

Zeitschrift:	Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	108 (1990)
Heft:	46
Artikel:	Versuche an einem Spannbetonträger mit Vorspannung ohne Verbund
Autor:	Menn, Christian
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-77555

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 22.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Die entsprechende Folgerung gilt im allgemeinen auch für andere Tragwerksarten und dynamische Einwirkungen: Bei gleicher Eigenfrequenz und gleicher Dämpfung ist ein Tragwerk um so schwingungsanfälliger, je weniger steif, d.h., je «weicher» es ist.

Ein Tragwerk ist um so schwingungsanfälliger, je weicher es ist.

Spannbetontragwerke sind im allgemeinen weicher und somit grundsätzlich schwingungsanfälliger als analoge Stahlbetontragwerke. Tendenziell noch weicher und somit schwingungsanfälliger als Spannbetontragwerke sind indessen analoge Verbundkonstruktionen und reine Stahltragwerke.

Zu bewegende Masse

Die Schwingungsanfälligkeit eines Tragwerks hängt ausser von der dyna-

mischen Einwirkung, den Eigenfrequenzen, der Dämpfung und der Steifigkeit auch von der zu bewegenden Masse ab. Bei gleichbleibenden übrigen Parametern bedeutet eine grössere Masse eine kleinere dynamische Durchbiegung und umgekehrt. Ein Tragwerk ist daher grundsätzlich um so schwingungsanfälliger, je «massenärmer» es ist. Je nach Tragwerksart (Zweckbestimmung) haben auch hier – ähnlich wie bei der Dämpfung – die nichttragenden Elemente eine ausgleichende

Ein Tragwerk ist um so schwingungsanfälliger, je massenärmer es ist.

Wirkung. Während die Masse des nackten Tragwerks je nach Bauweise (Material) stark variieren kann, sind die relativen Unterschiede bei den fertig ausgebauten Tragwerken geringer. Spannbetontragwerke sind etwas massenärmer als analoge Stahlbetontragwerke und somit auch deswegen etwas schwin-

gungsanfälliger. Sie liegen jedoch günstiger als analoge Verbundkonstruktionen und reine Stahltragwerke.

Zur Titelfrage

Zusammenfassend und als Antwort auf die Titelfrage kann folgendes festgehalten werden:

Die Schwingungsanfälligkeit eines jeglichen Tragwerks und somit auch von Spannbetontragwerken hängt von zahlreichen Einflussparametern und von deren Gesamtkombination ab. In der Tendenz sind Spannbetontragwerke schwingungsanfälliger als vergleichbare Stahlbetontragwerke. Sie sind jedoch im allgemeinen wesentlich weniger schwingungsanfällig als vergleichbare Tragwerke in Verbund- oder in Stahlbauweise.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. Hugo Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich (Hönggerberg), CH-8093 Zürich.

Versuche an einem Spannbetonträger mit Vorspannung ohne Verbund

Vorspannung ohne Verbund gewinnt bei Verstärkungen und Unter- spannungen zunehmend an Bedeutung. Beim Nachweis der Tragsicherheit ist es erwünscht, den Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Trägerverformung zu berücksichtigen. Im folgenden werden die Berechnungsgrundlagen aufgrund eines Versuchsträgers erläutert.

Vorbemerkungen

Vor 40 Jahren erschloss die Vorspanntechnik dem Beton-Balkenbrückenbau einen stark erweiterten Spannweitenbereich. Währenddem in der traditionellen Eisenbetonbauweise bereits Spannweiten von 40 m erhebliche Schwierigkeiten in bezug auf Bewehrungsanordnung, Risse- und Verformungsverhalten bereiteten, liessen sich nun mit der

Spannbetonbauweise auch in der Schweiz endgültig durch. Deutliche Veränderungen der Kostenstruktur im Bauwesen (rasch ansteigende Löhne und nahezu stagnierende Baustoff- und Transportkosten) führten dann in den sechziger Jahren dazu, dass Balkenbrücken mit einfachen wiederholbaren Gerüst- und Schalungsarbeiten zunehmend wirtschaftlicher wurden als die relativ komplizierten und arbeitsintensiven Bogenbrücken.

Entwicklung im Betonbrückenbau

In den letzten 30 Jahren lagen die bedeutendsten Fortschritte im Balkenbrückenbau in der Entwicklung rationaler arbeitssparender Bauverfahren wie Freivorbau, Vorfabrikation, Tachtschiebeverfahren usw. Daneben konnten zwar auch einige bemessungstechnische und – vor allem im Blick auf

Dauerhaftigkeit wichtige – konstruktive und materialtechnische Verbesserungen erzielt werden, aber neue Tragsysteme wurden nur mit Schrägsellbrücken für den Grossbrückenbau entwickelt. Die ausserordentlich interessanten konzeptionellen Möglichkeiten mit «externer Vorspannung» fanden wenig Beachtung und wurden nicht ausgeschöpft. Dies mag zum Teil daran liegen, dass Vorspannung ohne Verbund in der Frühzeit der Spannbetonbauweise einige Schwierigkeiten bereitete, zum Teil aber auch daran, dass eine effiziente Anwendung der externen Vorspannung in konstruktiver und statischer Hinsicht sehr anspruchsvoll ist. Erst in jüngerster Zeit wurden im Ausland und auch in der Schweiz einige Brücken mit externer Vorspannung ausgeführt; allerdings weisen diese Brücken meistens einen konventionellen Trägerquerschnitt auf, und die Spannglieder verlaufen im Querschnittsprofil, d.h. zwischen den Hauptträgerstegen bzw. im Kasteninnern.

Bei Brückenverstärkungen gewinnt nun die externe Vorspannung zunehmend an Bedeutung. Das interessanteste Anwendungsgebiet der externen Vorspannung ist jedoch die Trägerunterspannung. Der Träger kann dabei jede beliebige Querschnittsform (Platte, Plattenbalken, Kasten, Stahlver-

VON CHRISTIAN MENN,
ZÜRICH

neuen Technik ohne weiteres Spannweiten von 100 m realisieren. 1950 entwickelte die Firma Stahlton AG in Zürich unter der Leitung des Jubilars ein qualitativ hochwertiges Spannsystem, und mit dem Bau der Weinlandbrücke bei Andelfingen setzte sich 1958 die

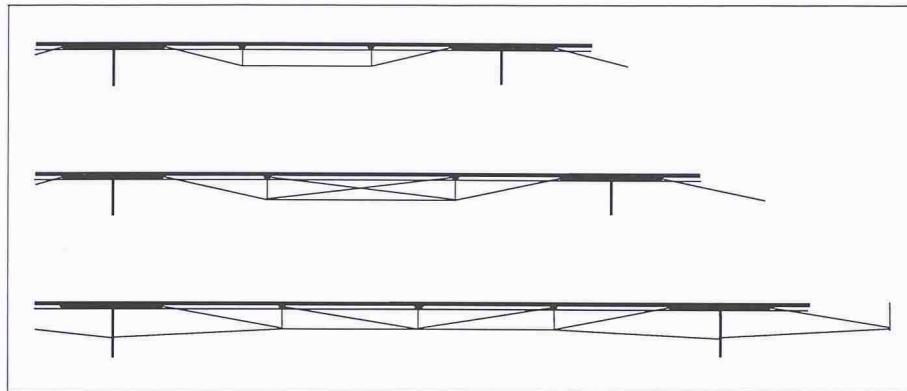


Bild 1. Unterspannte Träger

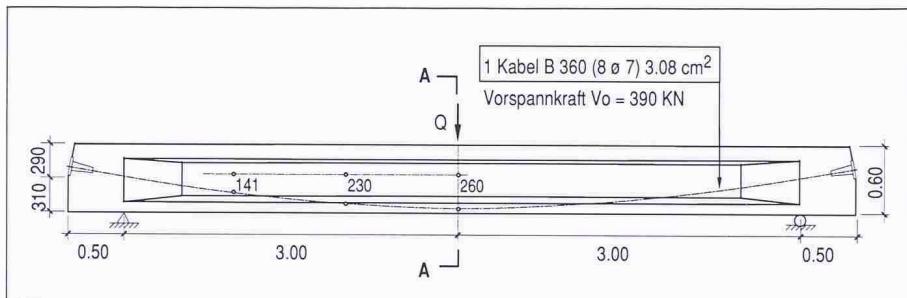


Bild 2a. Trägerabmessungen

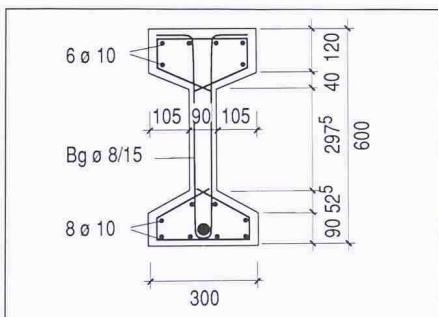


Bild 2b. Querschnitt

bund) aufweisen, und die Unterspannung kann in einfacher Form, aber auch als weitmaschiges Fachwerk ausgeführt werden (Bild 1).

Die Durchbildung und die Gestaltung der konstruktiven Details spielen dabei eine wichtige Rolle: Die Vorspannung muss mit üblichen Pressen an einer gut zugänglichen Stelle aufgebracht werden können, und es ist erwünscht, dass die Vorspannung regulierbar ist, und dass sich die Unterspannungselemente allenfalls mit einfachen Mitteln ausbauen und ersetzen lassen.

Unterspannte Träger sind selbstverständlich weicher als entsprechende Spannbetonträger mit Vollwandquerschnitt. Die erforderliche Steifigkeit kann aber ohne weiteres mit konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gesteuert und gewährleistet werden. Im Prinzip besteht eine enge Verwandtschaft zwischen unterspannten und überspannten Konstruktionen (Schrägseilbrücken).

Schlanke unterspannte Träger würden sich besonders gut für Hangbrücken eignen, auf Stahlstützen gelagert, ergeben sich damit ausserordentlich elegante und transparente Bauwerke.

Prinzipielles Verhalten von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund

Träger mit Vorspannung ohne Verbund (unterspannte oder extern vorgespannte Träger) verhalten sich im Gebrauchszustand annähernd gleich wie konventionelle Spannbetonträger, d.h. wie elastische Systeme mit eingeprägtem Eigenspannungszustand. Bei extern vorgespannten Trägern (Spannglieder innerhalb des Querschnittsprofils) ist der Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Verkehrslast in der Regel unbedeutend. Bei stark exzentrisch unterspannten Trägern beteiligt sich die Unterspannung an der Aufnahme der Verkehrslast, der Spannungszuwachs im Spannstahl kann am elastischen System ermittelt werden und ist (in bezug auf die Spannungsschwankung) zu überprüfen.

Im Bruchzustand verhalten sich Träger mit Vorspannung ohne Verbund und mit Vorspannung mit Verbund im Prinzip unterschiedlich. Der Spannungszuwachs im Spannstahl ist bei Vorspannung ohne Verbund von der Trägerverformung und bei Vorspannung mit Verbund vom Dehnungszustand im Querschnitt abhängig.

Bei der Ermittlung der Tragwerksverformung im Bruchzustand müssen Nichtlinearitäten wie Materialplastizität und Rissbildung berücksichtigt werden. Man kann selbstverständlich beim Tragsicherheitsnachweis auf den Spannungszuwachs im Spannstahl verzichten. Dies ist nicht abwegig, wenn die Initialvorspannung (z.B. bei einem extern vorgespannten Träger) bereits 70% der rechnerischen Fließspannung beträgt, aber unwirtschaftlich, wenn die Initialvorspannung (z.B. bei einem stark exzentrisch unterspannten Träger) kleiner als 50% der rechnerischen Fließspannung ist, denn mit konstruktiv-konzeptionellen Massnahmen gelingt es meistens, die rechnerische Fließspannung im Bruchzustand des Tragwerks zu erreichen. Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung des Spannungszuwachses im Spannstahl wurde in [1] vorgestellt.

Im Hinblick auf eine umfangreiche Versuchsreihe zur Abklärung des Verhaltens von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich im Juni und Juli 1990 zwei Vorversuche durchgeführt. Sie dienten vor allem zur Überprüfung der Zuverlässigkeit und Zweckmässigkeit der Messeinrichtung. Über die Versuchsergebnisse an einem der beiden Träger wird im folgenden berichtet.

Die beiden Träger wurden uns freundlicherweise von der Stahlon AG in Zürich zur Verfügung gestellt. Dafür möchten wir der Stahlon AG an dieser Stelle unseren besten Dank aussprechen.

Kurzbeschreibung des Versuchsträgers

Die Abmessungen, die Spanngliedlage, die Anordnung der schlaffen Bewehrung und die Belastung des Versuchsträgers sind aus Bild 2 ersichtlich. Die wichtigsten Baustoffkennwerte betragen:

Beton

mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 90 Tagen: $f_{ck} = 76,5 \text{ N/mm}^2$

mittlere Bruchdehnung gemessen an Prismen 1:3: $\epsilon_{cu} = 2,5\%$

($\dot{\epsilon} \sim 0,04\%/\text{min}$): $\epsilon_{cu} = 2,5\%$

Betonstahl S 500

Fliessspannung $f_{sy} = 550 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl (8 Ø 7)

Zugfestigkeit: $f_{ik} = 1870 \text{ N/mm}^2$

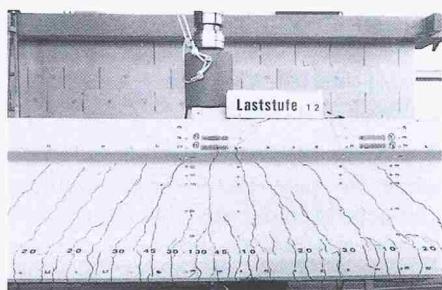


Bild 3. Träger im Versuchsstand

rechnerische Fliessspannung gemäss Norm SIA 162

($f_y = 0,9 f_{tk}$): $f_y = 1680 \text{ N/mm}^2$
(gemessen bei 2% bleibender Dehnung: $f_y = 1700 \text{ N/mm}^2$)

Das Versuchsprogramm umfasste folgende Messungen:

- Durchbiegungsmessungen im Abstand 1,38; 2,22; 2,58; 3,00; 3,42; 3,78; 4,62 m vom Trägerauflager
- Deformeter-Dehnungsmessungen auf der ganzen Trägerlänge im Abstand von 200 mm auf dem Oberflansch sowie 105 mm seitlich unter ok Oberflansch, 40 mm seitlich über uk Unterflansch
- Deformeter-Dehnungsmessungen im Mittelschnitt und 0,6 m seitlich des Mittelschnittes mit je 10 Messstellen verteilt über die ganze Trägerhöhe
- Dehmessstreifen im Mittelschnitt und je 0,6 und 1,4 m seitlich davon auf dem Trägeroberflansch und unter dem Trägerunterflansch
- Spannkraft an der Spanngliedverankerung
- Auflagerverschiebungen bei beiden Trägerauflagerungen
- Rissbreiten

In Tabelle 1 sind die Laststufen, der Pressendruck (Last), die Laststufencharakteristik und die Spanngliedzugkraft angegeben.

Ausgewählte Messergebnisse

Bild 4 zeigt das Last-Durchbiegungs-Diagramm, wobei auf der (Durchbiegungs-) Abszisse einige wichtige Laststufen eingetragen sind.

Für die Berechnung des Spannungszuwachses im Spannstahl sind der Verlauf der Krümmungen und der Dehnungsnulllinie (nach der jeweiligen Laststufe) von ausschlaggebender Bedeutung. Diese beiden wichtigen Berechnungsgrundlagen sind für die Laststufen 8, 10

Laststufe	Pressendruck kN	Laststufencharakteristik	Spannglied- zugkraft kN
3*	0	Nullmessung	351
4	117,7	Erstrisslast	351
5	98,2	rechn. Dekompression	351
6	0	Entlastung	351
7	187,1	Zwischenstufe	366
8*	249,8	aprox. Betonstahlfliessen	393
9	0	Entlastung	363
10*	261,5	Betonstauchung (Mitte)	2% 402
11	0	Entlastung	365
12*	266,9	Betonstauchung (Mitte)	2,4% 409
13	268,3		2,6% 411
.			
.			
20	289,9	Abplatzen der Betonüberdeckung 4,9% Durchbiegung 60 mm	653
21	291,8		459
.			
28	305,2	Versuchsabbruch Durchbiegung 128,6	506

Tabelle 1. * Bei diesen Laststufen wurden sämtliche Deformermessungen durchgeführt

und 12 in den Bildern 5 und 6 dargestellt. Daraus lässt sich gemäss Bild 7 die Dehnung auf Spanngliedhöhe berechnen. Bild 8 zeigt die Biegelinien für einige Laststufen.

Beobachtungen über das Trägerverhalten

Mit zunehmender Belastung entwickelte sich nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes ein gut verteiltes Rissbild. Die Risse entstanden einerseits infolge des stark exzentrischen Drucklinienverlaufs (in einem mit der Trägerhöhe vergleichbaren Abstand) und andererseits (in kleinerem Abstand) infolge der Rissverteilung durch die schlaffe Bewehrung.

Nach dem Erreichen der Betonstahlfliessspannung in Trägermitte steigt hier die Betonstauchung (infolge Tendenz zur Gelenkbildung) sehr rasch an. Da der Hebelarm der inneren Kräfte kaum mehr zunimmt, kann der Biegewiderstand praktisch nur noch durch den Spannungszuwachs im Spannstahl erhöht werden. Entsprechend grösser wird auch der Biegewiderstand außerhalb des «Betonstahl-Fliessgelenks», so dass beim vorliegenden Momenten- und Spanngliedverlauf zur Gewährleistung des Gleichgewichtes eine abnehmende Betonstahlspannung ausreicht, d.h. die Trägerkrümmung weist außerhalb des Gelenks eher abnehmende Tendenz auf.

Schliesslich kommt es in Trägermitte (maximale Betonstauchung) zur Ab-

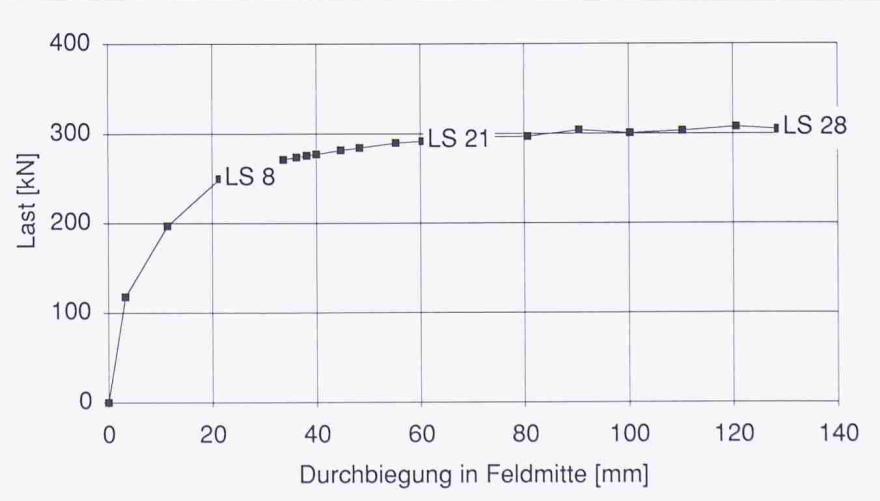


Bild 4. Last-Durchbiegungs-Diagramm

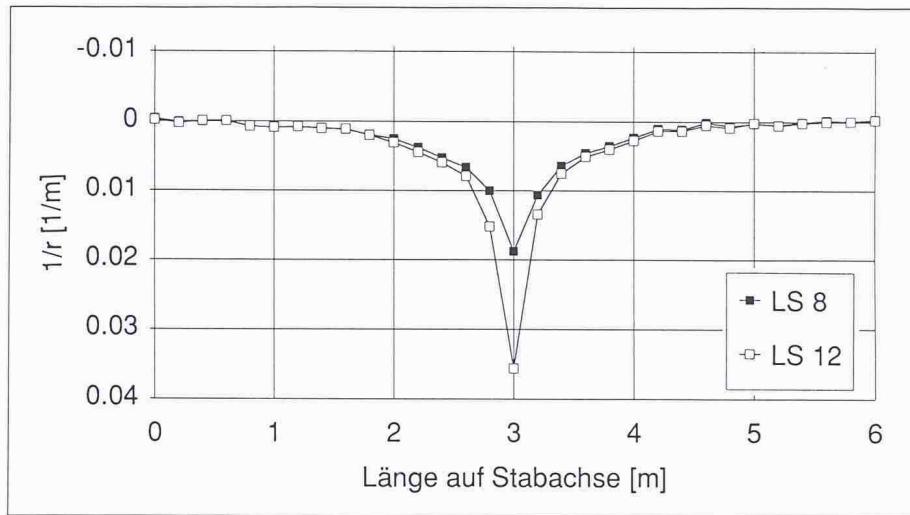


Bild 5. Krümmungsverlauf Laststufen 8 und 12

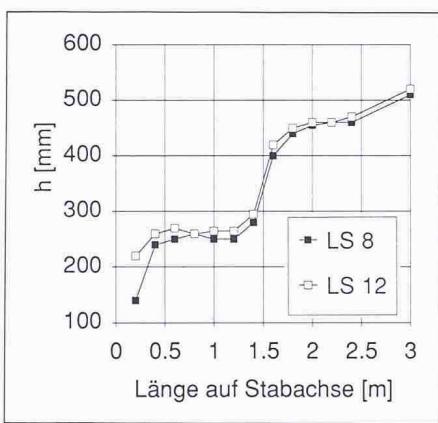


Bild 6. Nulllinienverlauf Laststufen 8 und 12

platzung der Bewehrungsüberdeckung. Durch die entsprechende Verminderung des Hebelarms verstärkt sich das obenerwähnte Phänomen noch.

Bei relativ schwacher Zuggurtbewehrung und guter Verbügelung des Druckgurtes entwickelt sich in der Druckzone ein Betongelenk, so dass Verformung und Last dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Spannstahls entsprechend weiter gesteigert werden können.

Überprüfung der Messeinrichtung

Zur Überprüfung der Messeinrichtung wurde für die Laststufen 8, 10 und 12 aus den gemessenen Krümmungen, dem gemessenen Nulllinienverlauf und dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Spannstahls der Spannungszuwachs im Spannstahl gerechnet und mit dem gemessenen Kraftzuwachs im Spannglied verglichen. Die Übereinstimmung ist unter Berücksichtigung eines Reibungsverlustes von 3 bis 4% zwischen Trägermitte und Spanngliedverankerung außerordentlich gut.

Spannkraft [kN]

Laststufe	gerechnet	Messung am Anker
LS 8	407	393
LS 10	422	402
LS 12	434	409

Die Berechnung des Kraftzuwachses im Spannglied erfolgt iterativ. Zunächst muss der Kraftzuwachs geschätzt werden, dann wird die Schätzung aufgrund der Trägerverformung überprüft. Die Grundlage der Berechnung bildet der Verlauf der Krümmung und der Nulllinie.

Berechnungsgrundlagen

Rechnerischer Verlauf der Dehnungsnulllinie

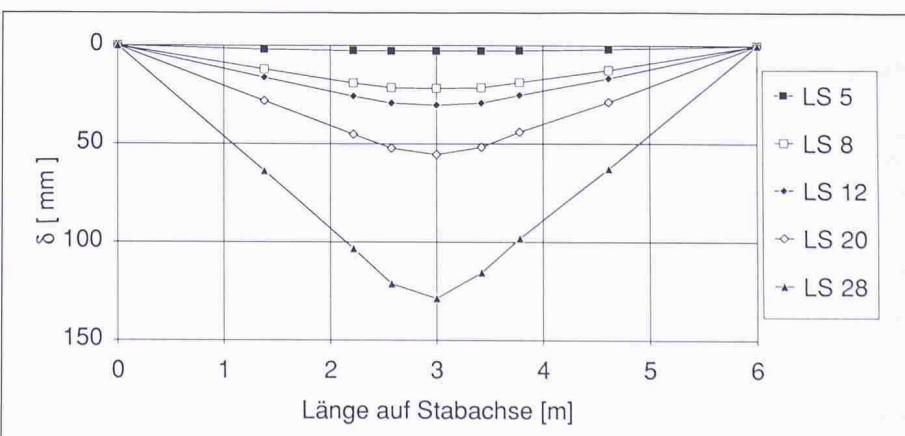
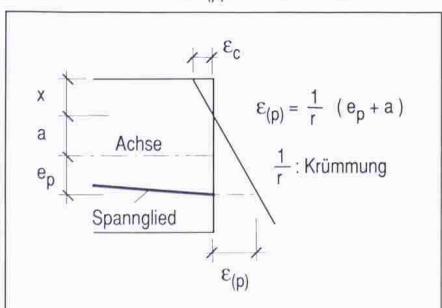
Der generelle Zusammenhang zwischen der Lage der Dehnungsnulllinie und dem Moment aus Last ist in Bild 9 für die «effektive» Dehnungsnulllinie N_o (aus Eigenlast, Initialvorspannung, Last und Zusatzspannkraft) und die «fiktive» Dehnungsnulllinie N_1 (aus Last und Zusatzspannkraft) dargestellt.

Nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes M_D nähern sich die beiden Dehnungsnulllinien rasch einander an. Die Anfangsdehnungen (aus Eigenlast und Initialvorspannung) werden immer unbedeutender im Vergleich zu den stark zunehmenden Betonstahldehnungen. Über dem Moment für Betonstahlfliessen M_{sy} ist die Lage der beiden Dehnungsnulllinien praktisch identisch, d.h. die Nullliniennlage N_1 wie auch die entsprechende Krümmung dürfen aus den gesamthaft wirkenden inneren Zug- und Druckkräften ermittelt werden. Da die Nulllinie N_1 nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes fast sprunghaft ansteigt, können bei M_D bereits eine Nulllinienhöhe von 50% derjenigen bei M_{max} (Trägermitte) sowie ein linearer Verlauf zwischen M_D und M_{max} angenommen werden (Bild 10).

Rechnerischer Verlauf der Krümmungen

Die Krümmungen werden aus den Betonstauchungen und den Betonstahldehnungen ermittelt, wobei grundsätzlich zu beachten ist, dass die Betonstahlspannungen außer vom Moment auch von der Querkraft abhängig sind. Bei der vorliegenden Lastanordnung ändern sich die Betonstahldehnungen mit wachsender Last (wie bereits erwähnt) zwischen Dekompressionsmoment und Lasteinleistungsbereich nur unwesentlich. Sie können in diesem Bereich (endgültig) aus dem Lastfall «Be-

Bild 8 rechts. Biegelinien Laststufen 5, 8, 12, 20, 28

Bild 7. Dehnung $\epsilon_{(p)}$ auf Spanngliedhöhe

tonstahlfliessen» in Trägermitte bestimmt werden. Für die Krümmungen wird dementsprechend ein bilinearer Verlauf zwischen M_D bis Krafteinleistungsbereich und Trägermitte angenommen:

- Bis zum Dekompressionsmoment wird die Krümmung vernachlässigt ($1/r = 0$).
 - Vom Dekompressionsmoment bis zum Beginn des Krafteinleitungsbereichs (etwa je halbe Trägerhöhe beidseits des Lastangriffs) wird der Krümmungsverlauf (im vorliegenden Fall) aus dem Lastfall «Betonstahlfliessen in Trägermitte» bestimmt. Linearer Verlauf M_D bis Trägermitte ($1/r_{c,sy}$).
 - Im Krafteinleitungsbereich wird der Krümmungsverlauf aus der maximalen Krümmung in Trägermitte ermittelt. Linearer Verlauf Beginn Krafteinleitungsbereich bis Trägermitte ($1/r_{max}$).

In Trägermitte ergibt sich die Krümmung bei «Betonstahlfliessen» aus dem Dehnungszustand mit ε_{sy} als Ausgangswert ($D = P + Z_{sy} \rightarrow x \rightarrow (1/r)_{\varepsilon_{sy}} = \varepsilon_{sy}/d_s - x$) und beim Bruch aus dem Dehnungszustand mit ε_{cu} als Ausgangswert ($D = P_{max} + Z_{sy} \rightarrow x \rightarrow 1/r_{max} = \varepsilon_{cu}/x$) (Bild 11).

Mit diesem Berechnungsmodell erhält man für die Laststufen LS 8 und LS 12 Spannkräfte von 411 kN und 436 kN.

Schlussbemerkungen

Die «genaue» Berechnung des Spannungszuwachses im Spannstahl ist aufwendig, aber auch nur sinnvoll, wenn das wirkliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons und des Spann-

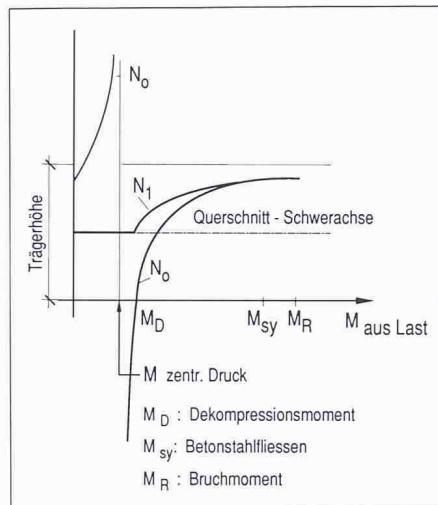


Bild 9. Dehnungsnulllinien

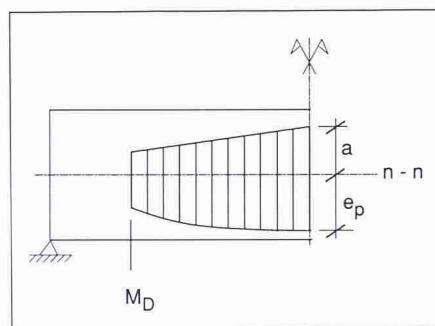


Bild 10. Rechnerischer Nulllinienverlauf
Laststufen 8 und 12

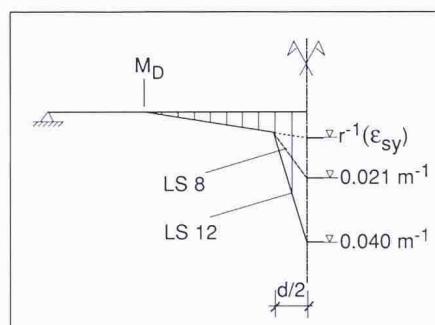


Bild 11. Rechnerischer Krümmungsverlauf Laststufen 8 und 12

stahls berücksichtigt wird (und die Initialvorspannung bezüglich Reibung, Schwinden, Kriechen und Stahlrelaxation bekannt ist). Die Norm SIA 162 (1989) schreibt nun aber für Spannstahl ein bilineares Spannungs-Dehnungs-Diagramm vor, das ganz beträchtlich von der Wirklichkeit abweicht. Deshalb genügt es im allgemeinen – im Sinne einer Abschätzung (des Spannungszuwachses) – ohne weiteres (wie in [1]) vorgeschlagen), zwischen M_D und M_{max} einen linearen Krümmungsverlauf anzunehmen und die Bruchstauchung des Betons auf 2% zu begrenzen, damit die Trägerverformung und somit auch der Spannungszuwachs nicht überschätzt werden. Anstelle einer «genauen» Berechnung ist es viel sinnvoller, mit konstruktiven Massnahmen dafür zu sorgen, dass sich das Tragwerk duktil verhält, und dass sich die Tragwerksverformung direkt auf die Spannkraft überträgt.

Literatur

- [1] Menn Ch.: Unterspannung von Brückenträgern mit gedrungenem Querschnitt – Eine sinnvolle Anwendung der externen Vorspannung. Springer Verlag, Bauingenieur 65 (1990), 209–219

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. sc. techn. Christian Menn, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 8093 Zürich (Hönggerberg).