger erfolgt die Fugenöffnung für alle Vorspanngrade zuerst im Feldbereich. Dies führt zu einem gegenüber der Belastung überproportionalen Anstieg der Verformung, die Gefahr eines Systemversagens besteht jedoch noch nicht. Sobald sich jedoch die Fugen im Stützbereich öffnen, befindet sich der Zweifeldträger im kritischen Zustand (Bereich III).

Bei einem schwachen Vorspanngrad kann sich die Fuge im Stegbereich bis zur unteren Platte des Hohlkastens öffnen. Hierdurch entsteht eine erhebliche Zunahme der Biege- und Torsionsverformung, so daß im Fugenschnitt die Kraftübertragung zwischen den Betonsegmenten nicht mehr gewährleistet werden kann.

Zur Vermeidung des Bruches spielt der Vorspanngrad eine entscheidende Rolle. Durch eine gegenüber  $\sigma_v^0 = 3.50 \frac{MN}{m^2}$  um  $\Delta\sigma_v^0 = 0.35 \frac{MN}{m^2}$  erhöhte Vorspannung kann die Fugenöffnung auf eine bestimmte Steghöhe begrenzt und mit  $\Delta\sigma_v^0 = 0.70 \frac{MN}{m^2}$  sogar der Bereich III vermieden werden.

### 3.2 Einfluß der Vorspannung $\sigma_v^0$ auf die Fugenöffnung

Die Spaltweite der Segmentfugen läßt sich durch die Lage der Spannungsnulllinie in den Stegscheiben beschreiben. Hierzu wird die bezogene Druckzonenhöhe  $\xi = \frac{h}{H}$  verwendet, wobei h die Höhe der Druckzone im Steg und H

die Höhe des Hohlkastens bedeuten. Für geschlossene Fugen ergibt sich somit  $\xi = 1.0$ .

Abbildung 13 zeigt für drei verschiedene Vorspanngrade die Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe  $\xi$  von der durch den Lastfaktor  $k$  parameterisierten Belastung beim Ein- und Zweifeldträger. In Abb. 13(a) sind die Verhältnisse für den Einfeldträger dargestellt.

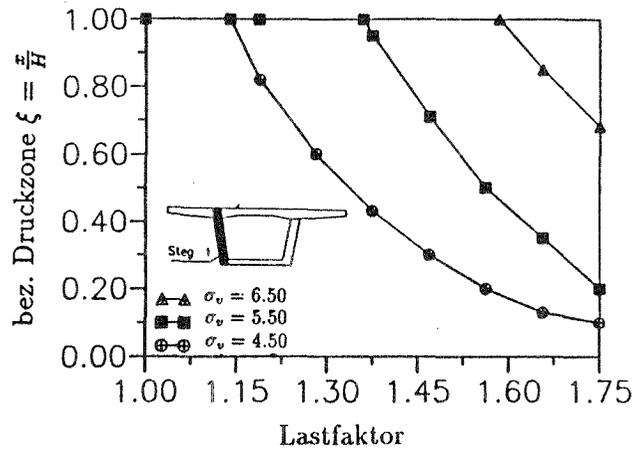
Die Lage der Nulllinie ist bei gegebener Vorspannung vor allem durch das Biegemoment bestimmt, die Schiefstellung ist eine Konsequenz der Wölbnormalspannungen aus Torsion. Wie man aus den Diagramm erkennt, läßt sich die Nulllinienlage jedoch durch den Vorspanngrad deutlich beeinflussen.

Zu Beginn der Fugenöffnung fällt  $\xi$  mit wachsendem  $k$  in beiden Stegen relativ steil ab, bei größeren  $k$  wird der Kurvenverlauf jedoch flacher,  $\frac{\Delta\xi}{\Delta k}$  nimmt ab. Der Grund hierfür ist im Öffnen benachbarter Fugen zu suchen.

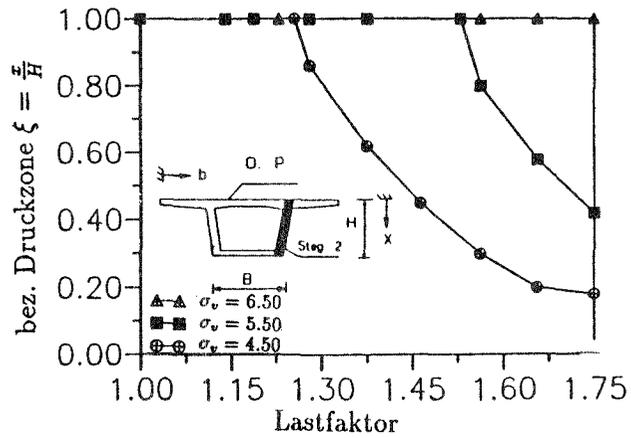
Beim Zweifeldträger öffnen sich die Fugen zunächst im Feld und später im Stützbereich. Während sich im Feld ein ähnlicher  $\xi - k$ -Verlauf wie beim Einfeldträger ergibt, beobachtet man im Stützbereich, wie in Abb. 13(c), (d) gezeigt, eine mit steigendem  $k$  steiler abfallende  $\xi - k$ -Kurve.

Nach der Fugenöffnung erfolgt also eine gegenüber dem Lastanstieg überproportional schnelle Einschnürung der Druckzone, was schließlich zum Entstehen eines Gelenkes in diesem Fugenschnitt führt. Dieses Gelenk bestimmt, wie oben erläutert, das Versagen des Gesamtsystems und muß daher bei der Bemessung sorgfältig beachtet werden.

Fuge 3 im Einfeldträger ( $x/L = 0.45$ )

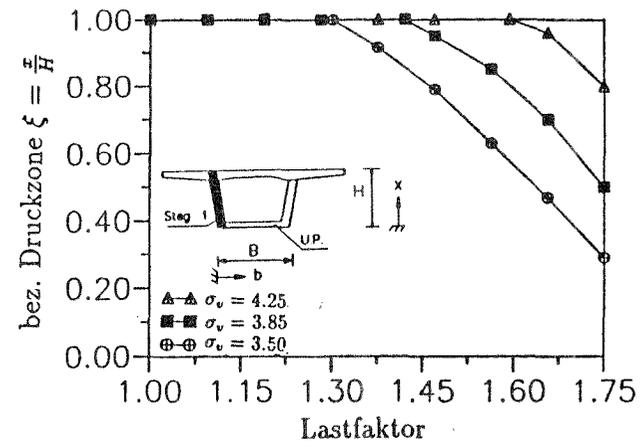


(a) bezogene Druckzonenentwicklung im Steg 1

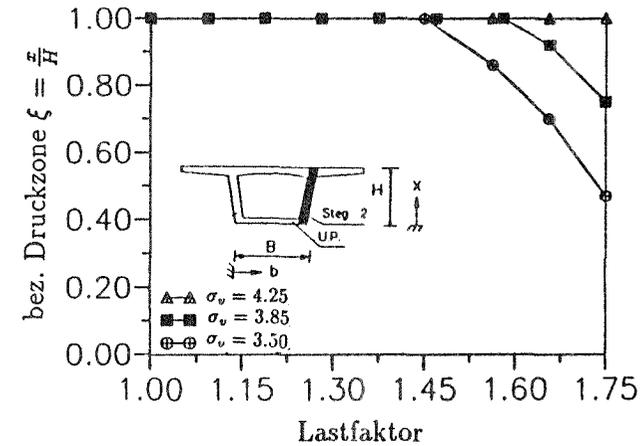


(b) bezogene Druckzonenentwicklung im Steg 2

Fuge 1 im Zweifeldträger ( $x/L = 0.06$ )



(c) bezogene Druckzonenentwicklung im Steg 1



(d) bezogene Druckzonenentwicklung im Steg 2

Abbildung 13: Entwicklung der Druckzone in den Stegen

### 3.3 Spannstahlspannung

In diesem Abschnitt soll die Abhängigkeit der Spannstahlspannung vom Lastfaktor  $k$  bei verschiedenen Vorspanngraden diskutiert werden. Stellvertretend wird beim Einfeldträger das gerade Spannglied 2 und beim Zweifeldträger das polygonale Spannglied 5 betrachtet. Diese Spannglieder weisen die jeweils größten Spannungsänderungen bei Belastungssteigerung auf.

In Abb. 14 ist für die drei schon oben untersuchten Vorspanngrade der Anstieg der Spannstahlspannung mit steigendem Lastfaktor  $k$  dargestellt. Auf der Ordinate ist der Wert  $\eta = \frac{\sigma_{v,z}}{\sigma_{v,z}^0}$  angetragen, wobei  $\sigma_{v,z}$  die gesamte Spannstahlspannung beim Lastfaktor  $k$  und  $\sigma_{v,z}^0$  die Anfangsspannung infolge Vorspannung und Eigengewicht bedeuten.

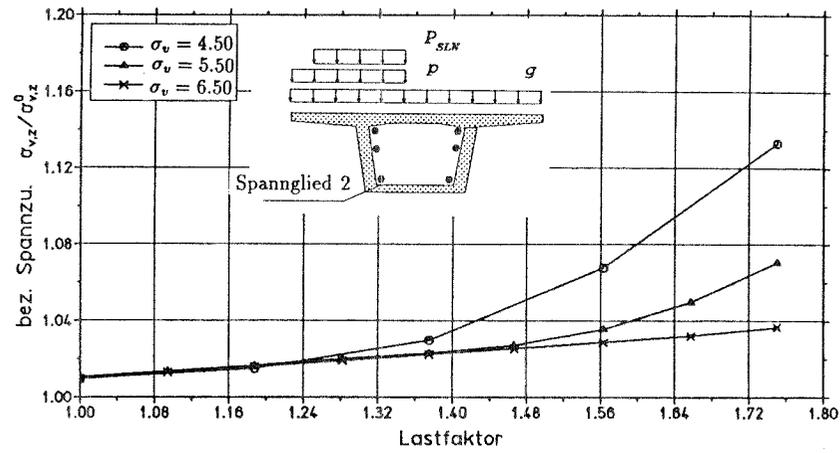
Beim Einfeldträger beobachtet man bei schwacher Vorspannung einen Spannkraftzuwachs bis  $\eta = 1.14$ . Mit der durch das Regelwerk vorgegebenen Anfangsspannung  $\sigma_{v,z}^0 = 0.75 \beta_z$  wird also ein Fließen des Spannstahls nur knapp verhindert. Dieses würde für den Spannstahl (St 1570/1770) bei einem maximalen Wert

$$\eta_{max.} = \frac{\beta_s}{\sigma_{v,z}^0} = \frac{\beta_s}{0.75 \cdot \beta_z} = 1.18$$

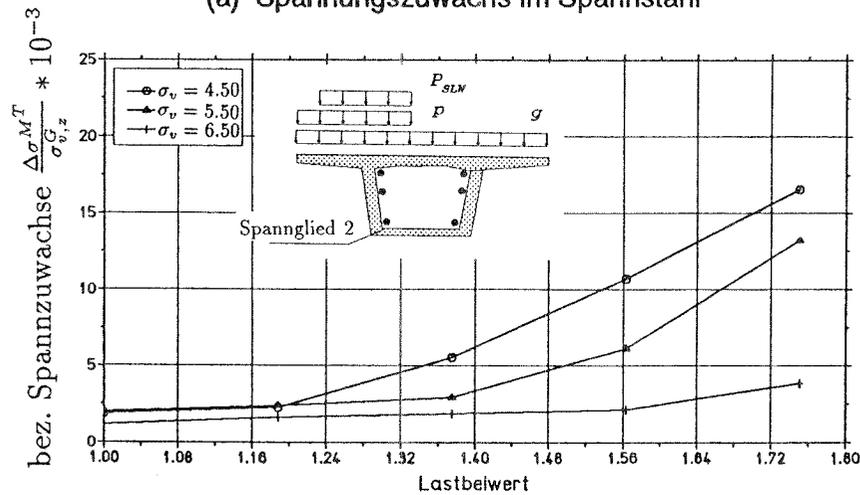
eintreten. Durch einen höheren Vorspanngrad kann ein Fließen der Spannglieder jedoch zuverlässig verhindert werden. Steigert man etwa bei dem hier untersuchten Träger die Anfangsvorspannung von  $\sigma_v = 4.5 \frac{MN}{m^2}$  auf  $\sigma_v = 5.5 \frac{MN}{m^2}$ , so ergibt sich für das Spannglied Stab 2 nur noch  $\eta = 1.075$ .

Beim Zweifeldträger öffnen sich unter voller Belastung ( $k = 1.75$ ) im mit  $\sigma_v^0 = 3.50 \frac{MN}{m^2}$  schwach vorgespannten Fall die Segmentfugen im Feld

### Einfeldträger

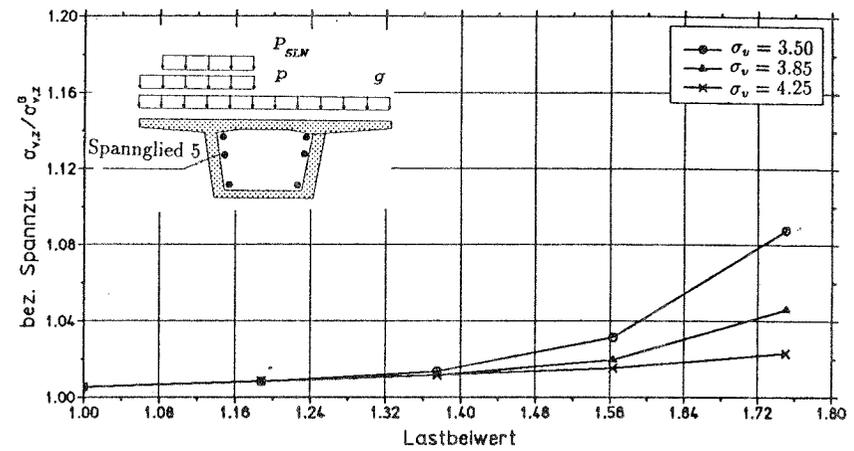


(a) Spannungszuwachs im Spannsteel

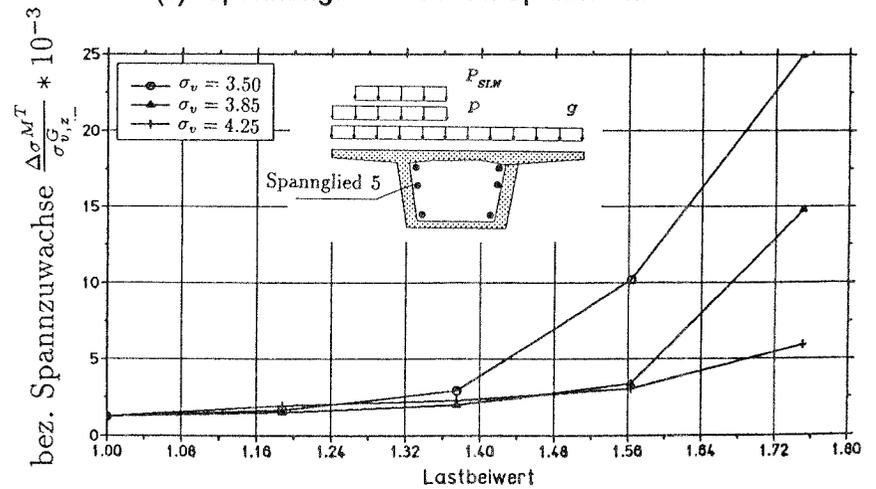


(b) Spannungszuwachs im Spannsteel aus Torsion

### Zweifeldträger



(c) Spannungszuwachs im Spannsteel



(d) Spannungszuwachs im Spannsteel aus Torsion

Abbildung 14: Spannungszuwachs im Spannsteel zufolge Belastung

bis knapp unterhalb der Fahrbahnplatte, im Bereich der Innenstütze werden rund  $\frac{2}{3}$  des Steges kraftlos. Dennoch bleibt der Spannstahl mit maximal  $\eta = 1.10$  deutlich unter der Streckgrenze.

Der Spannungsanstieg  $\Delta\sigma^{M_T}$  der Spannglieder infolge Torsion ist in Abb. 14(b) dargestellt. Auf der Ordinate ist das Verhältnis  $\frac{\Delta\sigma^{M_T}}{\sigma_{v,z}^0}$  angetragen.

Der Spannungszuwachs infolge Torsion bildet lediglich einen kleinen Teil des gesamten Spannungszuwachses der Spannglieder. Beim schwach vorgespannten Einfeldträger bleibt dieser Anteil unter 20 %, beim schwach vorgespannten Zweifeldträger liegt der Wert bei rund 1/3. Somit wird deutlich, daß der Spannungszuwachs hauptsächlich durch die Biegung bestimmt ist.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß die nach DIN 4227 zulässige Vorspannung des Spannstahls von  $\sigma_v^0 = 0.55 \beta_z$  für Vorspannung ohne Verbund offenbar zu konservativ ist.

### 3.4 Einfluß der Anordnung von Umlenkstellen auf das Verformungsverhalten

Unterschiedliche Anordnungen der Umlenkstellen für die Spannglieder können die Entwicklung der Fugenöffnung und damit das Verformungsverhalten einer Segmentbrücke beeinflussen. Um diesen Einfluß zu studieren, wird zum Vergleich ein vorgespannter Träger mit vier anstatt zwei Umlenkstellen der Vorspannglieder berechnet. Eine ausführliche Darstellung ist in [23] zu finden.

Die Ergebnisse zeigen, daß

- bei geschlossenen Segmentfugen die unterschiedliche Anordnung der Umlenkkräfte kaum Auswirkungen auf die Trägerverformung hat, wenn das Dekompressionsmoment konstant gehalten wird.
- sich die Verformung beider Brücken nach der Fugenöffnung trotz gleicher Dekompressionslast unterschiedlich entwickelt. Durch eine passende Anordnung der Umlenkstellen kann man einer vorzeitigen Fugenöffnung entgegenwirken und so die Traglast erhöhen. Je besser die Momentenlinie aus Vorspannkraft den Momenten aus Eigengewicht und Verkehrslast angepaßt ist, desto geringere Vorformungen treten im Zustand II ein.

### 3.5 Einfluß der Segmentschlankheit $\lambda$ auf das Verformungsverhalten

Mit der Segmentschlankheit  $\lambda = \frac{L}{H}$  eines Segmentes wird das Verhältnis von Segmentlänge  $L$  zu Trägerhöhe  $H$  bezeichnet. Im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufträgers sollte  $\lambda$  nicht zu klein gewählt werden, um an der ersten Fuge neben der Stütze die Beanspruchung durch das Stützmoment möglichst klein zu halten. Eine hohe Biegebeanspruchung an dieser auch durch Querkraft und Torsionsmoment stark belasteten Fuge würde, wie schon oben erläutert, zu einer frühzeitigen Fugenöffnung führen. Dies beeinträchtigt jedoch die Sicherheit gegen Abgleiten und Ausfall der schrägen Druckstreben, so daß die Traglast reduziert wird.

Im Feldbereich hingegen verläuft die Biegemomentenlinie unter üblicher Belastung relativ flach, so daß eine Konzentration der Verformungen auf wenige

Fugenschnitte vermieden wird. Daher ist die Segmentschlankheit  $\lambda$  in diesem Bereich nur von untergeordneter Bedeutung.

### 3.6 Berücksichtigung der Zugfestigkeit der Fugen

Durch unterschiedliche Materialgesetze für die Kontaktelemente in den Segmentfugen läßt sich in der Berechnung auch der Einfluß einer Zugfestigkeit der Fugen auf das Tragverhalten einer Segmentbrücke studieren. In der Arbeit werden zwei Werte der Zugfestigkeit  $\beta$  untersucht, die den Untersuchungen in [28] und [70] zugrunde liegen:  $\beta_1 = 0.477 \frac{MN}{m^2}$  und  $\beta_2 = 1.00 \frac{MN}{m^2}$  entsprechen dem Versagen der Haftung von Kleber und Beton.

Es zeigt sich, daß die Berücksichtigung von  $\beta$  zwar einen Einfluß auf die Fugenöffnung und damit auf die Tragwerksverformung hat. Dieser Unterschied ist jedoch ziemlich gering, so daß der Einfluß von  $\beta$  bei der Berechnung vernachlässigt werden kann.

### 3.7 Einfluß der Reibung in den Fugen

Die Reibung in den Fugen wird in der Rechnung durch das Coulomb'sches Reibgesetz  $\tau \leq \mu \cdot \sigma_N$  für die Haftreibung erfaßt, wobei  $\sigma_N$  die Normalspannung und  $\tau$  die Schubspannung bedeuten. Um den Einfluß des Reibungskoeffizienten  $\mu$  auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen, werden die Berechnungen für die zwei Werte  $\mu = 0.6$  und  $\mu = 0.8$  durchgeführt und anschließend die Schubspannungen in Abhängigkeit der Normalspannungen für verschiedene Laststufen miteinander verglichen. Zur Auswertung bietet sich dabei besonders die Fuge 1 des Zweifeldträgers an, bei der wegen der

hohen Schubbeanspruchung unter rechnerischer Bruchlast mit der Bildung von Schrägrissen gerechnet werden muß.

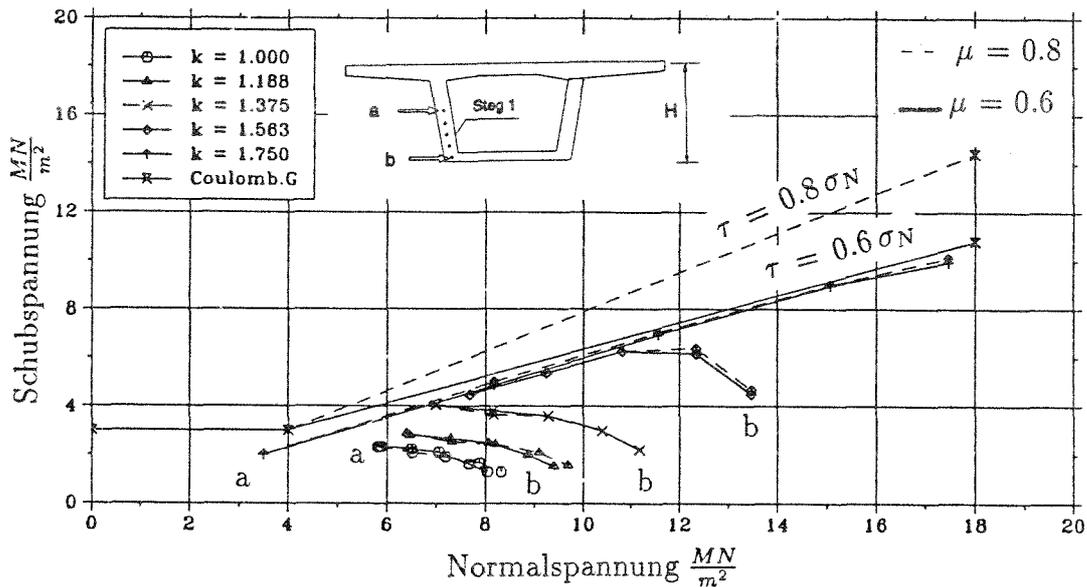


Abbildung 15:  $\tau - \sigma$ -Zusammenhang in Fuge 1 des Zweifeldträgers

Abbildung 15 zeigt für diese Fuge den bei verschiedenen Lastfaktoren  $k$  berechneten  $\tau(\sigma_N)$ -Zusammenhang, wobei die gestrichelte Linie die Werte für  $\mu = 0.8$  und die durchgezogene Linie die Werte für  $\mu = 0.6$  verbindet.

Solange die Fugen geschlossen sind ( $1.375 \geq k \geq 1.00$ ), verteilt sich die Schubübertragung über die ganze Steghöhe und die Schubspannungen bleiben deutlich unter ihrem maximal möglichen Wert  $\mu \cdot \sigma_N$ . Die Kurven für unterschiedliche  $\mu$  fallen daher zusammen. Nach der Fugenöffnung ( $1.750 \geq k \geq 1.563$ ) konzentrieren sich die Schubspannungen auf die eingeschnürte Biegedruckzone und nähern sich den Maximalwerten für  $\mu = 0.6$ , wobei sich die Kurven für unterschiedliche  $\mu$  wieder nicht unterscheiden.

Da also auf Grund des statischen Systems keine höheren Schubspannungen

auftreten, bringt auch die Erhöhung des Reibbeiwertes über den Wert  $\mu = 0.6$  hinaus keine Unterschiede in der Systemverformung, lediglich der Sicherheitsabstand gegenüber Abgleiten in den Segmentfugen steigt.

## 4 Rechnerische Untersuchung einzelner Segmente

Auch bei geöffneten Segmentfugen erfolgt ein wesentlicher Teil der Kraftübertragung über die Stahlbetonstegscheiben, die Randbeanspruchung konzentriert sich dann allerdings auf die eingeschnürte Druckzone, über welche die einzelnen Segmente in Kontakt stehen. Während im Feldbereich durch die Segmentfugen praktisch ausschließlich Druckkräfte übertragen werden, treten in Auflagernähe auch hohe Schubbeanspruchungen aus Querkraft und Torsion auf. Es ist daher im Detail zu klären, wie sich die Stegscheiben bei konzentrierter Krafteinleitung über Teilbereiche der Steghöhe verhalten.

Hierzu werden die Stegscheiben einzelner Segmente aus dem Feld- bzw. Auflagerbereich in einer geometrisch und materialmäßig nichtlinearen Rechnung unter Einschluß des Verhaltens der Bewehrung untersucht. Aus Gründen der Systemgröße können die Brücken nicht als Ganzes mit einem nichtlinearen Materialgesetz berechnet werden, so daß die Randbelastungen der einzelnen Segmente aus der globalen Berechnung übernommen werden.

### 4.1 System, Belastung und Diskretisierung

Es werden zwei Scheiben mit einer Höhe von  $H=3.0$  m und Längen von  $b=2.4$  m bzw.  $b=4.0$  m untersucht. Die Scheiben werden in 60 bzw. 100 quadratische Elemente unterteilt, wobei in z-Richtung die Höhe  $H$  in 10 gleich hohe Streifen von  $\Delta z = 0.1 H$  und in y-Richtung die Länge  $b$  in sechs Streifen von  $\Delta y = \frac{1}{6} \cdot b$  bzw. 10 Streifen von  $\Delta y = \frac{1}{10} \cdot b$  Breite zerlegt sind. Die Randbelastungen der Scheiben ergeben sich aus den Schnittgrößen der

Systemberechnung. Um alle auftretenden Belastungsarten zu erfassen, wird der Zweifeldträger mit einer durch den Lastfaktor  $k = 1.75$  gekennzeichneten Belastung betrachtet, so daß sich geöffnete Segmentfugen ergeben. In Abb. 16 sind die untersuchten Scheiben zusammen mit den zugehörigen Belastungen und Randbedingungen dargestellt.

Beim Modell 1, welches der Scheibe über der Innenstütze entspricht, greifen die Druck- und Schubkräfte der Randbelastung exzentrisch an den Fugenstirnflächen der Stegscheibe an. Im Modell 2, das einer Scheibe im Feldbereich entspricht, wird die Oberkante der Stegscheibe näherungsweise als gelenkig gelagert betrachtet, da sich die Segmentfugen in diesem Bereich bis hin zur Fahrbahnplatte öffnen. Die Ordinaten der Randlasten in den einzelnen Knoten der Modelle sind in den Tabellen 2 und 3 aufgelistet.

**Tabelle 2: Ordinaten für die Dreiecklast im Modell 1**

Knoten-Nr.	7	14	21	26	35	42
Druckkraft D (MN)	2.76	2.17	1.66	1.18	0.50	0.0
Schubkraft T (MN)	1.57	1.29	1.0	0.70	0.29	0.0

**Tabelle 3: Ordinaten für die Dreiecklast im Modell 2**

Kn.-Nr.	7	78	89	100	111	88	99	110	121
Druck (MN)	0.967	0.0	0.0	0.164	1.175	0.16	0.512	0.80	1.01
Schub (MN)	0.00	0.0	0.0	0.08	0.05	0.02	0.10	0.04	0.01
Druck (MN)	0.0	0.023	0.40	0.79	1.03	0.02	0.40	0.80	1.03
Schub (MN)	0.0	0.002	0.10	0.15	0.07	-0.03	-0.07	-0.05	0.02

Um den Einfluß der Rissbildung mit den damit verbundenen Spannungsum-

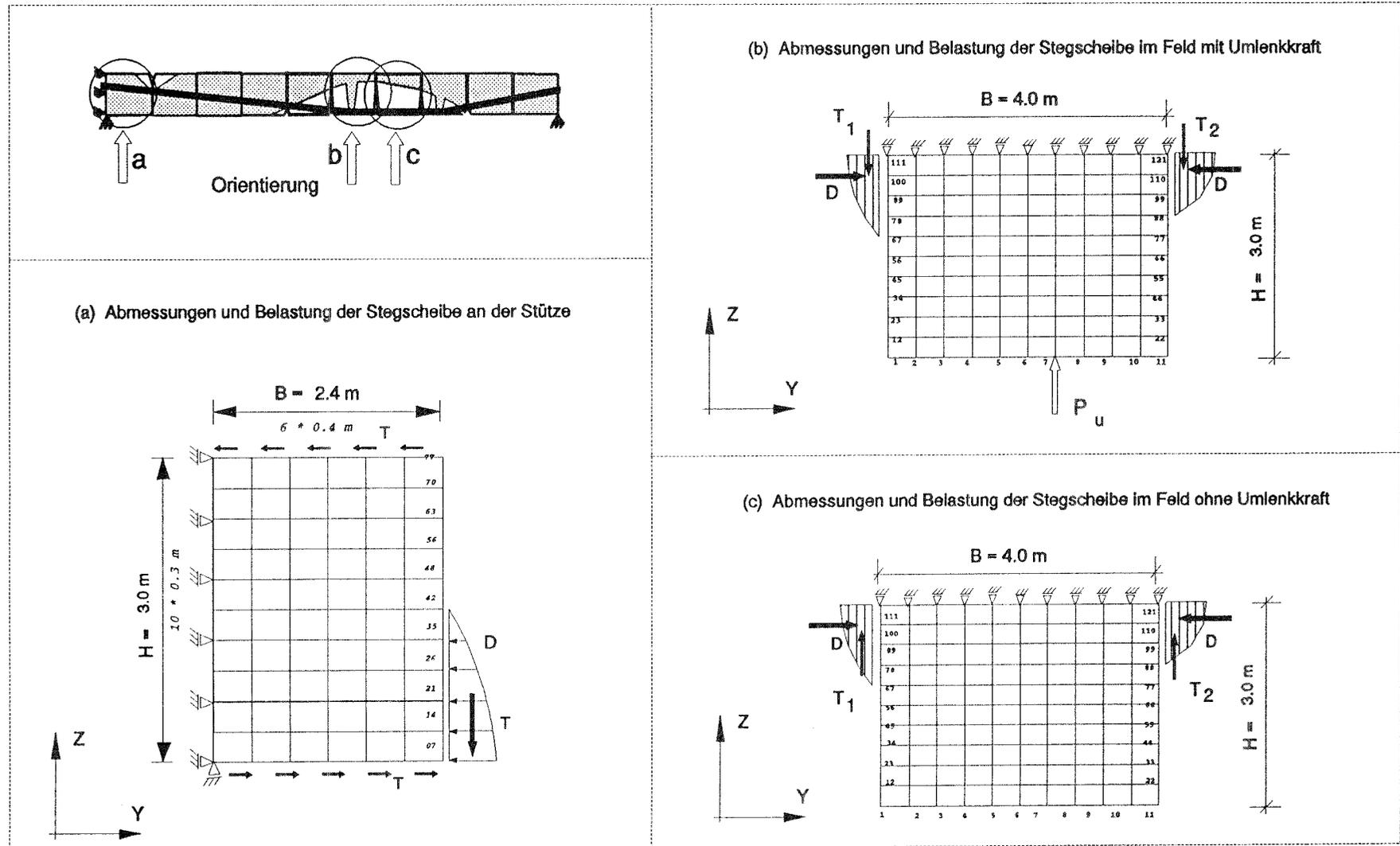


Abbildung 16: Abmessungen und Belastung der Stegscheibe

lagerungen zu erfassen, wird der Beton sowohl im Druck- als auch im Zugbereich durch ein nichtlineares Materialgesetz abgebildet; für die Bewehrung findet ein elastisch-plastisches Werkstoffgesetz Anwendung.

In dem Rechenmodell wird starrer Verbund zwischen Beton und Bewehrung angenommen, d.h. die Beton- und Stahlelemente werden an den gemeinsamen Elementknoten gekoppelt. Die Bewehrung wird genau wie der Beton durch Kontinuumelemente abgebildet. Zur Berechnung von Steifigkeiten und Knotenkräften werden die Werte von  $E_s$  und  $\sigma$  entsprechend dem Bewehrungsanteil am Gesamtvolumen der einzelnen Elemente reduziert.

## 4.2 Materialeigenschaften

In Tabelle 4 sind die für den Beton gewählten Materialkennwerte zusammengefaßt.

Tabelle 4: Materialkennwerte des Betons

Betongüte	$\beta_R$	$\beta_{bz}$	$E_b$	$\epsilon_R$	$\eta_{RO}$	$\eta_{RC}$	$l_R$
	$\frac{MN}{m^2}$	$\frac{MN}{m^2}$	$\frac{MN}{m^2}$	%			m
B45	27.0	4.0	37000	0.8	0.20	0.80	0.15

$\eta_{RO}$  – Schubsteifigkeitsreduktion offener Risse

$\eta_{RC}$  – Schubsteifigkeitsreduktion geschlossener Risse

$\epsilon_R$  – Dehnungsgrenze für Zugbeanspruchung

$l_R$  – geschätzter Rissabstand

Das Bewehrungsnetz besteht im Rechenmodell aus zwei rechtwinklig aufeinanderstehenden Bewehrungsscharen, welche den vertikal stehenden Bügeln und den horizontalen Längsstäben im Kastensteg entsprechen. Basierend auf

dem Kraftfluß im Steg, wie er sich aus der Systemberechnung ergibt, ist die Bewehrung, wie in Abb. 17 dargestellt, über die Steghöhe und Breite so verteilt, daß ein Fließen des Stahls ausgeschlossen werden kann.

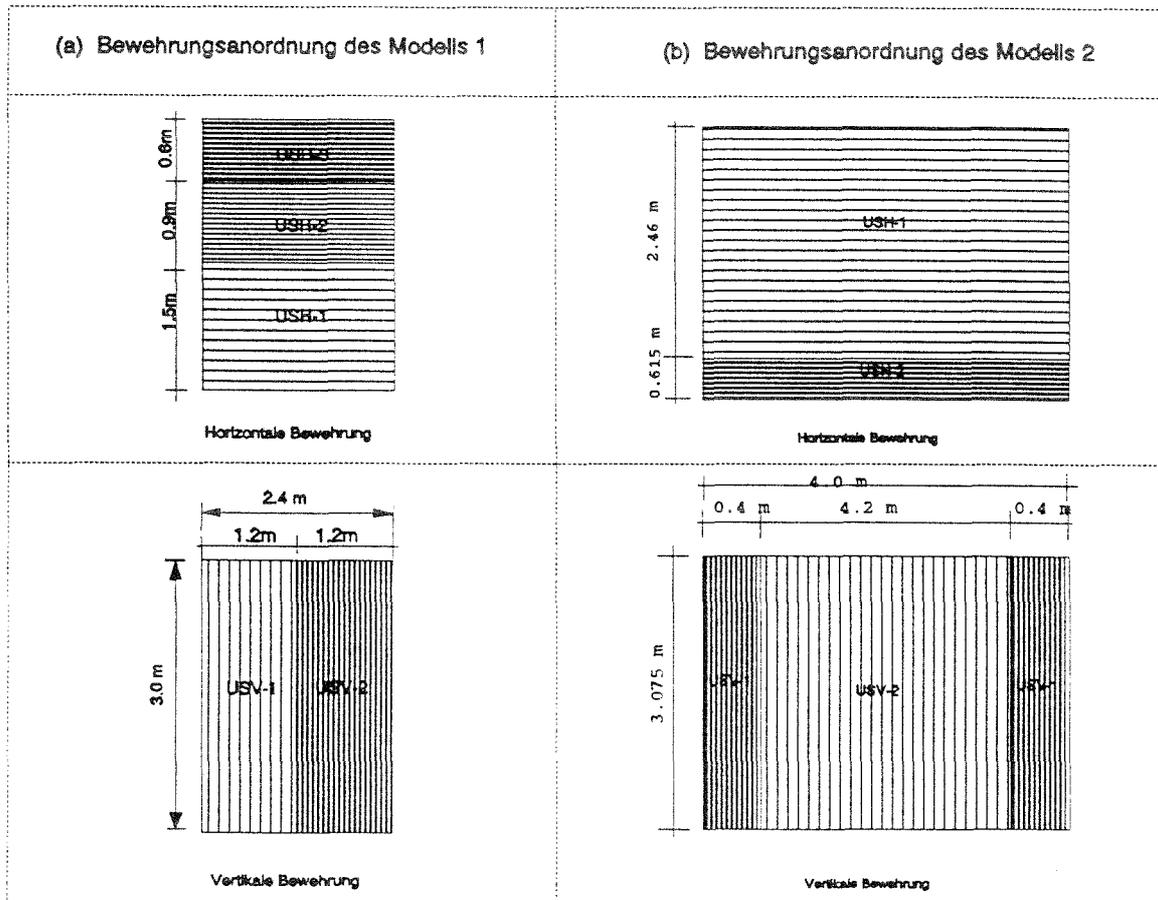


Abbildung 17: Verteilung der Bewehrung in der Scheibe

Der Bewehrungsgehalt in der jeweiligen Richtung und Zone der betrachteten Scheibe sind in der folgenden Tabelle 5 angegeben.

Tabelle 5: **Bewehrungsgehalt in der Scheibe**

Bewehrungszone	USH-1	USH-2	USH-3	USV-1	USV-2
Modell 1 in %	2.0	4.0	8.0	2.0	8.0
Modell 2 in %	0.6	1.0	–	1.0	0.6

Material: – Bewehrung- BSt 420S

### 4.3 Berechnungsergebnisse

#### 4.3.1 Stegscheibe über der Innenstütze

Um die verschiedenen Einflüsse deutlich hervorzuheben, werden die Druckbelastung und die Schubbelastung für die Scheibe getrennt untersucht.

Abbildung 18 zeigt den Hauptspannungs- und Hauptdehnungsverlauf in der Betonscheibe und der Bewehrung zufolge der Druckbeanspruchung. Die äußere Druckkraft wird über Druckstreben in der Betonscheibe zum Auflager hin übertragen. Im Krafteinleitungsbereich (Zone IV) breiten sich die Spannungen zunächst unter einem Winkel von ca.  $\alpha = 35^\circ$  zur Scheibenmitte hin aus, die Krafteinleitungsstrecke beträgt etwa  $0.4 \cdot B$ . Nach dieser Strecke verlaufen die Spannungen dann parallel zum unteren Rand der Scheibe bis zum Auflager.

Unmittelbar neben der Lasteinleitungsstelle am belasteten Rand entsteht die Spaltzugkraft  $Z$ , welche eine Größe bis zu ca.  $max.Z = D/4$  mit einer sehr geringen Verteilbreite bzw. einer Spannungsspitze am Rand erreicht. Die resultierende Spaltzugspannung überschreitet die Betonzugfestigkeit, so daß die Spaltzugkraft durch Bewehrung aufgenommen werden muß. Diese muß in einer Streifenzone mit einer Breite von ca.  $L/6$  eingelegt werden, wie man

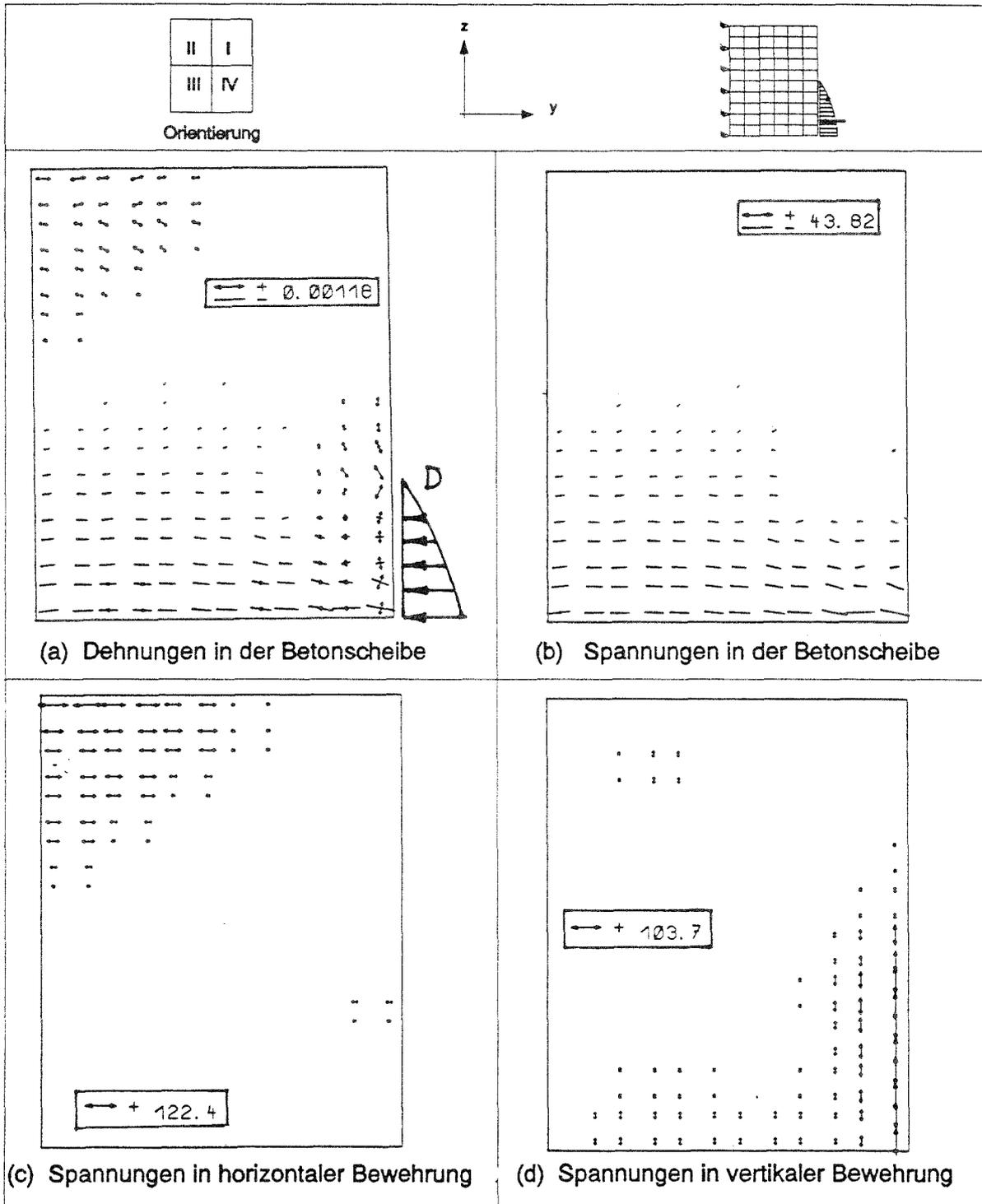


Abbildung 18: Spannungsverlauf in der Scheibe zufolge Druckkraft

aus der in Abb. 18(d) dargestellten Spannungsverteilung erkennt.

Die vertikale Spaltzugspannung wird im oberen Bereich der Stegscheibe (Zone I) in die horizontale Richtung zum Auflager hin umgeleitet. Hierdurch entstehen im oberen Auflagerbereich (Zone II) der Scheibe Zugspannungen, welche durch eine horizontale Bewehrung abgetragen werden müssen. Die räumliche Ausdehnung dieser horizontalen Zugspannungen ist in Abb. 18 (c) dargestellt.

Die vertikale Komponente der Randbeanspruchung, die Schubkraft, wird in der Nähe der Scheibenstirnfläche durch die dort verlegte Bügelbewehrung zusammen mit dem Beton aufgenommen. Die volle Querkraft in der belasteten Zone muß wegen des Reißens des Betons jedoch allein durch die Bügelbewehrung aufgenommen und in die oberen Bereiche der Stegscheibe hochgehängt werden. In der Betonscheibe resultiert dann ein flächenhaftes Druckfeld, welches wie in den Abbildungen 19(a), (b) dargestellt, die Druckkraft diagonal durch die Scheibe zu den unteren Auflagern führt.

Die Zugspannungen in der Bewehrung sind in den Abbildungen 19(c), (d) gezeigt. Die vertikale Zugkraft infolge der Querkraft wird im wesentlichen durch die Bügelbewehrung in einer engen Randzone neben der Segmentfuge aufgenommen. Dagegen verteilt sich die umgelenkte horizontale Zugspannung aufgrund des Fächerdruckfelds nahezu auf die gesamte Scheibenfläche. Dabei wird der Maximalwert der Zugspannung am oberen Rand von Zone II erreicht, aber auch neben der Lasteinleitungsstelle am belasteten Rand gibt es eine Spannungsspitze.

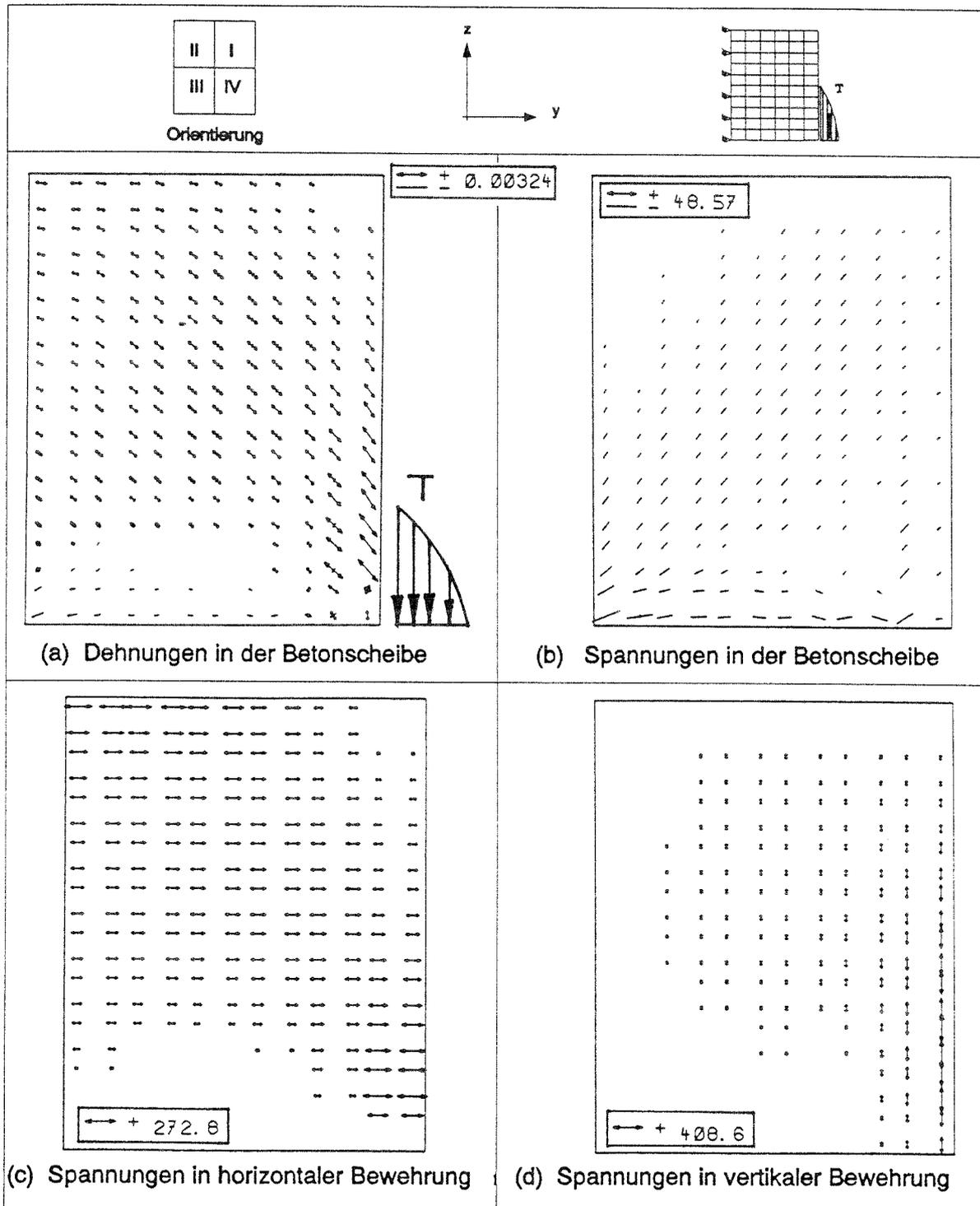


Abbildung 19: Spannungsverlauf in der Scheibe zufolge Schubkraft

### 4.3.2 Stegscheibe im Feldbereich

In der Berechnung wird zunächst die Stegscheibe eines Segments untersucht, in welchem keine Umlenkstelle für die Spannglieder angeordnet ist. Abbildung 20 zeigt für diesen Fall die Spannungsverteilungen in der Betonscheibe sowie in der Bewehrung. Man erkennt daraus, daß sich die Scheibe unter der vorhandenen Beanspruchung immer noch im Zustand I befindet.

Die Druckspannungen breiten sich von den Lastangriffspunkten in den oberen Ecken der Scheibe über eine Lasteinleitungsstrecke von ca.  $L/3$  zur Mitte der Scheibe hin aus. Im mittleren Drittel der Scheibenbreite verlaufen die ausgebreiteten Druckspannungen dann praktisch parallel zum oberen Scheibenrand. Insgesamt konzentrieren sich die Druckspannungen jedoch auf eine enge Druckstreifenzone, deren Breite hauptsächlich von der Druckzonenhöhe in den Segmentfugen abhängt.

Neben den Druckspannung treten in der Scheibe auch Zugspannungen auf, welche in Abb. 20(b) durch die Spannungen in der Bewehrung dargestellt sind. Da diese Zugspannungen nur relativ kleine Werte annehmen, sind Risse in der Stegscheibe selbst bei bis zur Fahrbahnplatte klaffenden Segmentfugen nicht zu erwarten.

Betrachtet man ein Segment, wie Segment Nr.6, in welchem eine Umlenkstelle für die Spannglieder liegt, so stellt man einige Unterschiede in der Spannungsverteilung in der Stegscheibe gegenüber dem eben besprochenen Fall fest.

Abbildung 21 zeigt die Spannungsverteilung für die Stegscheibe 2 des Segmentes Nr.6 im Zweifeldträger. Die Druckspannungen, welche durch den Umlenksattel der Spannglieder eingetragen werden, breiten sich senkrecht

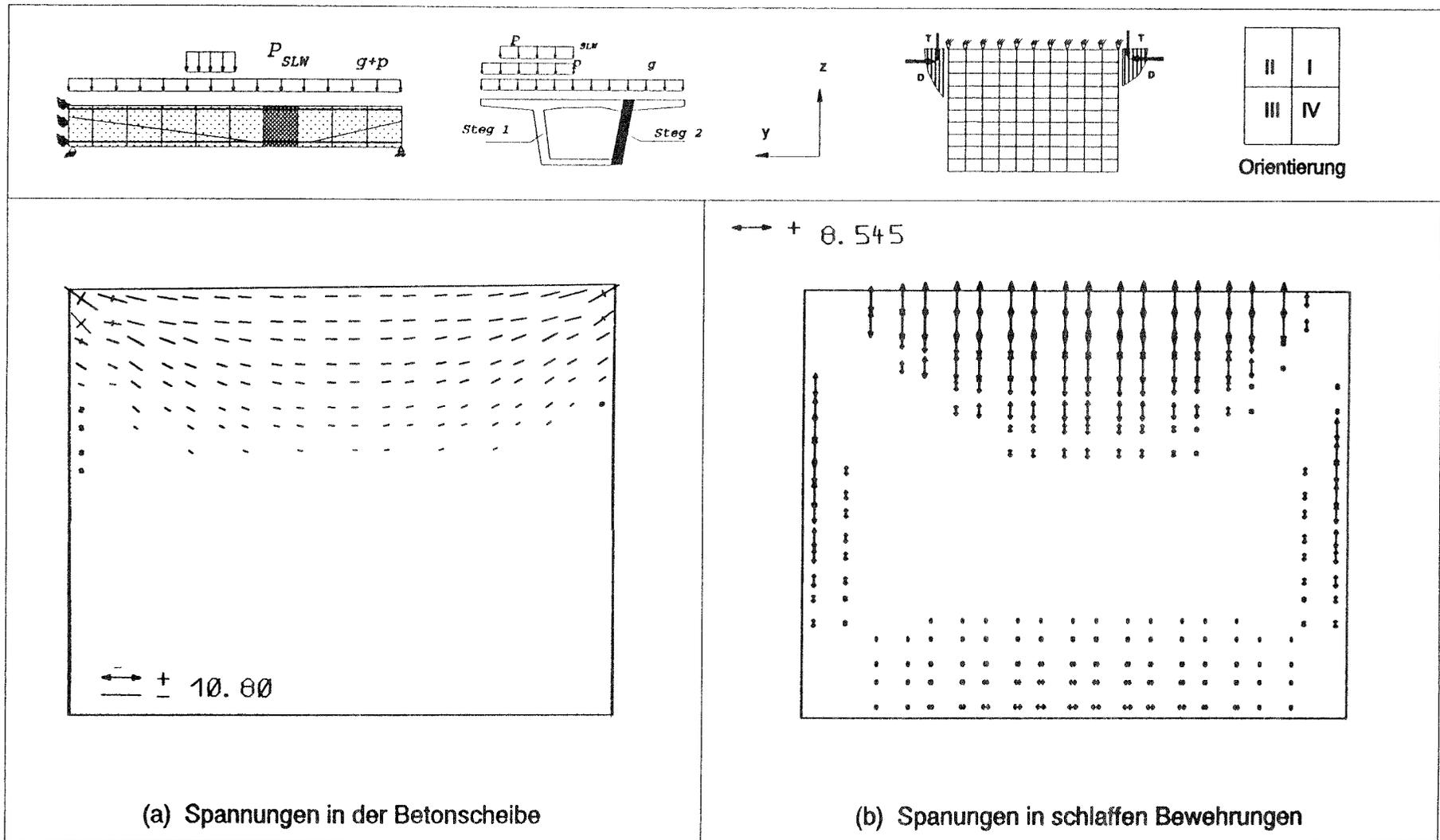


Abbildung 20: Spannungsverteilung in einer Stegscheibe ohne Umlenkraft

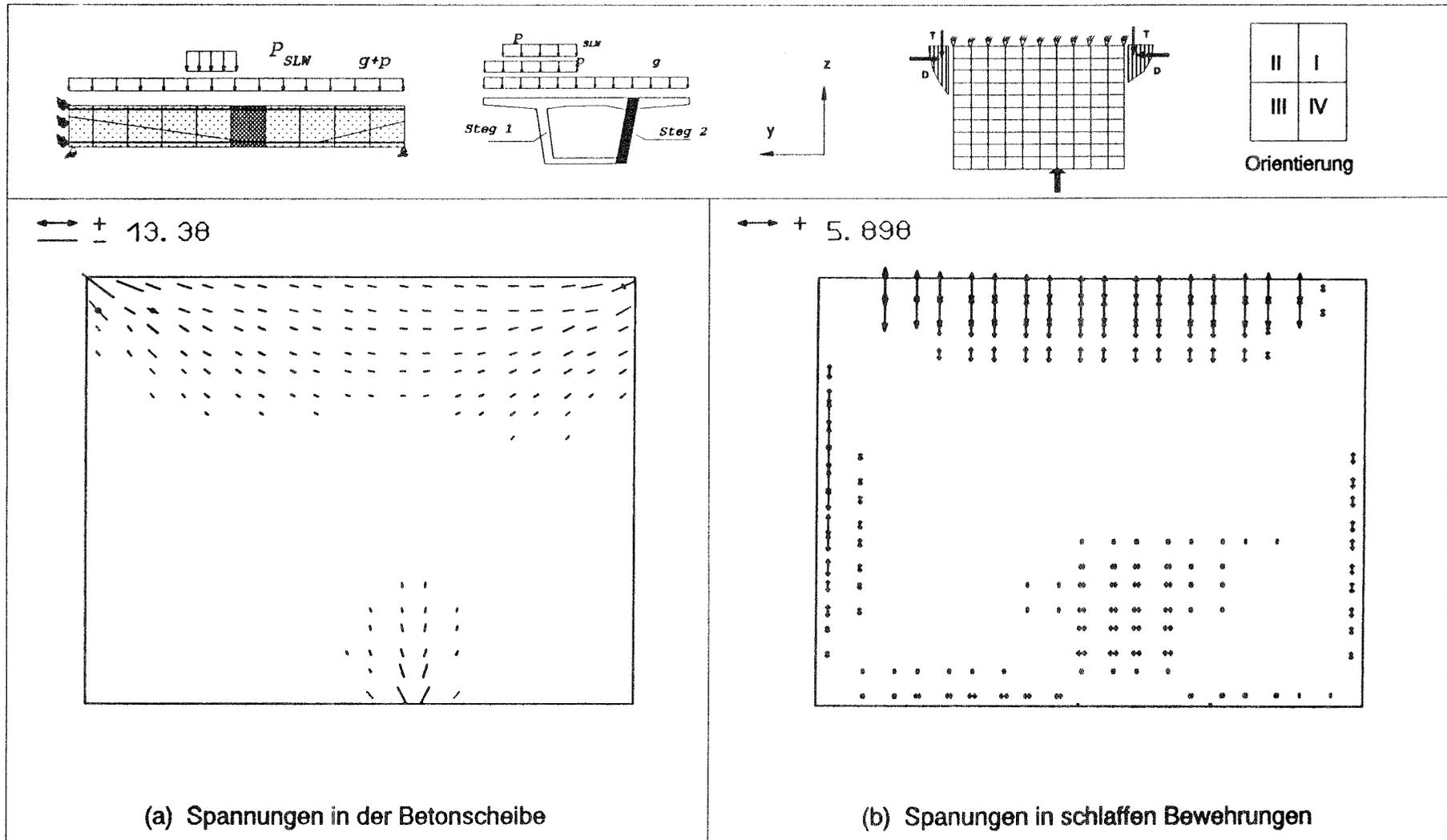


Abbildung 21: Spannungsverteilung in einer Stegscheibe mit Umlenkraft

in Richtung zur Oberkante der Scheibe aus. In Scheibenmitte kreuzen sie die horizontalen Druckstreben, so daß sich eine T-förmige Druckstrebe ausbildet. An der Kreuzungsstelle wirken sich die Spaltzugspannung zufolge Umlenkraft und die Druckspannung aus der Randbeanspruchung entgegen, was zu einer Einengung der horizontalen Druckstreben führt.

Der Spannungsverlauf in den sonstigen Bereichen der Stegscheibe bleibt wie derjenige im Segment ohne Umlenkstelle.

#### **4.4 Kraftfluß in der Stegscheibe**

Wie man aus der Berechnung erkennt, kann der nichtlinear verteilte Kraftfluß in den Stegscheiben näherungsweise durch den Kraftfluß entlang einiger Zug- und Druckstreben ersetzt werden. Auf diese Weise erhält man die in Abb. 22 dargestellten Fachwerkmodelle für die drei interessantesten Segmenttypen.

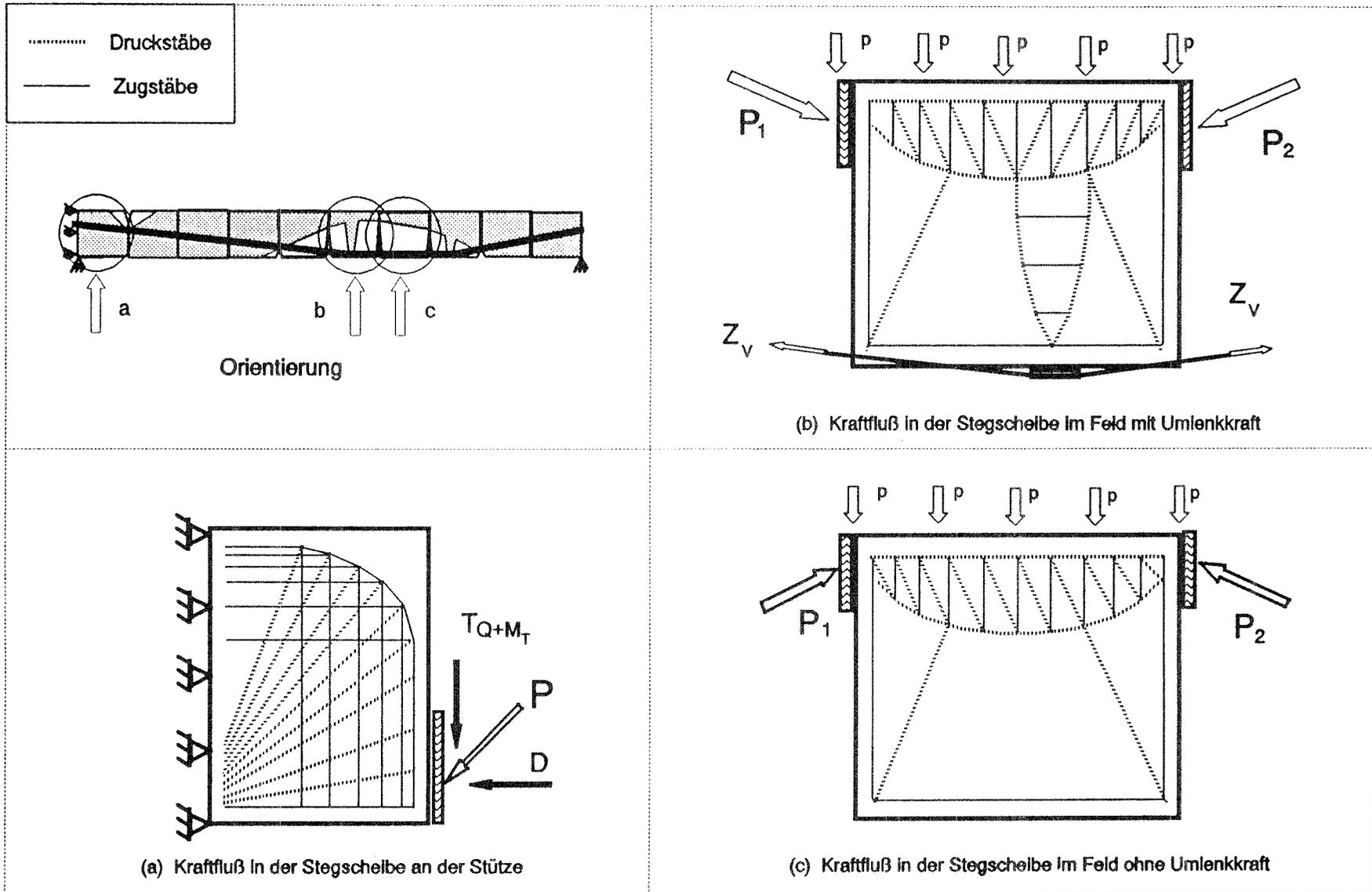


Abbildung 22: Kraftfluß in den Stegscheiben

## 5 Verifizierung der FE-Berechnung durch Versuchsergebnisse

Im Rahmen des Forschungsvorhabens 'Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft' des Instituts für Massivbau der TU Braunschweig [15] wurden insgesamt drei kastenförmige Balken unter verschiedenen Belastungsarten experimentell untersucht.

Die beiden Versuche TRAG1 und TRAG3 bieten sich hinsichtlich des statischen Systems und des Versagensmechanismus bezüglich der hier untersuchten Problematik zu einer Nachrechnung an. Im folgenden wird jedoch nur auf die Nachrechnung des Versuches TRAG1 eingegangen. Eine ausführliche Darstellung beider Versuche ist in [23] zu finden.

### 5.1 Modellabbildung von TRAG 1

Der im Versuch TRAG1 verwendete Balken besteht aus 8 Segmenten. Zur Aufbringung der Vorspannkraft und zur Aufnahme der Längszugkräfte aus Biegung und Torsion wurden in der Bodenplatte drei und in beiden Stegmitten je 1 Spannglied ohne Verbund mit Durchmesser  $\phi = 26.5$  mm verlegt (vgl. Anlage 1). Die erreichte zentrische Vorspannung ergab sich zu  $\sigma = -7.00 \frac{MN}{m^2}$ .

Die in Abb. 23 dargestellte Netzeinteilung enthält 1152 Elemente und 1162 Knoten. Die segmentären Betonkasten wurden mit Schalenelementen abgebildet. Die Segmente werden sich mit Hilfe von Kontaktelementen verbunden, die eine Trockenfuge simulieren.

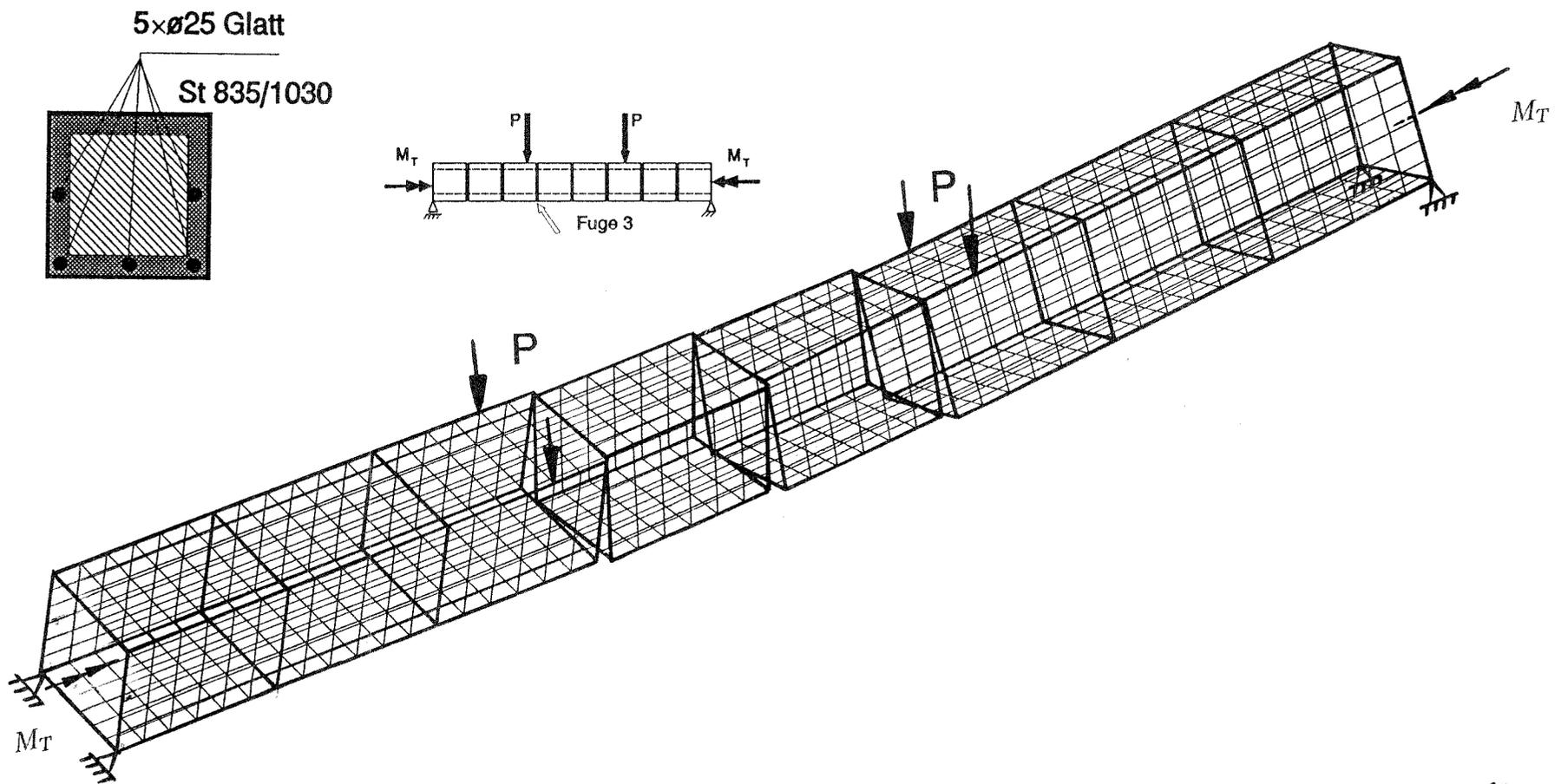


Bild 23: verformtes System von TRAG1

Die im Versuch vorhandenen 5 Spannglieder sind durch Stabelemente modelliert, deren Spannungsänderungen nur von den Verschiebungen der Verankerungspunkte abhängen. Eine Abweichung gegenüber dem Versuchsbalken TRAG1 liegt darin, daß die schlaife Bewehrung des Betonkastens im Rechenmodell außer acht bleibt.

Die in der FE-Rechnung verwendeten Stoffkennwerte sind der Tabelle 6 zu entnehmen.

Tabelle 6: **Verwendete Werkstoffe im Rechenmodell**

Elementart	Werkstoff	Kennwerte
Schalenelement	Beton	$E=2.8 \times 10^4 \frac{MN}{m^2}$ , $\nu = 0.2$ $\beta_{bz} = 3.41 \frac{MN}{m^2}$ , $\beta_{bd} = 48.0 \frac{MN}{m^2}$
Stabelement	Spannstahl	$E=1.95 \times 10^5 \frac{MN}{m^2}$ , $A_s = 5.52 \times 10^{-4} m^2$ $\beta_{0.2} = 835 \frac{MN}{m^2}$ , $\beta_z = 1030 \frac{MN}{m^2}$ , $\nu = 0.2$
Kontaktelement	Trockenfugen	$\mu = 0.6$ , $G_0 = 1.5 \times 10^4 \frac{MN}{m^2}$

In der FE-Rechnung wurde ein nichtlineares Betonstoffgesetz verwendet [23]. Bei der rechnerischen Simulation wurde die gleiche Lastgeschichte wie im Versuch benutzt. Hierbei wurde der Balken zuerst durch zwei Einzellasten, die jeweils in den Drittelpunkten angreifen, bis zu einem rechnerischen Biegemoment  $M=0.6$  MNm belastet. Im mittleren Bereich des Balkens, in dem die erste Fugenöffnung zu erwarten ist, ist der Querschnitt nur durch  $M$  und  $M_T$  beansprucht, während der übrige Teil noch zusätzlich durch die Querkraft  $Q$  belastet ist.

## 5.2 Vergleich der Ergebnisse

### 5.2.1 Verformung des Balkens

Das verformte System bei einer kombinierten Beanspruchung von  $M = 0.6 \text{ MNm}$  und  $M_T = 0.128 \text{ MNm}$  ist in Abb. 23 und der Biegemoment-Durchbiegungs-Verlauf in Feldmitte des Versuches und der Berechnung ist in Abb. 24 dargestellt.

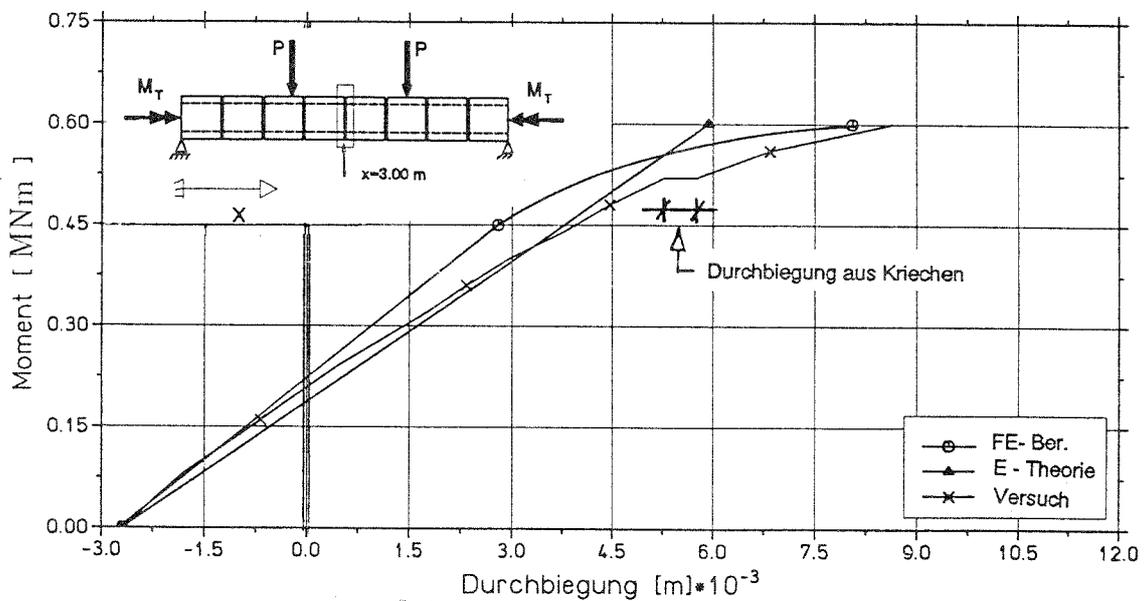


Abbildung 24: Durchbiegung in der Balkenmitte

Da eine zeitabhängige Verformung vor der Aufbringung der Torsion vorhanden ist, lässt sich die Verformung infolge Torsion kaum verifizieren.

Im Gegensatz zum Versuch ist der Balken in der Nachrechnung vor dem Aufbringen der Einzellast bereits durch Vorspannung belastet. Zum besseren Vergleich wurde die rechnerische Durchbiegung auf den Anfangswert des Versuches umgerechnet (vgl. Abb. 24). Es lässt sich feststellen, daß die rech-

nerisch ermittelten Durchbiegungen etwas geringer sind als die im Versuch erhaltenen. Der größte Anteil dieser Differenz resultiert aus den folgenden zwei Punkten:

- Die plastische Verformung infolge von Kriechen wurde in der Berechnung nicht berücksichtigt. Die Auswirkung auf die Verformung im Versuch ist jedoch deutlich sichtbar. Das plastische Verformungsverhalten des Betons ist aber bei Kurzzeitversuchen nur von geringem Einfluß auf die Kraftverteilung im gerissenen Stahlbetonkasten.
- Während des Versuches wurde der Balken auf Stahl- und Holzplatten gelagert. Die daraus resultierenden Stützensenkungen tragen zusätzlichen zur Verformung bei.

### 5.2.2 Rißbild in den Stegscheiben

Das rechnerisch ermittelte Rißbild eines Steges unter Belastung von  $M = 0.6 \text{ MNm}$  und  $M_T = 0.128 \text{ MNm}$  ist in Abb. 25 dargestellt. Es zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem entsprechenden Rißbild des Versuches. Die errechnete Rißrichtung unmittelbar neben der klaffenden Fugenstirnfläche richtet sich nach der Richtung der Resultierenden aus Druck- und Schubkraft, die am Segmentrand angreifen, während sie in einem Eckbereich der Unterkante Winkel von ca.  $45^\circ$  aufweisen.

### 5.2.3 Fugenspaltverhalten

Das Fugenrißverhalten ist vor allem durch die Fugenart geprägt. Im Versuch wurden Trockenfugen mit einer Feinprofilierung im Stegbereich verwendet.

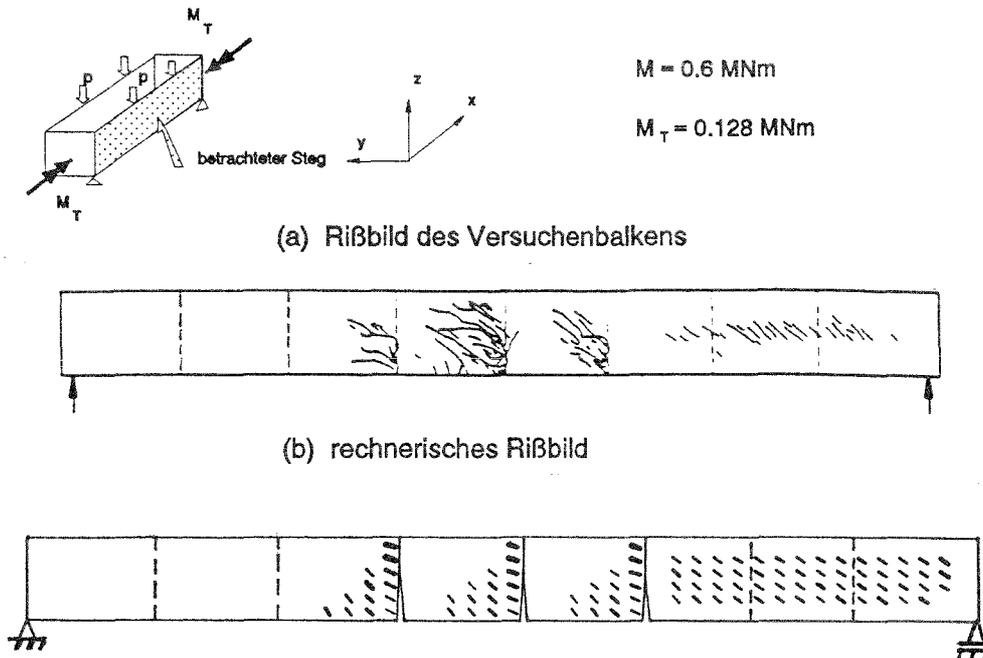


Abbildung 25: Rißbildung in einem Steg

Bei einem Biegemoment von  $0.52 \text{ MNm}$  wurden erste Fugenrisse im mittleren Balkenbereich festgestellt. Im Vergleich zum Versuch wurde in der Berechnung eine glatte Trockenfuge simuliert. Bei einem Biegemoment von  $0.46 \text{ MNm}$  trat die erste Fugenöffnung auf.

Die Normalspannungsänderung beeinflusst unmittelbar den Rißzustand in der Fuge. Die Fugenöffnung aufgrund der Spannungsanteile aus Verwölbung wandert deswegen in einem Steg nach oben, während sich ein Teil des Risses im anderen Steg wieder schließt. Die zur kombinierten Beanspruchung aus  $M_T = 0.128 \text{ MNm}$  und  $M = 0.6 \text{ MNm}$  zugehörigen Fugenöffnungen werden in einer Gegenüberstellung zwischen Versuch und Berechnung in Abb. 26 gezeigt.

Eine genaue Überstimmung beider Verläufe ist wegen der verschiedenen Fugenausbildung und Verformungen nicht zu erwarten. Trotzdem stimmt die

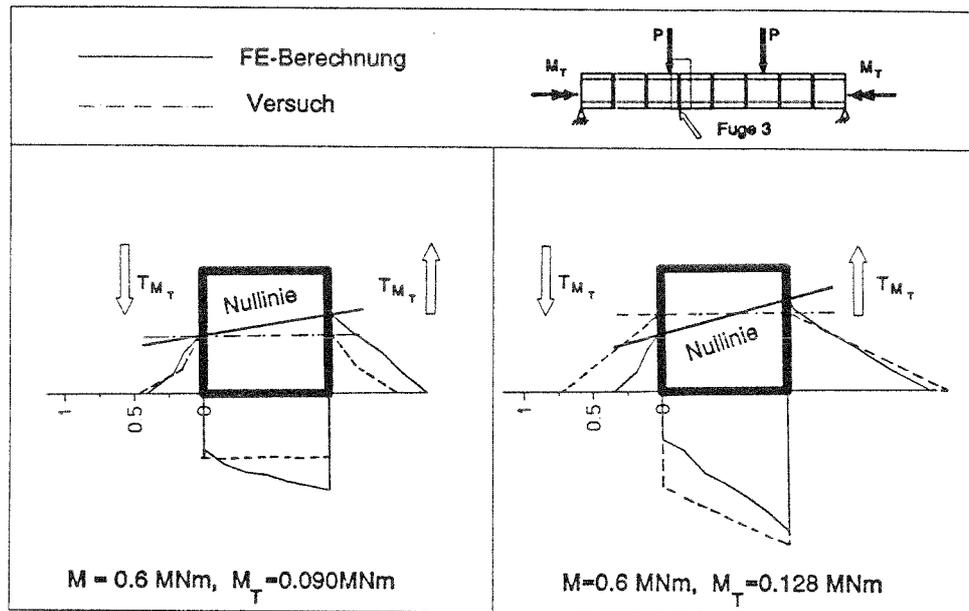


Abbildung 26: Fugenspaltweite in (mm)

Berechnung gut mit dem Versuch überein.

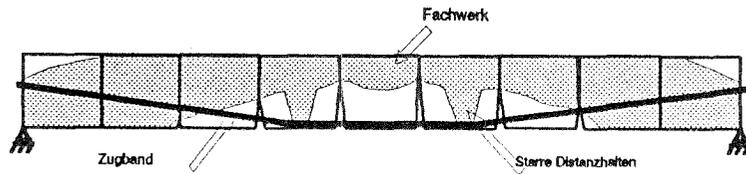
## 6 Tragmodell des Segmentträgers

Die Berechnungen zeigen, daß im Kastenquerschnitt infolge der Torsionsbeanspruchung unter den gewählten Lagerbedingungen sowohl Wölbkrafttorsion als auch Profilverformung auftreten. Die hieraus entstehenden sekundären Normalspannungen überlagern sich den primären Normalspannungen aus Biegung und Vorspannkraft, so daß sich im Querschnitt eine Schiefstellung der Spannungsnulllinie ausbildet. Da sich die Fugen in beiden Stegen somit unterschiedlich weit öffnen, darf der Einfluß der Profilverformung und Verwölbung beim Nachweis der Begrenzung der klaffenden Fugentiefe nicht vernachlässigt werden.

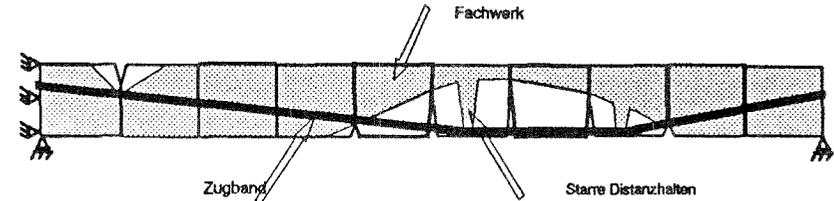
Sind die Segmentfugen einer Brücke in Segmentbauweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geöffnet, bildet sich über die Kontaktflächen der Einzelsegmente ein Druckbogen im Tragwerk aus, welcher zusammen mit den als Zugband wirkenden Spanngliedern der äußeren Last das Gleichgewicht hält.

Betrachtet man den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien, so kann man die Druckstreben, wie in Abb. 27(a) für den Einfeldträger gezeigt, durch ein Fachwerkmodell für die Betonstegscheiben nachbilden. Dabei wird zunächst für den Steg jedes einzelnen Segments entsprechend der Fugenöffnungstiefe ein Fachwerkmodell entwickelt. Diese Einzelfachwerke treten dann über die Fugenflächen miteinander in Wechselwirkung, die Umlenkkräfte aus Vorspannung werden durch eng lokalisierte Druckpfosten eingetragen. Die Wirkungsweise des Gesamtsystems entspricht somit einem flachen, unterspannten Stabzug.

Analog zum Einfeldträger läßt sich auch das Tragmodell des Zweifeldträgers durch ein Zugband-Fachwerk-Modell abbilden. Das in Abb. 27(b) dargestellte

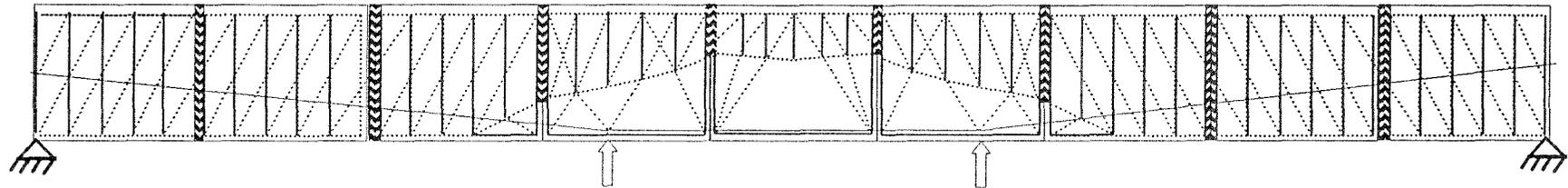


Tragmodell für Einfeldträger



Tragmodell für Durchlaufträger

(a) Einfeldträger



- Zugstab
- ..... Druckstreben
- ~~~~~ überdrückte Fuge

(b) Zweifeldträger

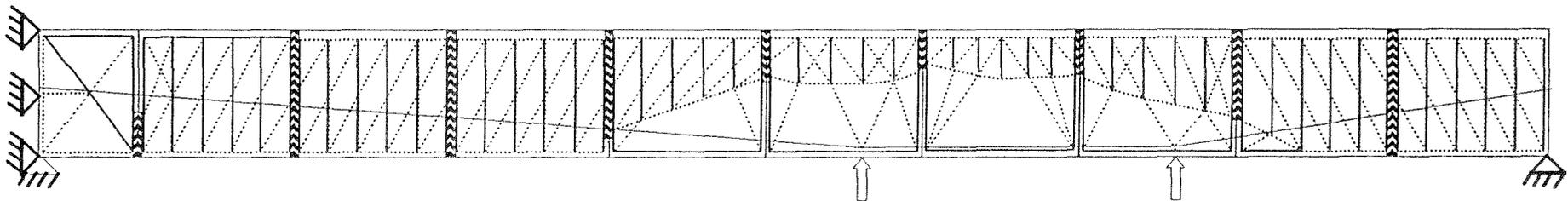


Bild 27: Tragmodell für die Einfeld- und Zweifeldtrager

Modell unterscheidet sich von dem Tragmodell des Einfeldträgers qualitativ lediglich durch das Segment im Bereich der Innenstütze, welches der Fugenöffnung von der Seite der Fahrbahnplatte her Rechnung trägt.

Im Feldbereich sind die Segmentträger selbst bei geöffneten Segmentfugen nicht schubbruchgefährdet, da die Schubkraft relativ klein ist. Wenn sich jedoch die auflagernahen Fugen öffnen und die hier verfügbare Druckzonenhöhe bei Laststeigerung rasch abnimmt, muß sich die dort wirkende große Schubkraft auf einen Teilbereich der Steghöhe konzentrieren. Das Versagen des Tragwerks tritt dann durch einen schiefen Druckbruch im benachbarten Stegscheibenbereich ein.

## 7 Bemessungsvorschlag

### 7.1 Konstruktive Anforderungen

Die Untersuchungen zeigen, daß die Tragfähigkeit von Durchlaufträgern vor allem durch die Fugenöffnung über den Innenstützen begrenzt wird. Aber auch bei Einfeldträgern müssen große lokale Verformungen in einzelnen Fugen verhindert werden. Davon ausgehend sind folgende Maßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit generell zu empfehlen:

- Im Fall des Einfeldträgers sollte vermieden werden, daß sich ein einzelnes plastisches Gelenk ausbildet. Dies kann man erreichen, indem man u.a. einen möglichst flachen Verlauf der Spannglieder in Feldmitte vorgibt.
- Im Fall des Zweifeldträgers ist eine Fugenöffnung über den Innenstützen zu vermeiden. Dies kann durch eine hinreichende Segmentlänge über den Innenstützen oder eine entsprechend hohe Vorspannung gewährleistet werden.
- Bei geöffneten Fugen treten in den Stegen infolge Torsion auch horizontal gerichtete Schubspannungen auf. Die Stege sollten daher im Stützbereich durch Querscheiben ausgesteift oder genügend dick ausgebildet werden.

## 7.2 Nachweise im Gebrauchszustand

### 7.2.1 Nachweise in den Fugen

Im Feldbereich kann, wenngleich nicht unbedingt zu empfehlen, wegen der geringen Schubbeanspruchung im Gebrauchszustand ein Öffnen der Segmentfugen prinzipiell erlaubt werden, wie die durchgeführten FE-Berechnungen zeigen. Dann sind allerdings die Bedingungen des Abschnitts 7.3.1.2. einzuhalten.

Nachweise gegen Druck- bzw. Schubbruch sind durch die Nachweise im Bruchzustand bereits abgedeckt und brauchen deshalb für den Gebrauchszustand nicht geführt zu werden.

Die Fugen im Stützenbereich sollten aufgrund der hohen Schubbeanspruchung in jedem Fall überdrückt bleiben. Eine zusätzliche Reservedruckspannung nach Auftreten der Zugspannung aus den Lastfällen

$$\sigma_v^0 + \sigma_{G+P} + \sigma_{M_T} \quad (2)$$

mit

$\sigma_v^0$  – Zugspannung am Rande infolge Vorspannung

$\sigma_{G+P}$  – Zugspannung infolge G+P

$\sigma_{M_T}$  – Zugspannung infolge Wölbkrafttorsion und Profilverformung

sollte vorgesehen werden. Bei der Bestimmung der Spannungen infolge Wölbkrafttorsion  $\sigma_{M_T}$  kommt, wie bekannt, der Queraussteifung des Querschnitts besondere Bedeutung zu.

### 7.2.2 Nachweise im Segment

Solange die Fugen in allen Fugenschnitten geschlossen bleiben, können im Gebrauchszustand die Nachweise nach den üblichen Regeln, wie z.B. nach DIN 4227, Teil 1, geführt werden. Falls sich die Fugen im Feldbereich öffnen, erübrigt sich im Gebrauchszustand ein Nachweis, da er durch die Nachweise im Bruchzustand mit abgedeckt ist.

### 7.2.3 Nachweise für den Spannstahl

Der Nachweis kann entfallen, da der Spannungszuwachs der Spannglieder unter Gebrauchslast sehr gering ist. So beträgt er im Falle des hier studierten Beispiels weniger als 2 % der Spannungen infolge  $\sigma_v^0 + \sigma_G$ .

## 7.3 Nachweise im Bruchzustand

### 7.3.1 Nachweise in den Fugen

#### 7.3.1.1 Nachweise der Biegebruchsicherheit

Aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchungsverhältnisse sind die Nachweise im Feldbereich und im Stützbereich getrennt zu behandeln.

Im Feld- und Stützbereich muß als maßgebende Schnittgrößen-Kombination das maximale Biegemoment mit zugehöriger Querkraft und zugehörigem Torsionsmoment untersucht werden. Im allgemeinen werden dabei die Fugen geöffnet sein. Wie Abb. 28 zeigt, wird mit zunehmendem Ausnutzungsgrad

des Betonquerschnitts die Druckzonenhöhe  $x$  überlinear abnehmen, so daß sich Fehler in der Schnittkraftermittlung überproportional auswirken.

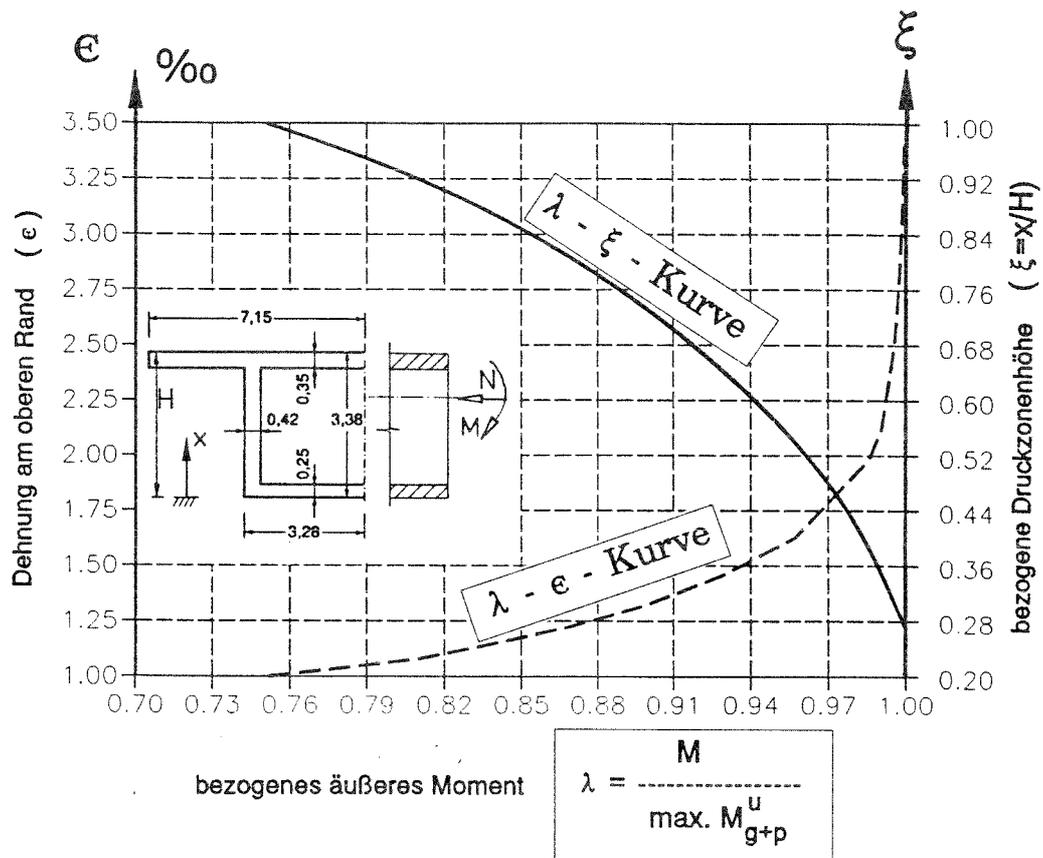


Abbildung 28: Interaktionskurve

Mit Rücksicht darauf wird generell empfohlen, die Bedingung

$$x \geq \frac{1}{3} \cdot H$$

einzuhalten.

Das Biegeversagen des Querschnitts tritt dann entweder mit einem Druckbruch der Fahrbahnplatte oder mit dem Fließen des Spannstahls ein.

Geht man von der horizontalen Biege-Druckkraft  $D$  der Druckzone nach Abb. 29 aus,

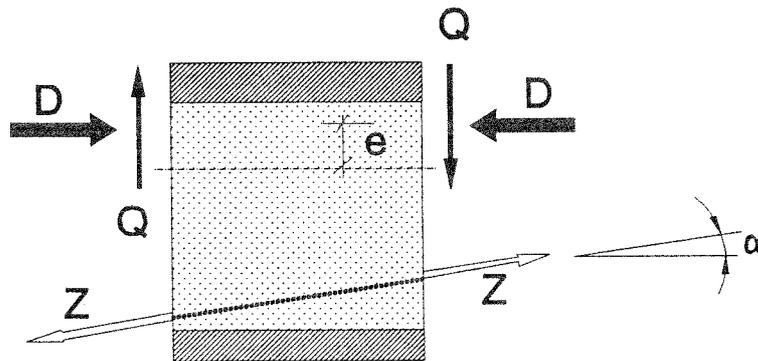


Abbildung 29: Einwirkung der Schnittgrößen bei geöffneter Stegfuge

so gilt :

$$D = Z \cdot \cos \alpha = A_s \cdot \sigma_v^0 \cdot \cos \alpha \quad (3)$$

mit

$A_s$  – Querschnittsfläche der Spannglieder

Nun kann bei vorgegebenem  $\epsilon = 0.2 \%$  in der Mittelfaser der Platte und bekanntem  $D$  die Druckzonenhöhe  $x$  bestimmt werden. Für das innere Moment um die Schwerachse (Abb. 29) muß dann die Bedingung:

$$D \cdot e \geq \Sigma M_u \quad (4)$$

gelten, wobei  $\Sigma M_u$  das äußere Moment bezeichnet.

### 7.3.1.2 Nachweise der Querkraftübertragung

#### - bei geschlossenen Fugen -

Solange die Segmentfugen geschlossen bleiben, können die Fugen hinsichtlich der Schubbemessung wie üblich z.B. nach DIN 4772, Teil 1, 12.3.2 behandelt werden.

#### - nach der Fugenöffnung -

Wenngleich, wie später gezeigt, ein Teil der Schubkraft infolge der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  auch über die untere resp. obere Platte in der jeweiligen Zone übertragen wird, sollte wegen der mit einer solchen Übertragung verbundenen großen Verformung die Schubkraft ausschließlich den Stegen zugewiesen werden. Dafür gilt dann die nachfolgende Gleichgewichtsbeziehung:

$$T_R = T_Q + T_{M_T} = \int_{A_b} \tau dA \leq \frac{1}{\gamma} \cdot \mu \cdot \alpha_R \cdot \beta_R \cdot A_b \quad (5)$$

wobei  $\mu$  den Reibungsbeiwert bezeichnet und  $A_b$  die Stegfläche, die mit Hilfe der Druckzonenhöhe  $x$  ermittelt werden kann. Der Wert  $\mu$  kann mit 0.6 bei trockener Reibung zwischen Beton als sicher vorausgesetzt werden. Mit  $\alpha_R \simeq 0.8$  und der Stegdicke  $d$  sowie dem Sicherheitsfaktor  $\gamma$  erhält man dann daraus eine erforderliche Druckzonenhöhe von etwa:

$$x = 2 \cdot \gamma \cdot \frac{T_R}{d \cdot \beta_R} \quad (6)$$

Die Schubkraft in der Fuge bestimmt sich aus:

$$T_R = Q(-Z \cdot \tan\alpha)$$

bzw.

$$T_{M_T} = \frac{M_T}{b} \quad (7)$$

wobei der eingeklammerte Wert in Gleichung 7 nur maßgebend wird, wenn das Spannglied im Segment verankert bzw. umgelenkt wird. Die Größe  $b$  bezeichnet die Breite der unteren Platte des Hohlkastens.

### 7.3.2 Nachweise im Segment

#### 7.3.2.1 Nachweise der Druckspannung

##### - in der Platte -

Wird für die Platte die Druckbruchsicherheit in den Fugen nachgewiesen, so kann der Nachweis innerhalb der Segmente entfallen, da er durch die Nachweise im Bereich der Fugen mit abgedeckt ist.

##### - im Segmentsteg -

Abb. 30a zeigt für ein Segment im Feldbereich den Kraftfluß im Segmentsteg. Ein Druckbruch der Segmentstege im Feld kann ausgeschlossen werden, wenn die Druckbruch-Sicherheit für die Fahrbahnplatte nachgewiesen ist.

Die Drucklängskraft im Steg breitet sich vom unteren Rand der Druckzonenhöhe unter etwa  $30^\circ$  zur Stegmitte hin aus. Vernachlässigbare, schräg nach unten in die Ecke gerichtete Druckkräfte resultieren aus einer oberen Gleichlast, wenn eine solche vorhanden ist.

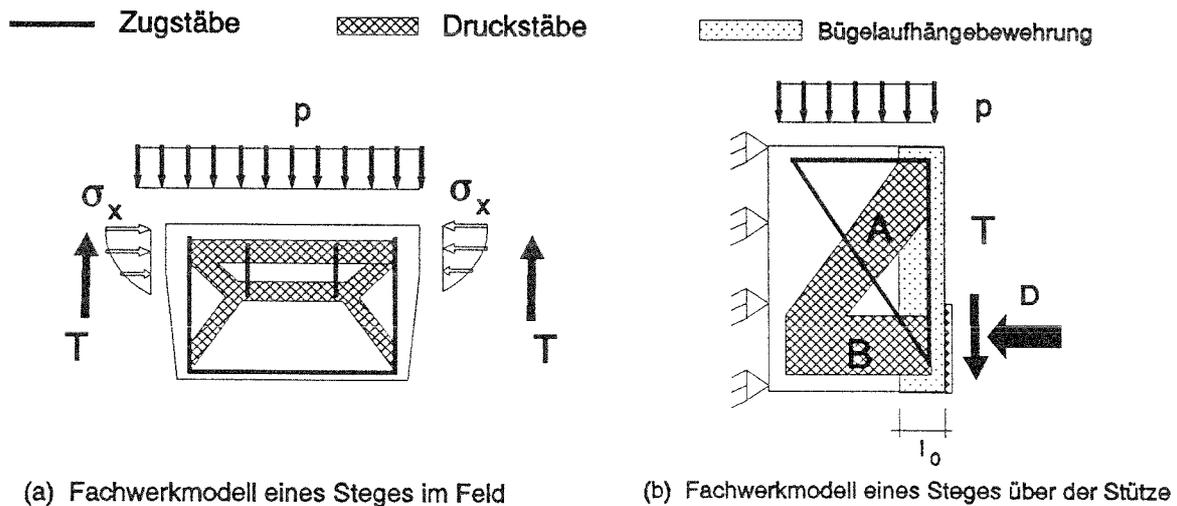


Abbildung 30: Fachwerkmodell für die Stegscheiben

Für die Abdeckung der Querkzugspannungen im oberen waagrechten Druckfeld wird man diesen letztgenannten Anteil, auf der sicheren Seite liegend, außer acht lassen.

Für den Stützbereich ist der Kraftfluß in der Abb. 30b dargestellt. Die Druckspannungen im Bereich A ergeben sich bei einer Richtung von etwa  $60^\circ$  und einer mitwirkenden Breite von etwa  $1/3$  der Stegbreite senkrecht zur Kraftrichtung aus der Auflagerkraft. Weitere Ausführungen hierzu finden sich in [67]. Die waagrechte Druckkraft im Bereich B wird durch die Druckzonenhöhe  $x$  bestimmt, die durch Vorspannung so einzustellen ist, daß die Querkraft nach Gleichung 6 übertragen werden kann.

### 7.3.2 Nachweise der Querbiegung in den Platten

Wenn sich die Druckzonenhöhe in den Fugenschnitten im Bereich  $1/3 H$  bis  $2/3 H$  bewegt, werden trotz der Bemessung nach Abschnitt 7.3.1.2 auch die

jeweils untere bzw. obere Platte mit vertikalen Schubspannungen  $\tau_{xz}$  wegen ihrer Biegesteifigkeit beaufschlagt. Abb. 31 zeigt die für den vorliegenden Fall des Zweifeldträgers errechneten Schubspannungen in der unteren Platte über der Innenstütze.

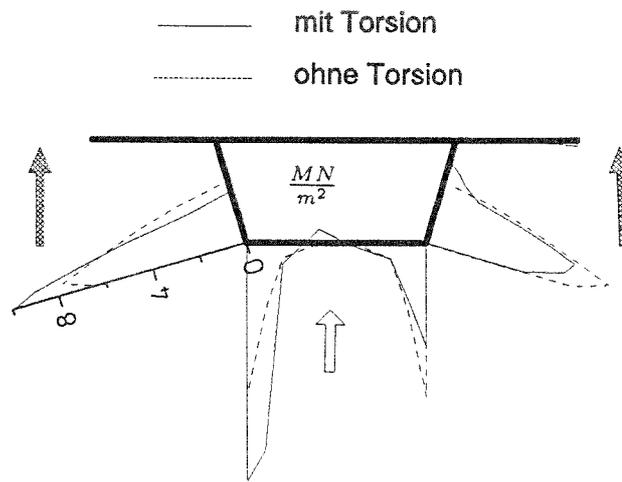


Abbildung 31: vertikale Schubspannungsverteilung ( $\tau_{xz}$ ) über der Stütze

Ausgehend von diesen Spannungsverteilungen muß ein Nachweis für die daraus resultierende Querbiegung der Platte geführt werden. Näherungsweise kann dafür die Fahrbahnplatte, wie in der Abb. 32 dargestellt, auf einen Einfeldträger mit zwei Kragarmen und die untere Platte auf einen beidseitig eingespannten Einfeldträger abgebildet werden.

Die Streckenlasten  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  errechnen sich näherungsweise aus:

$$\begin{cases} \tau_1 = \frac{T_Q^1 + T_{MT}^1}{b_o} & \text{in Feldmitte} \\ \tau_2 = \kappa \frac{T_Q^2 + T_{MT}^2}{b_u} & \text{über der Stütze} \end{cases} \quad (8)$$

mit

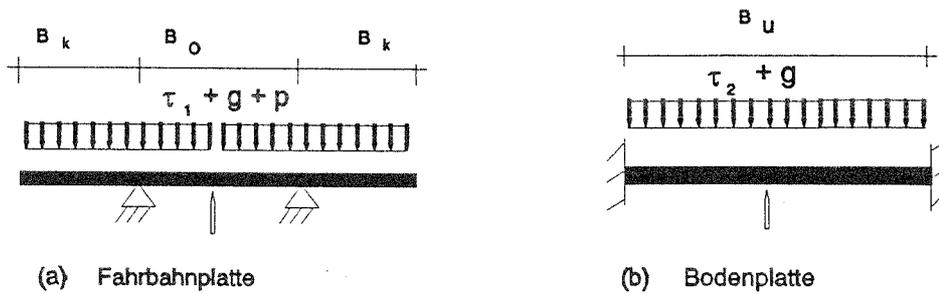


Abbildung 32: Belastung und statisches System der Kastenplatten

- $\tau_1$  – Gleichlast auf der Fahrbahnplatte
- $\tau_2$  – Gleichlast auf der Bodenplatte
- $T_Q^1 + T_{MT}^1$  – Schubkraft aus Querkraft und Torsion im Feld
- $T_Q^2 + T_{MT}^2$  – Schubkraft aus Querkraft und Torsion an der Stütze
- $\kappa$  – Beiwert, beispielsweise  $\frac{1}{3} \leq \kappa \leq \frac{1}{2}$

### 7.3.2.3 Nachweis der Schubbewehrung

Wenn die benachbarten Fugen eines Steges geschlossen bleiben, können die Segmentstege wie bei einer monolithischen Konstruktion behandelt werden. Bei geöffneten Fugen im Feldbereich soll in den Stegen, dem Kraftfluß entsprechend, unmittelbar neben den Fugenstirnflächen, wie in Abb. 30 dargestellt, eine konstruktive Aufhängebewehrung angeordnet werden. Damit soll die nach unten gerichtete Auflagerkraft aus der Gleichlast der untereren Kastenplatte (vgl. Abb. 32b) in den Stegen aufgehängt und die Spaltzugkraft aus der Randdruckkraft aufgenommen werden. Für die Stege im Bereich über der Stütze kann wiederum das Fachwerkmodell für die Gleichlast nach Abb. 32a bei der Bemessung verwendet werden. Die Schubspannungen konzentrieren sich in den Segmenten auf eine enge Zone nahe den Segmentstirnflächen. Die Länge dieser Zone ergibt sich aus den FE-Berechnungen näherungsweise

zu:

$$\frac{l_0}{L} = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{6}$$

wobei  $L$  den Abstand von der Innenstütze zur ersten Segmentstirnfläche bezeichnet. In diesen Bereichen ist mindestens eine Bügelbewehrung nach Gl. 9 einzulegen:

$$\mu_{b\ddot{u}} \geq \frac{(T_Q + T_{M_T}) + Z_D}{b \cdot l_0 \cdot \beta_s} \quad (9)$$

Hierbei ist

$\mu_{b\ddot{u}}$  – Bügelbewehrungsgehalt

$\beta_s$  – Stahlstreckgrenze

$l_0$  – Bewehrungsbereich

und bezeichnet  $Z_D$  die Spaltzugkraft bezeichnet, die in [23] näher erläutert ist.

### 7.3.3 Fließen im Spannstahl

Der Spannungszuwachs der Spannglieder hängt von der Systemverformung ab. Die Berechnungen zeigen, daß der Spannkraftzuwachs  $\Delta\sigma$  der Spannglieder im rechnerischen Bruchzustand selbst bei einem sehr schwachen Vorspanngrad weniger als 15 % der Initial-Spannkraft beträgt und i.a. 10 % nicht übersteigt. Deshalb darf bei einer Initialvorspannung mit  $\sigma_v \leq 0.9 \cdot \beta_s$  auf einen Nachweis immer dann verzichtet werden, wenn die Dehnung der Spannglieder im Träger einigermaßen gleichmäßig verteilt ist. Anderenfalls muß ein genauer numerischer Nachweis, z. B. mit Hilfe einer nichtlinearen FE-Rechnung erbracht werden. Die Bestimmung der Systemverformung bei einer

Segmentbrücke mit Vorspannung ohne Verbund im rechnerischen Bruchzustand ist von Hand kaum möglich.

## 8 Zusammenfassung

Mit Hilfe der Methode der finiten Elemente (FEM) werden in der vorliegenden Arbeit zwei Autobahnbrücken mit Hohlkastenquerschnitt untersucht. Als statisches System dient im einen Fall ein Einfeldträger, die zweite Brücke ist als symmetrischer Zweifeldträger ausgebildet und kann somit in der Berechnung aus Symmetriegründen durch einen einseitig eingespannten Einfeldträger abgebildet werden. Die Ergebnisse der Berechnung lassen sich zu folgenden Aussagen zusammenfassen:

- Bei der Laststeigerung steigen nach dem Beginn der Fugenöffnung Durchbiegung und Torsionsverdrehung überproportional an, wobei sich die Verformungen auf die Fugen konzentrieren. Die Verformung der Segmente spielt eine untergeordnete Rolle.
- Beim Einfeldträger öffnen sich die Segmentfugen im Feldbereich, in dem das maximale Biegemoment in Kombination mit einer kleinen Querkraft und einem kleinen Torsionsmoment auftritt. Die Fugen in Feldmitte können sich bis zur Unterkante der Fahrbahnplatte öffnen. Die gesamten Druck- und Schubkräfte werden dann über die Fahrbahnplatte abgetragen. Bei weiterer Laststeigerung öffnen sich in ähnlicher Weise die benachbarten Fugen, bis schließlich durch Druckbruch der Fahrbahnplatte das Systemversagen eintritt.
- Beim Zweifeldträger öffnen sich die Segmentfugen sowohl im Feld als auch über der Innenstütze. Da der Stützenbereich des Querschnittes gleichzeitig durch hohe Werte von Biegemoment, Querkraft und Torsionsmoment beansprucht wird, kann die durch die Fugenöffnung in der

verbleibenden Druckzone entstehende Kraftkonzentration zu bedeutenden Biege- und Schubrisen in den Stegen führen. Das Versagen des Tragwerks tritt dann durch lokalen Ausfall der schrägen Druckstreben ein.

- Der bei Laststeigerung in den Spanngliedern entstehende Spannungszuwachs verteilt sich gleichmäßig auf die ganze Länge der Spannkabel und hängt nur von der Systemverformung ab. Selbst bei einem sehr geringen Vorspanngrad liegt der Spannkraftanstieg der Spannglieder im rechnerischen Bruchzustand unterhalb 15 % der zulässigen Vorspannung.

Aufgrund der mit den rechnerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnissen wurde ein Bemessungskonzept entwickelt, das mit der Hilfe eines Fachwerkmodelles das Tragverhalten eines Segmentträgers sowohl im Stütz- wie auch im Feldbereich bei geöffneten Fugen gut wiedergibt.

Mit Hilfe des oben angesprochenen FE-Verfahrens wurden schließlich zwei Versuche des Instituts für Massivbau der TU Braunschweig nachgerechnet. Die Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung.

## Literatur

- [1] Alan, J., Moreteon, P.E. , Segmetal Bridge Construction in Florida - A Review and Perspective, PCI-Journal May-June 1989, S. 36-77
- [2] Ashwell, D.G.; Gallagher, R.H.: Finite Elements for Thin Shells and Curved Members, John Willey and Sons, London, 1976
- [3] Baumann, P., Die Druckfelder bei der Stahlbetonbemessung mit einem Stabwerkmodell, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1988,
- [4] Bornschener, F.W.; Systematische Darstellung des Biege- und Verdrehungsvorganges unter besonderer Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion. Der Stahlbau 21 (1952) H.1, S. 1
- [5] Collins, M. P.; Mitchell, D.: Shear und Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams PCI-Journal, Sept./Okt. 1980.
- [6] Duddeck, H., Ahrens, H., Statik der Stabtragwerke, Betonkalender (I), 1985, S.329 - 560
- [7] Dabrowski, R.; Der Schubverformungseinfluß auf Wölbkrafttorsion der Kastenträger mit verformbarem biegesteifen Profil, Der Bauingenieur 40 (1965) H.11, S. 444
- [8] Eibl, J., Entwurf der Talbrücke Wintop, Entwurfsunterlage, 1988,
- [9] Eibl, J., Ivanyi, G.; Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton Heft 260 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1976

- [10] Eibl, J et al.; Concrete under Multiaxial States of Stress constitutive Equations for Pratical Design, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 156, Contribution a la 23 Session Pleniére du C. E. B., Prague Oct. 1983
- [11] Eibl, J., Voß, W., Zwei Autobahnbrücken mit Externer Vorspannung, Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 11, S., 291 - 296
- [12] Elfgen, L.: Reinforced Concrete Beams loaded in combined Torsion, Bending and Shear, Thesis, Chalmers University of Technology, Division of Concrete and Structures, 1971.
- [13] Franz, G.: Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen, Beton und Stahlbeton 1959/6.
- [14] Finsterwalder, U.; Jungwirth, D.; Baumann, T.: Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus Fertigteilen mit Trockenfugen quer zur Haupttragrichtung, Der Bauingenieur 49 (1974) S. 1-10
- [15] Falkner, H., Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft, Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, November 1990
- [16] Feix, J. , Segment Bridges Divide Industry, Eng. New Rec. 223 No. 18 (1989), S. 24 - 27
- [17] Gerstle,K.,H.; Simple Formulation of Triaxial Concrete Behavior, ACI-Journal, Sept. -Oct. 1981, S. 382-387

- [18] Glahn, H.; Berechnung der Profilverformung symmetrischer einzelliger Kastenträger mit in Längs- und Querrichtung veränderlichen Querschnittsverhältnissen. Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980) H.1, S. 5-9  
PCI-Journal May-June 1989, S. 36-77
- [19] Karlsson, H., Sorensen, H., ABAQUS, Theory Manual, Version 4.8, 1989
- [20] Karlsson, H., Sorensen, H., ABAQUS, User's Manual 1, Version 4.8, 1989
- [21] Karlsson, H., Sorensen, H., ABAQUS, User's Manual 2, Version 4.8, 1989
- [22] Hardjasaputra, H.: Berücksichtigung des Dehnungszustandes bei der Querkraftbemessung von profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1987,
- [23] Huang, J.: Externe Vorspannung von Trägern in Segmentbauweise unter Torsion und kombinierter Beanspruchung, Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, in Vorbereitung
- [24] Hetenyi, M.; Beams on Elastic Foundation, University of Michigan Press, 1967
- [25] Hartl, G.; Die Arbeitslinie „Eingebetteter Stähle“ unter Erst- und Kurzzeitbelastung, Beton- und Stahlbetonbau, Aug. 1983, S. 221-224

- [26] Jennewein, M., Zum Bemessen des Stahlbetons mit Stabwerkmodellen, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1989,
- [27] Koch, R., Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen Rissen, Forschungsbericht von Otto-Graf-Institut Stuttgart, 1976
- [28] Kupfer, H.; Guckenberger, K.; Daschner, F.: Versuche zum Tragverhalten von segmentären Spannbetonträgern: Epoxidharz- / Zementmörtelfugen, Heft 335 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1982
- [29] Kulka, F., Thoman, S.-J., Feasibility Study of Standard Sections for Segmental Prestressed Concrete Box Girder Bridges, PCI, Journal, Sept.-Oct. 1983
- [30] Kupfer, H.; Guckenberger, K.; Daschner, F.: Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau, Heft 311 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1982
- [31] Kupfer, H.; Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft 229 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1973
- [32] Kordina, K., Teutsch, M., Voß, K.-U., Segmentbauteile mit Vorspannung ohne Verbund, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1989
- [33] Kordina, K.; Weber, V.: Einfluß der Ausbildung unbewehrter Preßfügen auf die Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen

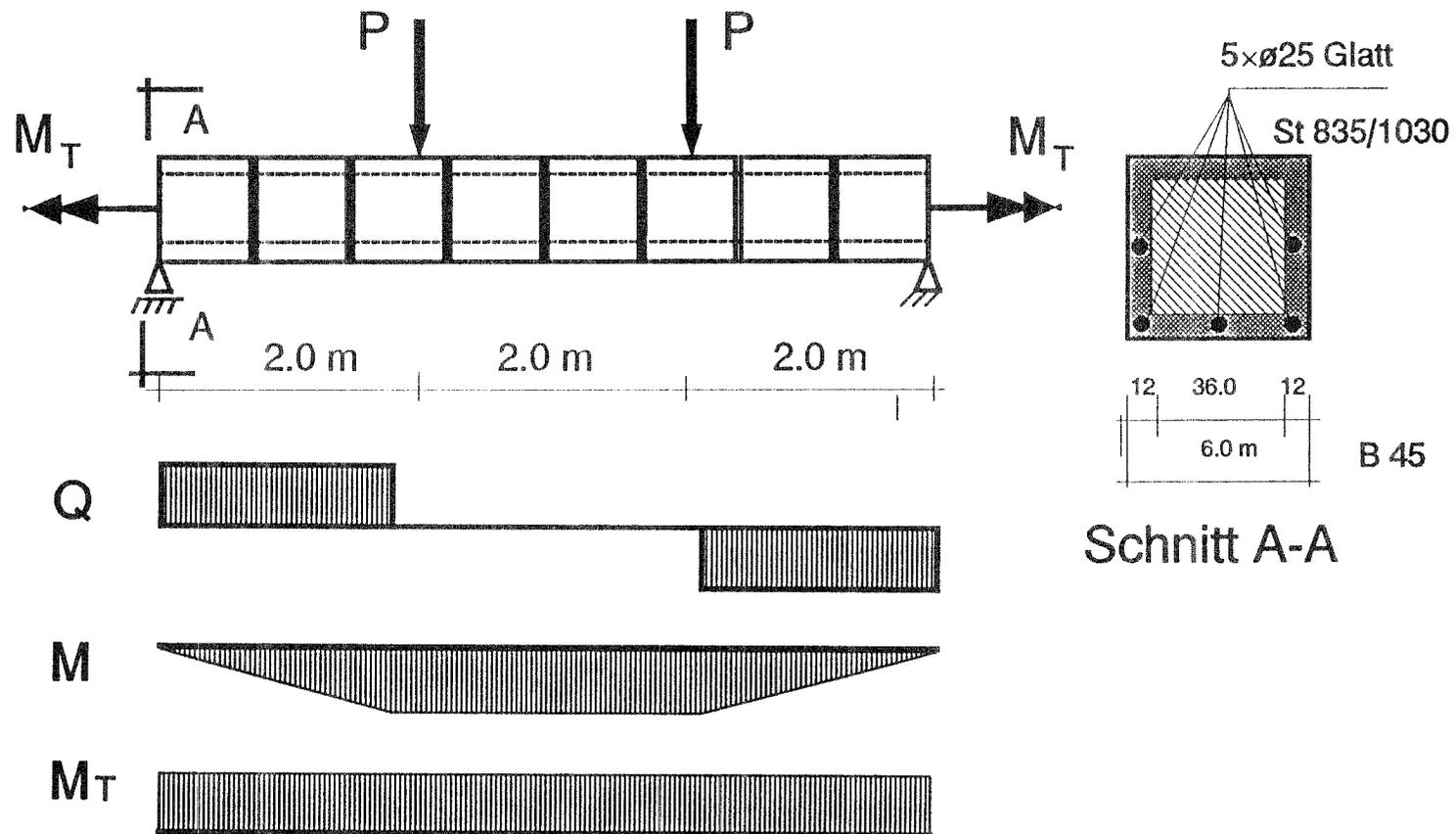
- von Segmentbauteilen, Heft 350 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1986
- [34] Kolmar, W.: Beschreibung der Kraftübertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Beschreibungen von Stahlbetontragwerken, Dissertation. Technischen Hochschule Darmstadt, 1985
- [35] Lindlar, H.-G., Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger, Dissertation. Technischen Hochschule Darmstadt, 1984
- [36] Lorenz, P. , Brücken in Segmentbauart und Ausführung in Europa (1), Beton- und Stahlbetonbau 5/1987, S. 123-129
- [37] Lorenz, P. , Brücken in Segmentbauart und Ausführung in Europa (2), Beton- und Stahlbetonbau 6/1987, S. 150-154
- [38] Lüchinger, P.: Bruchwiderstand von Kastenträgern aus Stahlbeton unter Torsion, Biegung und Querkraft, Bericht 69 des Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Zürich, 1977.
- [39] Lessig, N.; Theoretische und experimentelle untersuchung der Stahlbetonbalken unter kombinierter Bieg- und Torsionsbeanspruchung, Theory of Design and Construction of Reinforced Concrete Structures(Moskau), 1958
- [40] Liu,T.C.Y.; Stress-Strain-response and fracture of concrete in uniaxial and biaxial compression, ACI-Journal, 1972, S. 291-295
- [41] Lampert, P.: Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung, Dissertation, 1970 ETH-Zürich.

- [42] Mitchell, D.; Collins, M. P.: Diagonal Compression Field Theory, ACI-Journal V71, Aug. 1974.
- [43] Müller, P.: Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken, Institut für Statik und Konstruktion ETHZ Zürich, Juli. 1978
- [44] Menn, C., Stahlbetonbrücken, Institut für Statik und Konstruktion ETHZ Schweiz, 1986
- [45] Marti, P. ; Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton, Bericht 104 des Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Zürich, 1980.
- [46] Martins, R., Modelisation du Comportement Jusqu'a la Repture en Flexion de Poutres en Beton a Precontrainte Exterieur ou Mixte, Dissertation, Ecole Centrale Paris, 1989
- [47] Maurer, G.: Zum Tragverhalten des einzelligen Spannbetonkastenträgers, Dissertation, Technischen Hochschule Darmstadt, 1979
- [48] Müller, P.: Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken, Institut für Statik und Konstruktion ETHZ Zürich, Juli. 1978
- [49] Mehlhorn, G.; Gönner, G-S.; Walther, J.: Schubbemessung für kombinierte Beanspruchung nach der Druckfeldtheorie von Collins/Mitchell. Beton- und Stahlbetonbau 5/1983, Seite 132 - 137.
- [50] Nyffeler, H., Spannbetonkastenträger, Bauingenieur 51 (1976) H. 5, S., 180 - 182
- [51] Ottosen, N:S.; A Failure Criterien for Concrete, Journ. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol. 103, EM4, Aug. 1977, S. 527-535

- [52] Ottosen, N:S.; Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete, Journ. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol. 105, EM1, Feb. 1979, S. 127-141
- [53] Ritz, P.: Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund, Institut für Statik und Konstruktion ETHZ Zürich, Mai. 1978
- [54] Roik, K., Carl, J., Lindner, J.: Biegetorsionsprobleme gerader dünnwandiger Stäbe, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn Berlin, München, Düsseldorf 1972
- [55] Rehm, G., Franke, L.: Kleben im konstruktiven Betonbau, Heft 331 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1982
- [56] Rausch, E.; Berechnung des Eisenbeton gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren, Dissertation, TH, Berlin, 1929
- [57] Roik, K., Vorlesung über Stahlbau, S., 151 - 218
- [58] Rabbat, B. G., Sowlat, K., Testing of Segmental Concrete Girders With External Tendons, PCI-Journal March-April 1987, S. 86-107
- [59] Schlaich, J., Scheef, H., Betonhohlkastenbrücken, Structural Engineering Documents (1d), 1982
- [60] Schlüter, F.-H., Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung -Flugzeugabsturz-, Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, 1987
- [61] Schickert, G.; Winkler, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung, Heft 277 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin, 1977

- [62] Steinle, A., Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger, Beton- und Stahlbetonbau Sept. 1970, S., 215 - 220
- [63] Steinle, A., Praktische Berechnung eines durch Verkehrslasten unsymmetrisch belasteten Kastenträgers am Beispiel der Henschbahnbrücke, Beton- und Stahlbetonbau Okt. 1970, S., 249 - 253
- [64] Steinle, A., Torsion und Profilverformung, Dissertation. Universität Stuttgart, 1967
- [65] Schlaich, J., Konstruieren im Stahlbetonbau, Betonkalender Teil II, 1990, S. 584-715
- [66] Specht, M.; Vielhaber, J.: The Application of Tendons without Bond in Bridge Constructions and Investigations on Partially Prestressed Segmental Concrete Beams, TUB - MIT - Reports on Cooperative Research No. 10,
- [67] Specht, M.; Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand, Die Bautechnik, Heft 10, 1986.
- [68] Thürlimann, B.; Marti, P.; Pralong, J.; Ritz, P.: Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton, Unterlagen zum Fortbildungskurs an der ETH-Zürich, 1983.
- [69] Thürlimann, B.; Lampert, P.; Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, Bericht 6506-2 des Institut für Statik und Konstruktion ETHZ Schweiz, Juni, 1968

- [70] Vielhaber, J., Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau, Dissertation, TU Berlin, 1989
- [71] Virlogeux, M., Die externe Vorspannung, Beton- und Stahlbetonbau 83, (1988), H.5, S. 121-126
- [72] Virlogeux, M., Non-linear Analysis of Externally Prestressed Structures, Division des grands overages du SETRA-BAGANEUX, France
- [73] Virlogeux, M., Shear Strength of Beams Made Precast Segments, Lu Technique Francaise du Beton Precontrainte FIP Congress, Hamburg, Juni, 1990, S. 217-236
- [74] Walraven, J. C.: Mechanisms of Shear Transfer in Cracks in Concrete, Literaturstudie, Universität Delft, 1987
- [75] Weischede, D., Untersuchungen zum methodischen Konstruieren im Stahlbeton, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1983,
- [76] Weber, V., Untersuchung des Riss- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile, Dissertation, TU Braunschweig, 1982



Anlage 1: Querschnitt und Belastung von TRAG1

**Ponts à voussoirs préfabriqués  
avec précontrainte extérieure sous charge combinée  
de flexion, de force transversale et de torsion  
- Résumé -**

AZ: IV 1 - 5 - 611/90

Les développements les plus récents concernant la construction des ponts tendent à une plus grande utilisation de la précontrainte extérieure aussi en combinaison avec la construction en voussoirs préfabriqués. Jusqu' à présent les recherches dans ce domaine étaient limitées à la charge de flexion et à la force transversale. La résistance à la torsion des ponts à voussoirs préfabriqués sous les charges citées, particulièrement si les joints en état de rupture sont ouverts, n'était pas prise en considération. C'est pour ça que le but de ce travail était d'examiner la capacité portante en torsion des ponts à voussoirs préfabriqués, avec précontrainte extérieure sous l'action simultanée de flexion et de force transversale. Il fallait résoudre les problèmes suivants:

- déterminer le comportement à la déformation après l'ouverture des joints
- analyser le transfert de charges à l'intérieur des caissons en état de rupture dans le sens longitudinal du pont
- examiner l'influence de la torsion sur la répartition de la tension dans les joints des voussoirs et dans les voussoirs eux-mêmes après l'ouverture des joints
- déterminer le surcroît de la tension des câbles précontraints pendant l'augmentation des charges.

Dans cette étude deux ponts d'autoroute ont été examinés en utilisant la méthode des éléments finis.

Dans le premier cas, le système statique est une poutre en caisson reposant sur deux appuis; dans le deuxième exemple il s'agit d'une poutre continue symétrique qui peut être comparée à une poutre encastree d'un côté.

Les résultats obtenus sont les suivants:

- Après que les joints ont commencés à s'ouvrir, le fléchissement et la rotation par torsion ont une augmentation qui n'est plus proportionnelle. Celle-ci est plus importante. La déformation se concentre surtout aux joints, alors que la déformation des voussoirs est pratiquement négligeable.
- Dans le cas d'une poutre reposant sur deux appuis, les joints des voussoirs s'ouvrent seulement entre les appuis, à l'endroit où le moment de flexion est maximum et la force transversale et la torsion sont minimales. Il est possible que les joints au milieu des deux appuis s'ouvrent jusqu' au tablier. Toutes les forces de compression et de poussée sont reprises par le tablier. Pendant l'augmentation de la charge, les joints voisins s'ouvrent de la même manière, jusqu' à la rupture par compression du tablier.
- Dans le cas d'une poutre à deux travées, les joints s'ouvrent non seulement dans les travées mais encore au-dessus de l'appui central. Comme les moments de flexion, de torsion et la force transversale sont très élevés au-dessus de l'appui, l'ouverture des joints conduit à une profonde concentration des forces dans la zone de compression. Ceci entraîne des fissures dues à la flexion et aux poussées importantes dans les âmes. La défaillance locale de l'étrésillon incliné de compression conduit à la rupture de tout ouvrage.
- Le surcroît de torsion dans les câbles précontraints, pendant l'augmentation de la force, se distribue uniformément sur toute la longueur des câbles et dépend seulement de la déformation du système. Même lorsque les forces précontraintes sont très basses, l'augmentation de la torsion dans les câbles en cas de rupture est inférieure à 15% de la précontrainte permise.

Un nouveau procédé de dimensionnement a pu être développé à partir des résultats numériques. Ce procédé tient compte du comportement des poutres à voussoirs avec des joints ouverts, aussi bien dans la zone de l'appui que dans la travée. La base de la méthode est un modèle de treillis.

A l'aide de la méthode des éléments finis mentionnée ci-dessus, deux essais expérimentaux effectués à l' Institut pour les constructions massives de l'université technique de Brunswick ont pu être vérifiés. Les résultats obtenus par calculs correspondent bien à ceux des expériences.

**Behaviour of Rotation and Bearing Capacity  
of Joints without Reinforcement at Structures  
with Unbonded resp. Externally Prestressed Tendons  
Loaded in Combined Bending, Shear and Torsion  
- Summary -**

AZ: IV 1 - 5 - 611/90

The segmental construction with unbonded prestressing tendons is used increasingly for bridges. This phenomenon led to extensive theoretical and experimental researches in countries as France, Germany and the U. S. In most cases, however, simple span beams have been tested experimentally under combined bending and shear.

However, usually box multispan girder bridges have been built subjected to bending, torsion and shear. The attempt of this research was to predict the deformation behaviour and load carrying capacity for such types of bridges, the following four subjects being treated:

- the deformation behaviour after cracking of joints,
- the distribution of compression and tension stresses inside the box girder in longitudinal direction at the ultimate state,
- the change of the stresses and its distribution due to bending and shear along cross-section at cracked joints and the influence of torsion,
- the stress increase of the unbonded tendons at the ultimate limit state.

For this purpose two highway bridges of precast segmental construction have been studied in a computational investigation using FE-Methods (FEM). One is a statically determinate, simply supported beam, the second a two span beam.

The results gained may be summarized as follows:

- the deformation caused by bending and torsion is strongly increased with the rising load after the first opening of joints. Deflection and rotation are mainly concentrated at the cracked jointsection. The deformation of the segment is negligibly small.

A

- In case of a **single span beam** only one opening occurs at midspan where maximum bending acts in combination with small shear and torsion. The depth of the cracked joints may nearly reach the lower edge of the top slab without collapse due to the small shear stress from shear as well as torsion. Failure of box girders arises from the rotation of the joint, when web and top slab are crushed.
- In case of **two span beam** joints open both at midspan and at midpier. Large shear stress from shear and torsion must be transferred at a reduced web area due to the cracked joint at pier. Failure starts in the zone of the web near the cracked joints due to the interaction between shear and compression.
- Stress in the unbonded tendons depends on the deformation of the entire system and is assumed to be uniform at all sections. The stress increase in the tendons at the ultimate state does not exceed 15 percent of the initial prestressing.

Design advice is given for the webs, the shear distribution at service limit state and the transversal bending of the top resp. bottom slab due to the shear force at ultimate limit state. Furthermore a truss analogy is developed for the design of the webs at ultimate limit state.

Tests done at the Institute of Concrete Structures at the Technical University of Braunschweig are used to verify the gained results by computation.