

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 94 (1976)  
**Heft:** 36: SIA-Heft, 4/1976: Bruchsicherheitsnachweis bei vorgespannten Betontragwerken

**Artikel:** Zum Bruchsicherheitsnachweis bei vorgespannten Betontragwerken  
**Autor:** Schneeberger, Beat  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-73158>

#### **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:** 29.01.2026

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

# Zum Bruchsicherheitsnachweis bei vorgespannten Betontragwerken

Von Beat Schneeberger, Bern

DK 624.012.46

Kabelvorspannung beansprucht ein Tragwerk durch Anker- und Ablenkkräfte und erzeugt im System einen Eigenspannungszustand, der das Bruchverhalten massgebend beeinflussen kann.

Durch Einführen der ganzen aktiven Vorspannung als Tragwerksbelastung in die Lastseite des Bruchsicherheitsnachweises kann dieser Einfluss erfasst werden. Gleichzeitig wird mit diesem Vorgehen erreicht, dass die an sich problematische, bei Flächentragwerken unmögliche Abspaltung des Zwängmoments von der Vorspannbeanspruchung auch für den Querschnittsnachweis entfällt. Im weiteren kann allein auf diese Art der Bruchnachweis bei ungünstig wirkender, aktiver Vorspannung übersichtlich geführt werden. Das Sicherheitskonzept ist noch zu erarbeiten.

## 1. Ausgangslage

Die neue Richtlinie 34 zur Norm SIA 162 gibt im Artikel 1.1 die Grundsätze für die Bemessung von Bauwerken. Von grosser Bedeutung ist die Forderung nach einer ausreichenden Bruchsicherheit. Für deren Nachweis an vorgespannten Tragwerken stellt sie zwei Methoden unter gewissen Bedingungen zur Wahl:

- Bestimmung der Schnittkräfte nach der Elastizitätstheorie und Nachweis der Bruchsicherheit in den massgebenden Querschnitten
- Nachweis der Systemtraglast unter Ausnutzen von Schnittkraftumlagerungen (Plastizitätstheorie).

Bei der ersten Methode sind neben den üblichen Lasten, wie Eigengewicht, Nutzlasten usw., auch die Zwängungen aus Vorspannung zu berücksichtigen. Bei der zweiten Methode können diese Zwängungen vernachlässigt werden. Dies kommt einem Zulassen von Schnittkraftumlagerungen gleich und ist somit gestattet.

Bei beiden Methoden wird der Biegewiderstand der vorgespannten Querschnitte bestimmt, indem die Grenzkraft des Spannglieds mit dem inneren Hebelarm multipliziert wird (von einer schlaffen Bewehrung wird vorläufig abgesehen).

Biegewiderstand (Bruchmoment):

$$(1) \quad M_{Br} = Z_v \cdot y_v$$

Das Bruchmoment wird somit beim vorgespannten Querschnitt genau gleich bestimmt, wie beim schlaff armierten Querschnitt mit entsprechendem Armierungsgehalt. Mit anderen Worten: die aktiv aufgebrachte Vorspannung hat auf die Grösse des Bruchmoments keinen Einfluss.

Diese Aussage und die oben gemachte Feststellung, dass beim Traglastnachweis (Methode 2) auch auf der Lastseite die Vorspannung unberücksichtigt bleibt, zeigt, dass der Richtlinie 34 folgende These zugrunde liegt:

*Das Aufbringen der Vorspannung erzeugt im Tragwerk einen Eigenspannungszustand und ist somit für den Bruchzustand ohne Belang, sofern Kräfteumlagerungen möglich sind.*

## 2. Eine These unter der Lupe

Die obige These macht im Grunde drei Aussagen:

- Durch Vorspannen wird ein Eigenspannungszustand erzeugt.
- Ein Eigenspannungszustand hat keinen Einfluss auf den Bruchzustand, wenn Kräfteumlagerungen möglich sind.
- Die aufgebrachte Vorspannung hat unter der gleichen Bedingung keinen Einfluss auf den Bruchzustand.

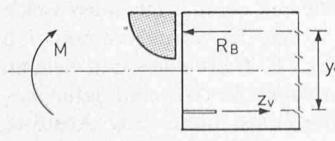
Da es sich hier, wie gesagt, um eine These und nicht um ein Dogma handelt, ist es erlaubt, diese Aussagen kritisch zu betrachten und dazu Fragen zu stellen.

Die Behauptung, Eigenspannungen könnten den Bruchzustand nicht beeinflussen, wird durch die Tatsache widerlegt, dass die Bruchlast von Stahlstützen auf Knicken von der Verteilung der Eigenspannungen im Stahlquerschnitt abhängig ist. Dieser Einfluss ist experimentell und rechnerisch nachgewiesen und findet seinen Niederschlag in den 5 europäischen Knickkurven, die sich je nach Eigenspannungszustand voneinander unterscheiden ([2] und [3]).

Die Aussage, die aufgebrachte Vorspannung habe auf den Bruchzustand keinen Einfluss, kann der Tatsache nicht standhalten, dass es ohne weiteres möglich ist, einen Träger trotz möglicher Kräfteumlagerung durch zu starkes Vorspannen zum Bruch zu bringen. Ein sauberer Bruchnachweis ist für diesen Versagensfall nach der Richtlinie 34 nicht möglich.

Die Aussage, Vorspannung erzeuge einen Eigenspannungszustand, ist richtig, muss aber sehr differenziert betrachtet werden. Dies zeigen die folgenden drei Beispiele:

- Schwinden des Betons bewirkt in einem armierten, zwängungsfrei gelagerten Träger Eigenspannungen, die in jedem Querschnitt unter sich im Gleichgewicht sind (Bild 2). Dieser Eigenspannungszustand im engsten Sinn wirkt sich auf den Bruchwiderstand des Querschnitts nicht aus, sofern die zur internen Spannungsumlagerung notwendige Duktilität vorhanden ist.
- Eine Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite eines Zweifeldträgers erzeugt in diesem System Zwängungsmomente. Man kann von einem Eigenspannungszustand des Trägers sprechen, doch ist zu beachten, dass hier im Gegensatz zum ersten Beispiel die Spannungen in den einzelnen Querschnitten unter sich nicht im Gleichgewicht sind (Bild 3). Die Traglast dieses Trägers wird durch den vorliegenden Eigenspannungszustand nicht beeinflusst, sofern die zur Schnittkraftumlagerung im System notwendige Duktilität vorhanden ist.
- Die auf das in Bild 4 dargestellte System aufgebrachte Vorspannkraft belastet die starren Auflagerblöcke und setzt das Kabel unter Spannung. Der Träger selber bleibt absolut spannungsfrei. Auch hier kann von einem Eigenspannungszustand im ganzen System, bestehend aus Auflagerblöcken, Träger und Kabel gesprochen werden.



M	Momenten - beanspruchung
R_B	Resultierende der Betondruckzone
z_v	Grenzkraft des Kabels
y_v	innerer Hebel - arm

Bild 1

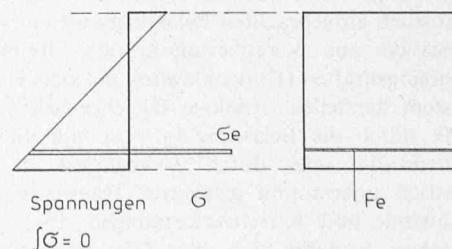


Bild 2

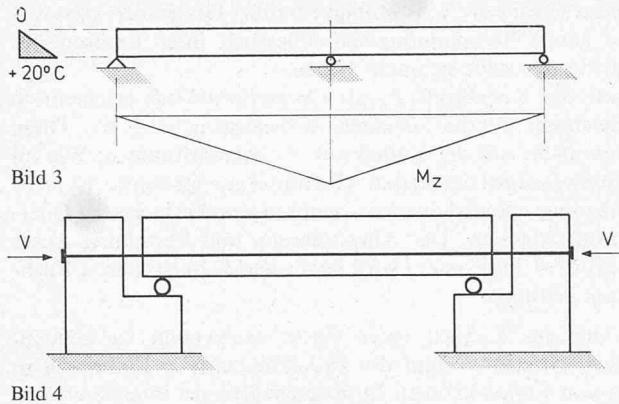


Bild 4

Bei Vernachlässigung der Einflüsse zweiter Ordnung ist die Biegetraglast des Trägers direkt davon abhängig, wie weit das Kabel durch die Vorspannkraft  $V$  bereits ausgenutzt worden ist. Nur seine zusätzliche Kraftreserve bis zum Erreichen der Grenzspannung steht für den Biegewiderstand im Querschnitt noch zur Verfügung (sofern zwischen Kabel und Träger Verbund hergestellt wird). Der Bruchnachweis nach Richtlinie 34 kann diesen Einfluss nicht berücksichtigen und liefert hier konsequent zu günstige Ergebnisse.

Vorspannung erzeugt einen Eigenspannungszustand in einem ganzen System im Sinne der letzten zwei Beispiele und nicht einen Eigenspannungszustand im Querschnitt, wie ihn das erste Beispiel zeigt. Es ist deshalb begrifflich nicht richtig, die Kabelvorspannung als innere Querschnittskraft aufzufassen, wie dies beim üblichen « $V \cdot e$ -Konzept» geschieht. Zudem ist diese Auffassung gefährlich, kann sie doch zu schwerwiegenden Fehlschlüssen führen, wie dies im letzten Beispiel gezeigt wurde.

### 3. Geschichte eines vorgespannten Tragwerks

Die Feststellungen des vorangehenden Abschnittes mahnen zur Vorsicht. Der aktiven Vorspannung kann offenbar ein Einfluss auf die Traglast nicht grundsätzlich abgesprochen werden, auch nicht, wenn Kräfteumlagerungen möglich sind. Zur besseren Beurteilung dieses Einflusses soll im Folgenden die Belastungsgeschichte eines vorgespannten Tragwerks, vom Vorspannen über die Belastung bis zum Bruch, gedanklich verfolgt werden.

Wir wählen eine quadratische, zweiseitig liniengelagerte Platte mit einem parabelförmig verlaufenden Vorspannkabel in der Mittelachse (Bild 5).

Wird das Kabel gespannt, so gibt es auf die Betonplatte Kräfte ab:

– Einzelkräfte bei den Ankerpunkten

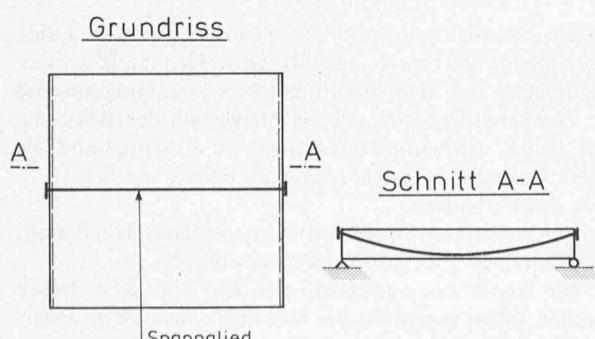


Bild 5

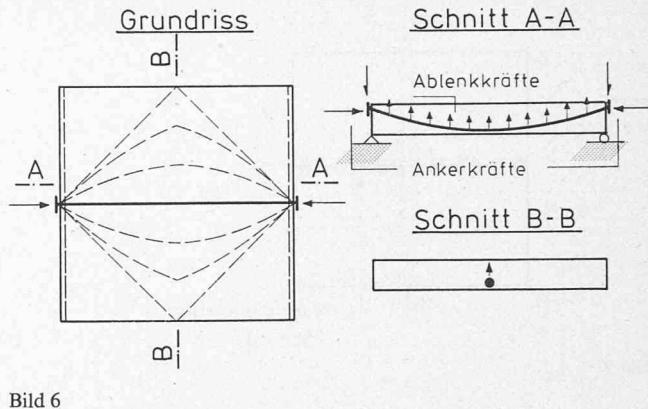


Bild 6

– Aufwärts gerichtete Ablenkkräfte längs der Kabelachse (im Gleichgewicht mit den Vertikalkomponenten der Ankerkräfte).

Die horizontalen Komponenten der Einzelkräfte erzeugen in der Platte eine Scheibenbeanspruchung, die sich vom Ankerpunkt gegen das Platteninnere hin zu einer gleichmässigen Verteilung auffächert (Bild 6, Schnitt B-B). Allfällige Exzentrizitäten der Anker- und die Ablenkkräfte erzeugen in der Platte eine Momentenbeanspruchung,  $M_v$ .

Durch Steigern der Spannkraft des Kabels könnte die Platte zum Bruch geführt werden. Im Schnitt B-B (Bild 6) muss der Betonquerschnitt der von der Vorspannung hervorgerufenen Beanspruchung aus Scheibenkraft  $N_v$  und Plattenmoment  $M_v$  widerstehen können (Bild 7).

Diese Beanspruchung ist äquivalent der Scheibenkraft  $N_v$  mit einer Exzentrizität  $e_v = M_v/N_v$ . Der Querschnitt widersteht dieser Beanspruchung durch Ausbilden einer Druckzone, deren resultierende Kraft  $R_B$  mit der Scheibenkraft im Gleichgewicht ist. Das Kabel kommt ihm dabei nicht zu Hilfe, im Gegenteil, es bringt die Last auf. Ein Bruch tritt dann ein, wenn entweder  $N_v$  ausserhalb des Querschnittes angreift oder wenn die Betondruckzone gegenüber  $N_v$  zu schwach ist.

Die Platte kann nun (vorläufig noch ohne Verbund mit dem Kabel) vertikal nach unten, zum Beispiel durch Eigengewicht, belastet werden. Im Schnitt B-B entsteht dann ein

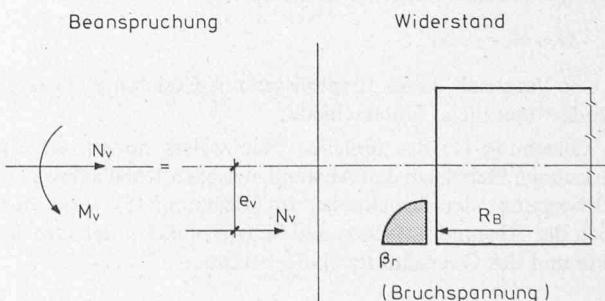


Bild 7

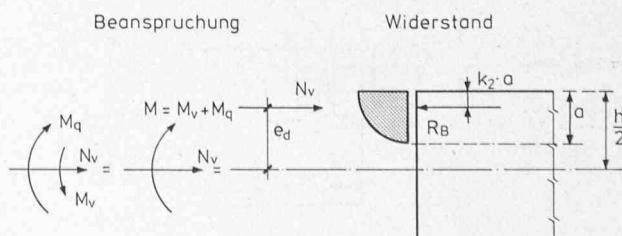


Bild 8

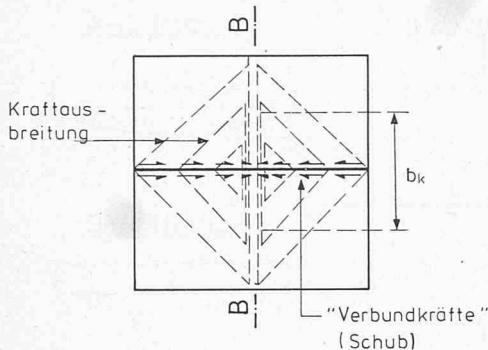


Bild 9

Plattenmoment  $M_q$  mit entgegengesetzter Drehrichtung als  $M_v$ . Die Scheibenkraft ändert bezüglich Grösse nicht. Der Zuwachs der Kabelkraft infolge der Verbiegung der Platte ist wegen des Fehlens von Verbund vernachlässigbar klein. Die Scheibenkraft wandert jedoch dank des Momentenzuwachses im Querschnitt nach oben (Bild 8).

Die widerstehende Betondruckzone kann dieser Bewegung solange zum oberen Rand hin folgen, als sie noch genügend Raum hat, um eine resultierende Kraft  $R_B = N_v$  aufzubauen.

Die Höhe der Druckzone vom oberen Rand aus gemessen beträgt im äussersten Fall:

$$(2) \quad a = \frac{N_v}{k_1 \beta_r \cdot b}$$

wobei  $\beta_r$  = Betonbruchspannung am Rand

$b$  = Breite der Platte

$k_1 = 0,75$  Flächenparameter

Die maximal mögliche Exzentrizität der Scheibenkraft beträgt

$$(3) \quad e_a = (h/2) - k_2 \cdot a$$

$k_2 = 0,4$  Schwerpunktparameter und somit

$$(4) \quad e_a = \frac{h}{2} - \frac{0,53 \cdot N_v}{\beta_r \cdot b}$$

Als Bruchmoment dargestellt erhalten wir

$$(5) \quad M_{Br} = e_a \cdot N_v$$

Der Vergleich dieses Ergebnisses mit Gleichung (1) zeigt folgende wesentliche Unterschiede:

– In Gleichung (1) des üblichen Nachweises finden wir als wirksamen Hebelarm den Abstand zwischen Kabelachse und Schwerpunkt der Druckzone. In Gleichung (5) wirkt nur noch der Abstand zwischen den Schwerpunkten der Druckzone und des Querschnitts als Hebelarm.

Diese scheinbare Unstimmigkeit röhrt davon her, dass wir die ganze Vorspannung einschliesslich ihrer Exzentrizität auf die Lastseite gebracht haben

– Statt der Kabelkraft  $Z_v$  als Querschnittskraft erscheint in Gleichung (5) die Scheibenkraftbeanspruchung  $N_v$ . Diese muss nicht mit der Kabelkraft  $Z_v$  übereinstimmen. Wie im dritten Beispiel des letzten Abschnitts gezeigt wurde, ist nicht unbedingt die gesamte Vorspannkraft im betrachteten Querschnitt wirksam. Der Abwanderung und Verteilung dieser Kräfte im Tragsystem wird somit wirklichkeitsgetreu Rechnung getragen.

Um die Traglast einer Platte nachweisen zu können, müssen wir den Verlauf des Bruchmoments je Einheitslänge längs von Linien kennen. In unserem Beispiel interessiert uns dieser Verlauf im Schnitt B-B (Bild 6). Es ist evident, dass auch im Bruchzustand die Vorspannkraft nur bei den Ankern in die verbundlose Platte eingeleitet werden kann und hier somit die gleiche Ausbreitung der Scheibenkräfte vorliegt wie im Gebrauchszustand. Im Schnitt B-B ist die Scheibenkraft  $N_v$  gleichmässig über die Breite  $b$  verteilt und beträgt

$$(6) \quad n_v = \frac{N_v}{b}$$

Das Bruchmoment je Einheitslänge beträgt somit

$$(7) \quad m_{Br} = \frac{N_v}{b} \cdot e_a$$

und ist seinerseits ebenfalls längs des ganzen Schnittes B-B konstant.

Wir nehmen nun gedanklich die Belastung wieder von der Platte weg. Sie steht jetzt erneut lediglich unter der Vorspannbeanspruchung. Durch Injektion stellen wir zwischen Kabel und umgebendem Beton Verbund her. Am Kraftzustand in der Platte haben wir dadurch nichts verändert: weiterhin wirken Ablenk- und Scheibenkräfte gemäss Bild 6.

Belasten wir nun die Platte neuerdings, so entsteht zum Beispiel im Schnitt B-B, wie vorher, ein Plattenmoment  $M_q$ , das sich der bereits vorhandenen Beanspruchung infolge Vorspannung  $M_v$  und  $N_v$  überlagert. Bei anwachsendem Moment  $M_q$  stellen sich im Querschnitt Dehnungen ein, denen sich diesmal dank des Verbundes auch der Kabelquerschnitt anzupassen hat. Er gerät dadurch unter zusätzliche Zugspannungen, deren resultierende  $\Delta V$  im Querschnitt selber durch Vergrösserung der Betondruckzone ins Gleichgewicht gebracht wird.

Der maximale Zuwachs  $\Delta V$  der örtlichen Zugkraft im Kabel beträgt

$$(8) \quad \max \Delta V = Z_{gr} - V$$

wobei

$Z_{gr}$  Grenzlast des Kabels

$V$  beim Spannen aufgebrachte Kabelkraft

Diese zusätzlichen, inneren Querschnittskräfte richten sich in jedem Querschnitt nach den örtlichen Dehnverhältnissen und überlagern sich dem ursprünglichen Spannungszustand infolge Vorspannung. Dies gilt bei Steigerung der Belastung bis zum Bruch. Insbesondere ist auch im Bruchzustand die durch das Vorspannen aufgebrachte Verteilung der Scheibenkräfte  $n_v$  noch erhalten.

Bei der Bestimmung des Bruchmoments längs dem Schnitt B-B sind demnach zwei Zonen zu unterscheiden.

In der Randzone, ausserhalb des Kabelbereichs, haben wir dasselbe Bild wie vorher: der Scheibenbelastung  $n_v$  widersteht die Betondruckzone und das Bruchmoment beträgt hier, wie in Gleichung (7):

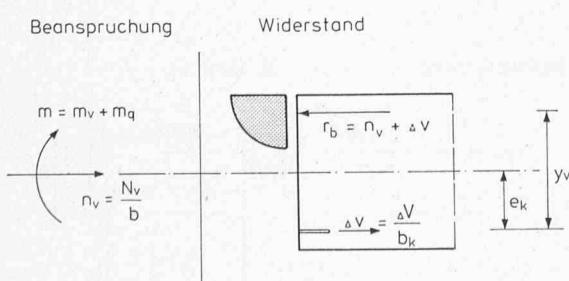


Bild 10

$$(9) \quad m_{Br} = \frac{N_v}{b} \cdot e_d$$

Im Bereich des Kabels ist der Anteil von  $\Delta V$  am Biegewiderstand zu berücksichtigen. Die Breite des Kabelbereichs  $b_k$  richtet sich nach dem Querkraftverlauf in Längsrichtung (Bild 9). Man geht sicher, wenn man für  $b_k$  die mitwirkende Breite nach SIA 162, Art. 3.20 einsetzt.

Aus Bild 10 kann das Bruchmoment je Einheitslänge im Kabelbereich herausgelesen werden:

$$(10) \quad m_{Br} = \left( n_v + \frac{\Delta V}{b_k} \right) \cdot e_d + \frac{\Delta V}{b_k} \cdot e_k$$

oder anders geschrieben

$$(10a) \quad m_{Br} = n_v \cdot e_d + \frac{\Delta V}{b_k} \cdot y_v$$

Auf ähnliche Weise wie der Kraftzuwachs  $\Delta V$  des Kabels im Verbund kann der Anteil einer allfälligen, schlaffen Armierung für das Bruchmoment berücksichtigt werden.

Aus Bild 11 kann die allgemeine Formel für das Bruchmoment je Einheitsbreite eines vorgespannten Querschnitts mit schlaffer Armierung herausgelesen werden:

$$(10b) \quad m_{Br} = n_v \cdot e_d + \frac{\Delta V}{b_k} \cdot y_v + z_e \cdot y_e$$

In Bild 12 ist die Verteilung des Bruchmoments im Schnitt B-B der betrachteten Platte mit einem Vorspannkabel in *Verbund* dargestellt. Diagramm 1 dieses Bildes zeigt die Verteilung von  $m_{Br}$  gemäß unserer Herleitung: konstanter Widerstand im ganzen Schnitt infolge Scheibenkraft- und schlaffem Armierungsanteil; Anteil der Kabelkraftreserve  $\Delta V$  auf den Kabelbereich beschränkt.

Zum Vergleich ist im Diagramm 2 des gleichen Bildes die Verteilung von  $m_{Br}$  nach der üblichen Methode gezeigt, wo die ganze Kabelkraft als innere Querschnittskraft betrachtet wird, die somit zwangsläufig eine auf den Kabelbereich beschränkte Betondruckzone hervorruft (es sei nur nebenbei darauf hingewiesen, dass hier ein Widerspruch zur Forderung nach Gleichgewicht im Teilquerschnitt des Kabelbereichs liegt: der an den Ankern eingeleitete Anteil der Kabelkraft konzentriert seine Wirkung auch im Bruchzustand nicht auf diese Zone).

Durch die Einengung der Druckzone auf den Kabelbereich (mitwirkende Breite) verkleinert sich der innere Hebelarm ( $y'_v < y_v$ ) und der effektiv vorhandene Bruchwiderstand wird unterschätzt.

#### 4. Nachweis der Bruchsicherheit

Der Nachweis der Bruchsicherheit hat durch Vergleich der oberen Grenze der Beanspruchung mit der unteren Grenze des Bruchwiderstandes zu erfolgen. Es geht nun darum, die gefundenen Erkenntnisse dabei konsequent anzuwenden.

Auf der Lastseite finden wir, gemäß unserer Betrachtung, Haupt- und Zusatzlasten im Sinn der Richtlinie 34 und zusätzlich die gesamte Vorspannbeanspruchung, hervorgerufen durch Anker- und Ablenkkräfte. Ein Zwängmoment wird nicht abgespalten.

$$(12) \quad P = P_g + P_p + P_v$$

$P_g$  Eigengewicht und ständige Last

$P_p$  Nutz-, Verkehrs- und Schneelasten

$P_v$  Aktive Vorspannung

Hier zeigen sich zusätzlich wesentliche praktische Vorteile, welche die Einführung der aktiven Vorspannung auf der Lastseite bringt:

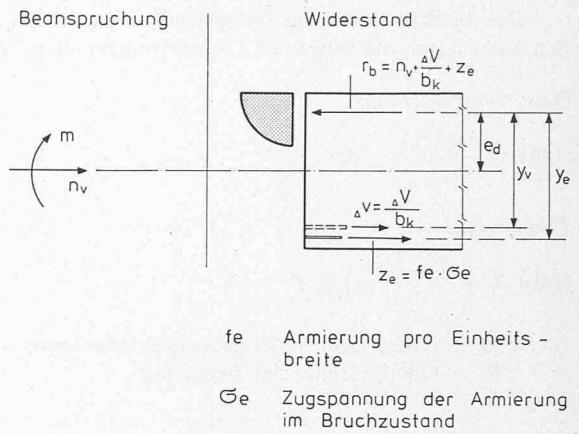


Bild 11

- Das unselige Zwängmoment verschwindet auch für den Nachweis der Querschnittssicherheit (Methode 1), da es in der Wirkung von  $P_v$  enthalten ist. Damit wird dieser Nachweis auch für vorgespannte Platten anwendbar, wo Zwängmomente wegen der hohen innerlichen, statischen Unbestimmtheit solcher Tragwerke nicht definierbar sind
- Das Aussehen der Lastseite ist nicht abhängig von der angewendeten Methode für den Bruchnachweis.

Die Einführung der Lastfaktoren zur Bestimmung der oberen Grenze der Belastung  $P'$  soll den Sicherheitsfachleuten überlassen werden. Es sei dazu lediglich eine Bemerkung gestattet:

Im Sinne der Einfachheit wäre es zu begrüßen, wenn man sich grundsätzlich auf einen Lastfaktor beschränken könnte. Für günstig wirkende Lasten könnte zusätzlich ein Reduktionsfaktor eingeführt werden. Dieses Vorgehen wäre sinnvoll, weil jede Lastart günstig oder ungünstig wirken kann (es kommt darauf an, welche Lastrichtung überwiegt).

Die in Gleichung (12) dargestellten Lasten bewirken im allgemeinsten Fall in den Querschnitten Beanspruchungen in Form von Normalkräften, Biegemomenten, Querkräften und Torsionsmomenten. Uns interessieren hier Normalkräfte und Biegemomente

$$(13a) \quad N = (N_g + N_p) + N_v$$

$$(13b) \quad M = M_g + M_p + M_v$$

Diesen Beanspruchungen durch die Lasten steht der Bruchwiderstand  $W_r$  der Querschnitte gegenüber. Es ist sinnvoll, diesen Querschnittswiderstand als Bruchmoment  $M_{Br}$  in Funktion der Normalkraftbeanspruchung  $N$  darzustellen (Interaktionsformel), wie es im Abschnitt 3 gezeigt worden ist.

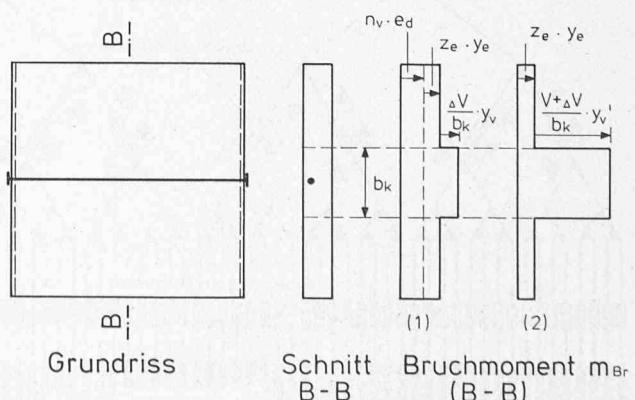


Bild 12

Die beiden Arten des Tragsicherheitsnachweises lassen sich dann durch die folgenden Ungleichungen ausdrücken.

### Querschnittsnachweis

$$(14a) \quad \frac{M_{Br}(N)}{1,3} \geq M'$$

## Traglastnachweis

$$(14b) \quad P_{r'} \left( \frac{M_{Br}(N)}{1,3} \right) \geq P'$$

$M'$  Obere Grenze der Biegebeanspruchung  
 $P'$  Obere Grenze der Belastung

$P_{r'}$  Untere Grenze der Traglast

### $M_{Br}$ Bruchmoment

*N* Normalkraftbeanspruchung

## Literaturverzeichnis

- [1] SIA Richtlinie 34 zur Norm SIA 162, Ausgabe 1976.
  - [2] *Beer H., Schulz G.*: Die Traglast des planmässig, mittig gedrückten Stabs mit Imperfektionen. «*VDI-Z*» 111 (1969), Nr. 21, 23, 24.
  - [3] *Sfintesco D.*: Fondement expérimental des courbes européennes de flambement. «*Construction Métallique*» 3/1970.

Adresse des Verfassers: *Beat Schneeberger*, dipl. Ing. ETH, Buchen, 3043 Uettligen b. Bern.

## Mikrocomputer-gesteuertes Rangiersystem

Von A. Hölder und J. Schmall, Braunschweig, O. Stalder, Bern, und E. Suter, Luzern

DK 656.212:681.3

## Einführung

Bei dem heute üblichen rechnergesteuerten Rangiersystem zur Steuerung von automatischen Ablaufanlagen in Rangierbahnhöfen wirkt ein Prozessrechner als zentrales Leitsystem auf die dezentralen Steuerungen der Elemente des Prozesses. Die Gleistopographie einer solchen Ablaufanlage mit 64 Richtungsgleisen zeigt Bild 1.

Der zu steuernde Prozess besteht aus einer Schwerkraft-Ablaufanlage mit:

- fernsteuerbaren Rangierlokomotiven zum Heranschieben des Zuges aus der Einfahrgruppe an den Ablaufberg und zum Abdrücken des Zuges über den Ablaufberg
  - Weichen der Verteilzone zum Verteilen der Abläufe auf die verschiedenen Richtungsgleise
  - hydraulischen Gleisbremsen als obere und untere Talbremsen zum Abbremsen der Abläufe in der Verteilzone auf eine berechnete Geschwindigkeit
  - elektrodynamischen Gleisbremsen als Richtungsgleisbremsen zum Abbremsen der Abläufe auf eine vorgegebene Geschwindigkeit

- Förderanlagen zum Räumen der Zonen hinter den Richtungsgleisbremsen und zum kupplereifen Zusammenschieben der Wagen zu Zügen in den Richtungsgleisen
- Zwergsignalen für die optische Befehlsübermittlung an Rangierfahrten im Bereich der Verteilzone.

Die von der Rangierlokomotive über den Ablaufberg gedrückten Abläufe werden über die automatisch gestellten Weichen in das vorbestimmte Richtungsgleis geleitet. Die Talbremsen dienen dazu, die Abläufe so abzubremsen, dass diese sich trotz unterschiedlichen Laufeigenschaften nicht einholen.

Die Richtungsgleisbremsen bremsen die Abläufe auf 1,5 m/s ab, damit Auflaufstöße mit unzulässig hoher Geschwindigkeit im Richtungsgleis verhindert werden. Die Förderanlagen schieben die Abläufe mit 1,5 m/s kuppelreif zusammen.

Anlagen dieser Art wurden in Basel-Muttenz (SBB) und mit teilweise anderen Elementen in Seelze und Mannheim (DB) in Betrieb genommen. Sie haben sich in der Praxis gut bewährt. Weitere Anlagen in Zürich-Limmattal (SBB), Hamburg-Maschen und Saarbrücken (DB) sind im Bau.

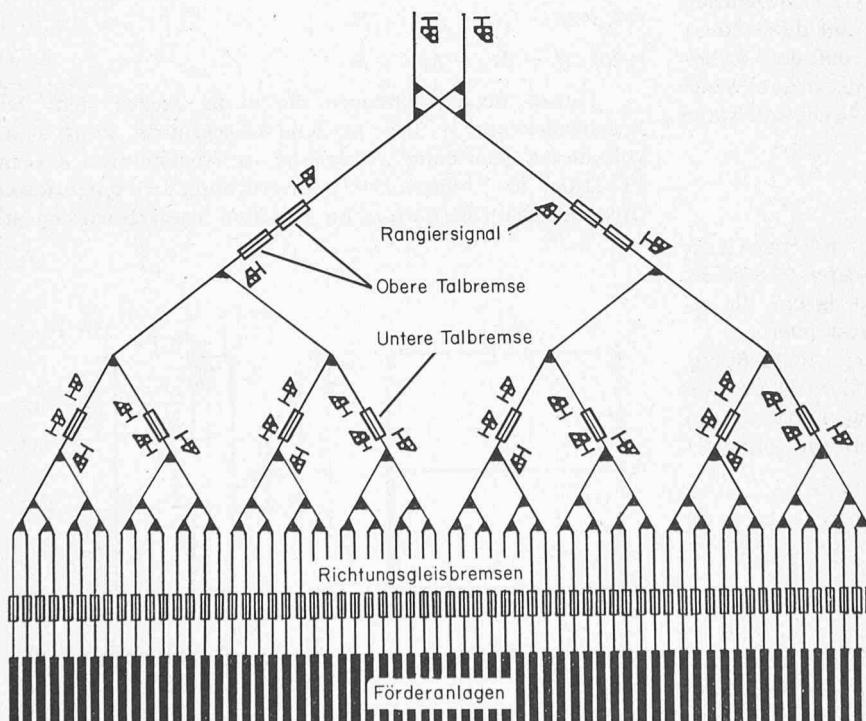


Bild 1. Gleistopographie einer Ablaufanlage mit 64 Richtungsgleisen