

Zeitschrift:	Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	97 (1979)
Heft:	38
Artikel:	Momentenumlagerung und Verformung: Gedanken des Prüfingenieurs
Autor:	Favre, Renaud
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-85536

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>

Momentenumlagerung und Verformung

Gedanken des Prüfingenieurs

Von Renaud Favre, Lausanne

Nachweis des Gebrauchszustandes

Je länger je mehr setzt sich die Erkenntnis durch, dass zur Beurteilung der Qualität eines Bauwerkes vor allem, wenn nicht ausschliesslich, der Dauerzustand massgebend ist. Dieser wird gekennzeichnet durch die Beanspruchungen aus Dauerlasten (Eigengewicht des Bauwerkes, Vorspannung, dauernd wirkende Nutzlasten) und aus Zwang (Momentenumlagerung bei Änderung des statischen Systems, aufgezwungene Vorformungen infolge Schwind-, Kriech- und Temperaturunterschiede, Setzungsdifferenzen, usw.).

Nur in Sonderfällen wird man für den Nachweis des Gebrauchszustandes die nicht dauernd auftretenden Nutzlasten berücksichtigen müssen, wie z. B. den Wind für die Schwingungen eines Hochhauses, die Bahnlasten für die Rissbildung einer Eisenbahnbrücke oder den hydrostatischen Druck für die Rissbildung eines Wasserbehälters.

Bei einer Strassenbrücke wie jener von Stein-Säckingen spielen die Nutzlasten für die Beurteilung der Qualität eine untergeordnete Rolle. Es muss höchstens darauf geachtet werden, dass unter dem rollenden Verkehr keine physiologisch unangenehme Schwingungen entstehen. Sonst genügt es, für die sowieso nur ausnahmsweise auftretenden rechnerischen Nutzlasten den Nachweis der Tragfähigkeit (Bruchsicherheit) zu erbringen sowie ein elastisches, d. h. reversibles Verhalten des Bauwerkes wegen des Gebrauchszustandes sicherzustellen.

Sich auf diese Überlegungen stützend, wurde im Quersinn eine Vorspannung der Fahrbahnplatte so gewählt, als dass diese sich im Dauerzustand verformungs- und demnach momentenfrei verhält. Die einzige Dauerbeanspruchung der Platte quer zur Brückenachse ist also eine Normalkraft entsprechend der Vorspannkraft, welche die Zugspannungen infolge Sonnenbestrahlung, unterschiedlichem Schwinden, Nutzlasten etc. z. T. überdrückt und eventuelle Risse nach Abklingen der Beanspruchung wieder schliesst.

Auch wird durch diese, die Dauerlasten aufhebende Quervorspannung erreicht, dass im Dauerzustand keine Momente in die Kastenwände eingeleitet werden. Es ergibt sich daraus eine wirtschaftlich tragbare, geringe Vorspannung von ca. 400 kN/m.

Dauerlasten. Wegen der Ausführung in zwei, zeitlich weit auseinanderliegenden Bauabschnitten kann daraus nicht der Schluss gezogen werden, dass die Beanspruchungen und Verformungen im Dauerzustand jenen aus einer 20prozentigen Dauerlast entsprechen. Deshalb soll nachfolgend auf das wirklichkeitsnahe Erfassen des Dauerzustandes eingegangen werden.

Schnittkraftumlagerung nach der Methode Rüschi/Jungwirth

Wird ein Betonbauwerk in verschiedenen Bauabschnitten oder aus vorgefertigten Teilen hergestellt, ändert sich mit der Zeit die Lage der Schlusslinie der Momentenfläche aus Dauerlasten. Diese Änderung der Biegemomente und somit auch der Krümmungen und Verformungen ist eine Folge der Kriech- und Relaxationsfähigkeit des Betons.

Nehmen wir das Beispiel eines aus einer Vielzahl von einfachen Balken der Spannweite l zusammengesetzten Durchlaufträgers. Zur Zeit t_0 geschehe durch Fugenschluss die Systemänderung von einfachen zu einem durchlaufenden Balken. Dadurch wird diesem die Winkelverdrehung $\alpha_{t_0} = \frac{gl^3}{24E_0J}$ an den Auflagern

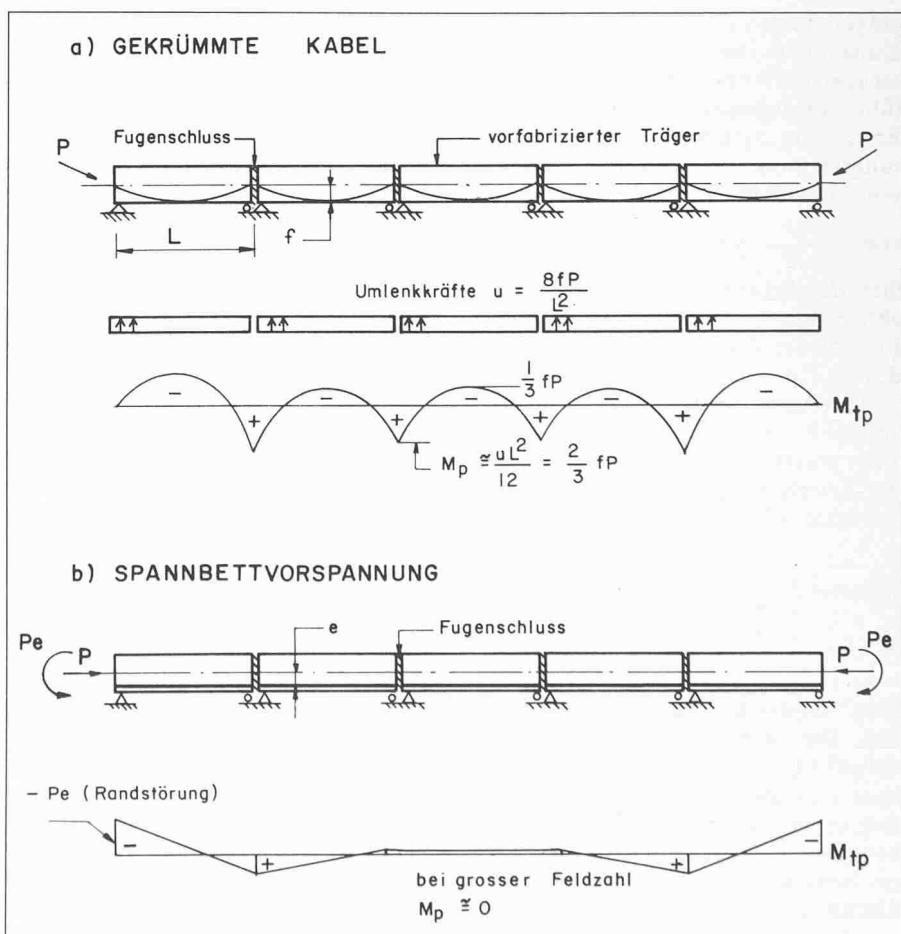


Bild 1. Vergleich der Momentenflächen zur Zeit t_0 unter Annahme von $\epsilon_p = 0$ bei verschiedener Wahl der Vorspannung P

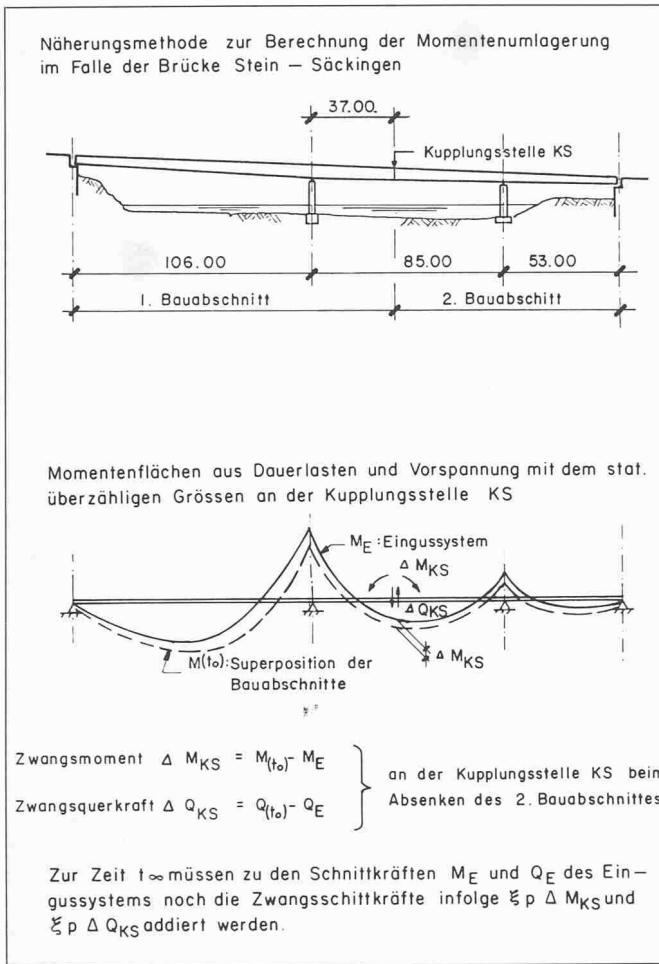


Bild 2. Näherungsmethode zur Berechnung der Momentenumlagerung im Falle der Brücke Stein-Säckingen

aufgezwungen (J konstant), die einem Knick in der Biegelinie entspricht. Dieser Knick wäre bei einem normal ausgeführten Eingussträger nicht vorhanden. Er ist dem System durch die Ausführungsmethode aufgezwungen worden und entspricht einem Zwangsmoment von $+ \frac{gl^2}{12}$, das sich infolge Relaxation des Betons mit der Zeit gewaltig abmindert.

Ein solcher Abminderungsfaktor wurde z. B. von Rüsch-Jungwirth angegeben und im Anhang e der CEB-FIP Muster-vorschrift 1978 in Bild e. 8 als sog. Relaxationswert ξ_p übernommen. ξ_p ist von der Kriechzahl $\varphi(t_\infty, t_0)$ abhängig und beträgt z. B. für

$$\begin{aligned}\varphi(t_\infty, t_0) &= 1,5 \quad \xi_p = 0,32 \quad e^{-\varphi} = 0,22 \\ &= 2,0 \quad = 0,23 \quad = 0,14 \\ &= 3,0 \quad = 0,11 \quad = 0,05\end{aligned}$$

Zum Vergleich ist noch der seinerzeit von Dischinger angegebene $e^{-\varphi}$ -Wert aufgeführt.

Dass sich die Momentenfläche mit der Zeit an jene des Eingusssystems annähert, ist wohl allgemein bekannt. Weniger bewusst ist man sich dagegen der Abminderung des Zwanges bei der Vorspannung: wird ξ_p näherungsweise zu Null angesetzt, so bleibt bei einer Spannbetvvorspannung mit der Zeit

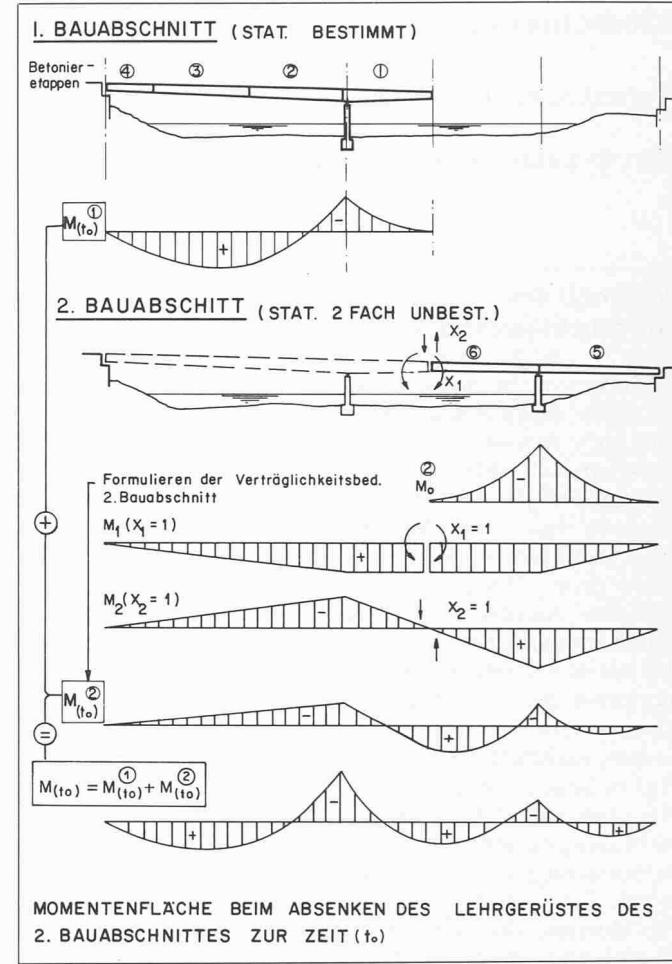


Bild 3. Berechnung der Momente vor der Schnittkraftrumlagerung

werden, wegen der Streuungen in den Materialkennwerten, nicht sehr genau erfassbar.

Aus diesen Überlegungen heraus ergab sich die Wahl des grossen Kragarmes von 37 m im 1. Bauabschnitt.

Schnittkraftrumlagerungen und Verformungen nach Trost/Bazant

Eine der Hauptschwierigkeiten beim Bau dieser Brücke war die ungünstige Verteilung der Spannweiten wegen der vorgesehenen Schiffahrtsöffnung sowie die Auflage für die Unternehmung, vom schweizerischen Ufer aus mit der 106 m grossen Hauptöffnung zu beginnen. Für die Verformungen wäre eine Ausführung Feld um Feld, vom deutschen Ufer aus, günstiger gewesen.

Dank der Wahl eines 1. Bauabschnittes mit einem Kragarm von 37 m wurde das Problem allerdings abgemindert. Trotzdem beträgt die grösste rechnerische Durchbiegung in der Hauptöffnung bei t_∞ infolge Eigengewicht des Betons 63 cm, Restdauerlasten 6 cm und Vorspannung -51 cm. Aus diesen Werten wird ersichtlich, wie heikel die Voraussage der sich als Differenz grosser Zahlen ergebende Enddurchbiegung ist. Im Gegensatz zu Brücken im

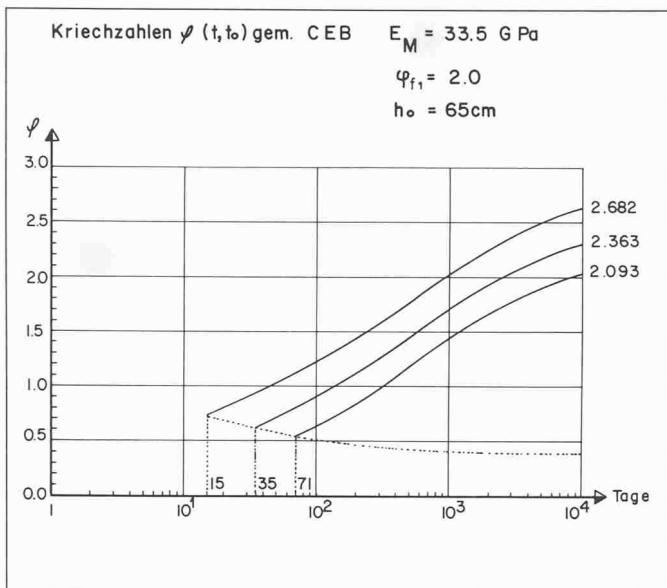


Bild 4. Kriechzahlen $\varphi(t, t_0)$ gemäss CEB
 $E_M = 33.5 \text{ GPa}$, $\varphi_{f1} = 2.0$, $h_0 = 65\text{cm}$

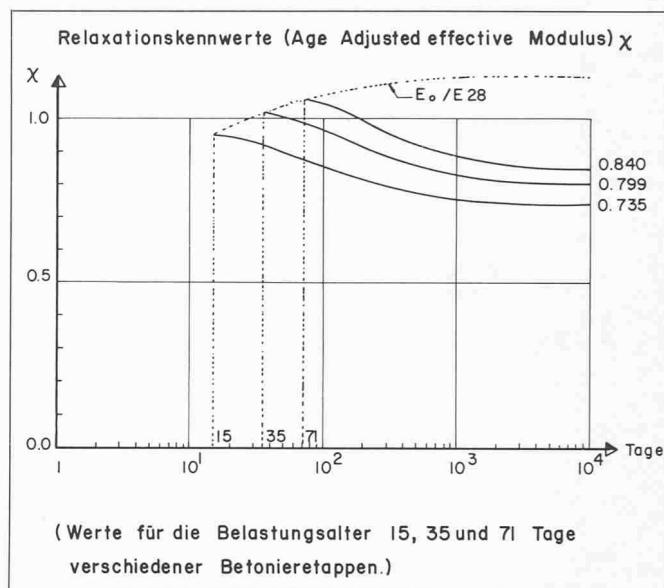


Bild 5. Relaxationskennwert χ (Age Adjusted effective Modulus)

Freivorbau, wo bei jeder Bauetappe die Geometrie den effektiven Durchbiegungen angepasst werden kann, bestehen hier nur geringe Möglichkeiten für eine Korrektur. Zu diesem Zweck wurde hier das Anbringen von Ballast und das nachträgliche Einziehen von Reservekabeln ins Auge gefasst. Die letzte Massnahme wurde in Form von Reservehüllrohren vorgesehen aber nicht ausgenutzt. Dagegen wurde ein Kiesballast von 220 to am Kragarmende vom August 78 bis Januar 79 aufgebracht.

Die genauere Berechnung der Schnittkräfte und Verformungen wurde mit Hilfe von zwei Verträglichkeitsbedingungen an der Kupplungsstelle durchgeführt (Bild 3). Das zweifach statisch unbestimmte System ermöglicht nämlich die Formulierung der beiden Bedingungen, dass nach dem Absenken des 2. Bauabschnittes an der Kupplungsstelle weder eine relative Winkelverdrehung noch eine relative Vertikalverschiebung auftreten kann.

Zuerst muss die Momentenfläche $M(t_0)$ berechnet werden, die sich aus den Bauzuständen beim Absenken des Lehrgerüstes des 2. Bauabschnittes ergibt. Die Lasten setzen sich aus dem Eigengewicht des Betons und den Umlenk- und Ankerkräften der in diesem Zeitpunkt t_0 wirkenden Vorspannung. Da noch kein Kriechen stattgefunden hat, sind die Verträglichkeitsbedingungen reine Elastizitätsgleichungen mit E -Moduln entsprechend dem Betonalter der sechs Betonierstufen. Darauf muss die Änderung von $M(t_0)$, also die Änderung ΔX der überzähligen Größen X_1 und X_2 infolge Kriechen bestimmt werden.

Die für t_∞ aufzustellenden Verträglichkeitsbedingungen bringen zum Ausdruck, dass während des Zeitintervalls t_0 bis t_∞ die Deformationen infolge der konstanten Momente $M(t_0)$ total den φ -fachen elastischen Deformatio-

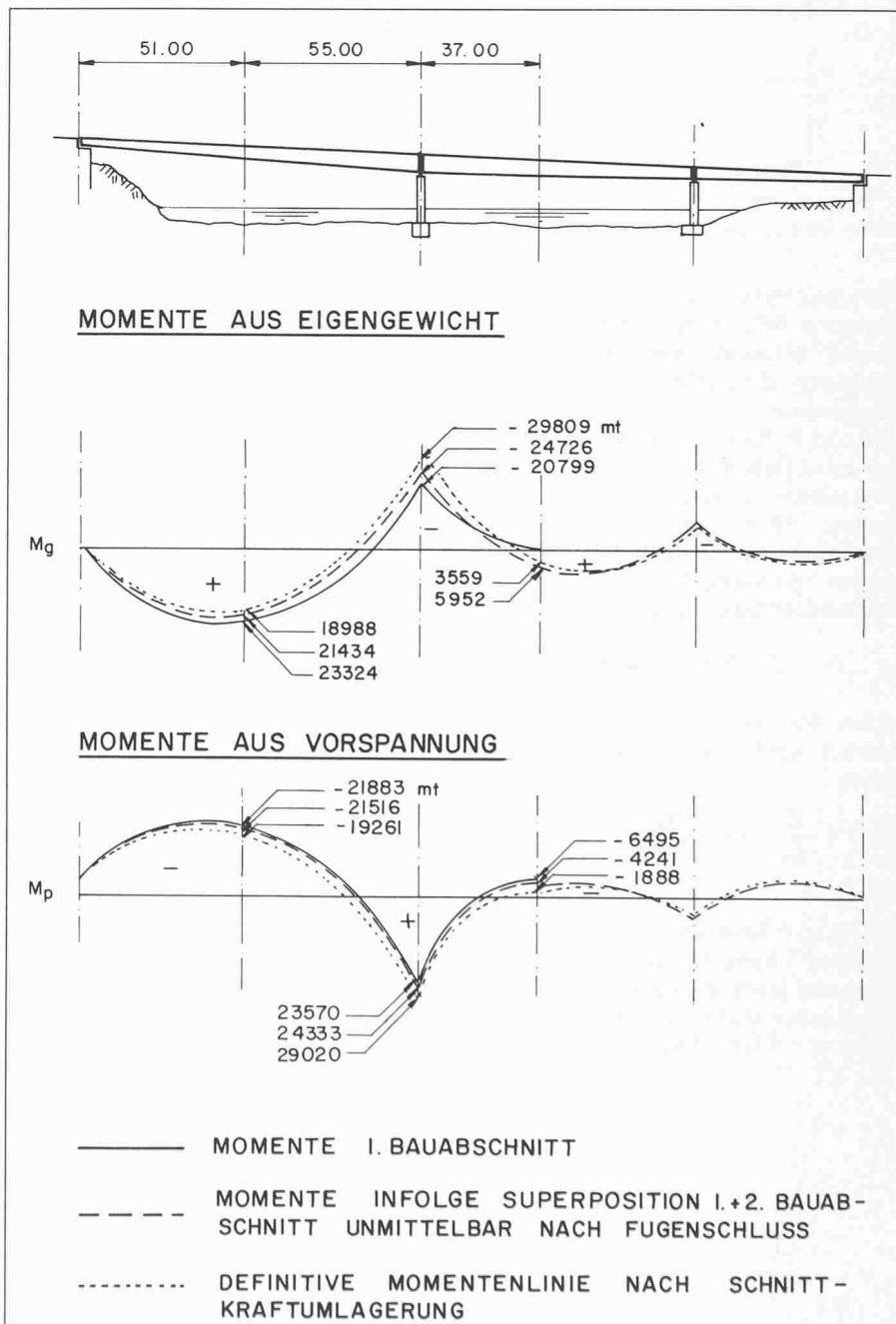
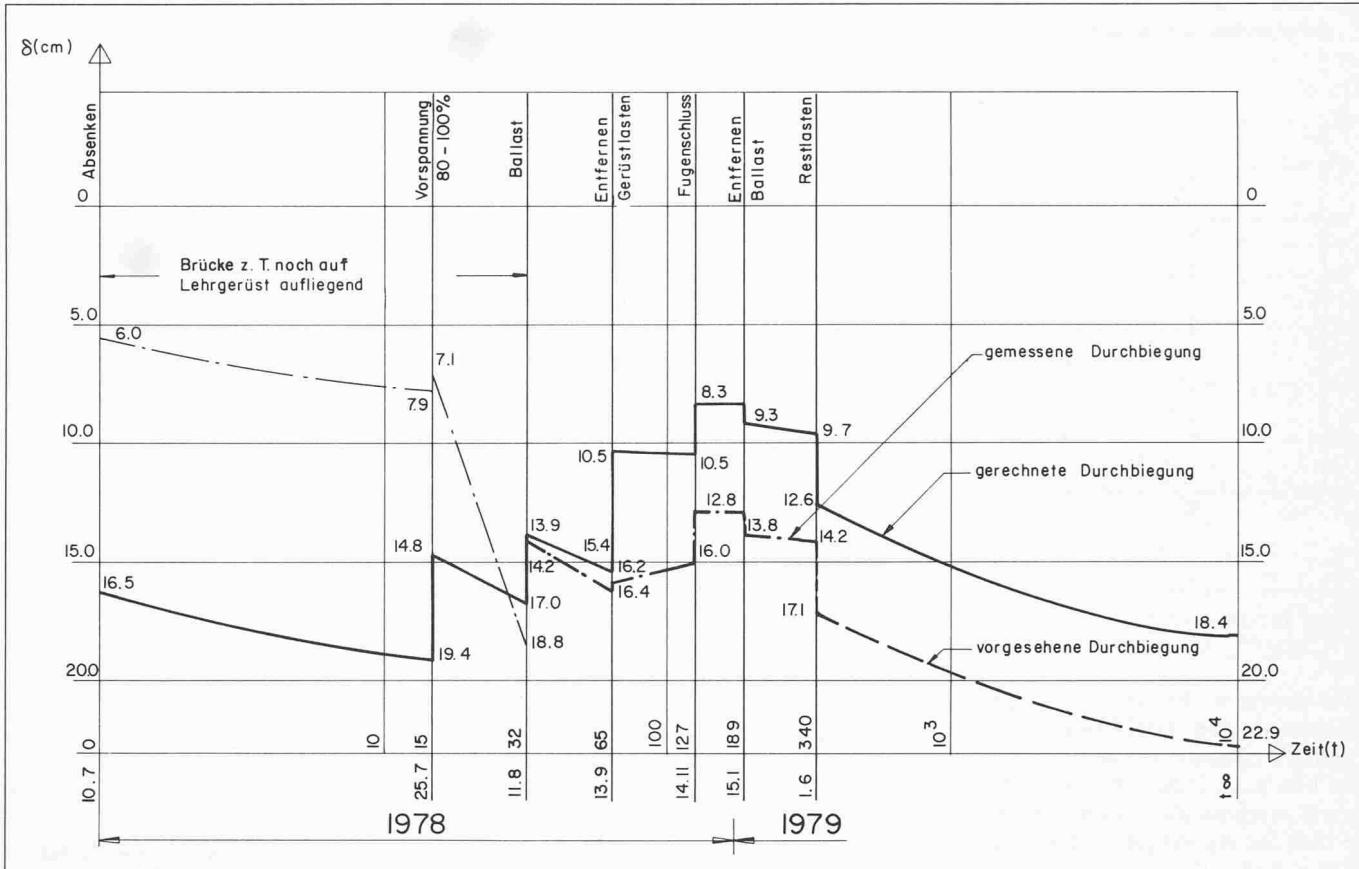


Bild 6. Dauerlastmomentenflächen

Bild 7. Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung δ in der Spannweite $L = 106,00 \text{ m}$

nen entsprechen, während die Deformationen infolge der langsam entstehenden Momente aus ΔX den $(1 + \chi\varphi)$ fachen elastischen Deformationen entsprechen.

Wie von R. Favre, M. Koprna, A. Radovicic in «Effets différés, fissuration, déformations» (Editions Georgi, St-Saphorin, 1979) beschrieben, beträgt nämlich bei einer zeitlich nicht konstanten Spannung die spez. Dehnung ε im Zeitintervall t_0 bis t_∞ :

$$\varepsilon(t_\infty, t_0) = -\frac{1}{E_0} [\sigma(t_0)(1 + \varphi) + \Delta\sigma(1 + \chi\varphi)]$$

wobei der Relaxationskennwert χ berechnet werden kann nach der Gleichung

$$\chi(t, t_0) = \frac{E_0}{E_{28}} \cdot \frac{E_0}{E_0 - r(t, t_0)} - \frac{1}{\varphi(t, t_0)}$$

mit $r(t, t_0)$ = Relaxationsfunktion. Diese Funktion r kann aus dem Kriechwert φ abgeleitet werden und stellt die Spannungsentwicklung für eine Einheitsdehnung $\varepsilon = 1$ dar. Für $t = t_0$ gilt:

$$r = \sigma = \varepsilon \cdot E_0 = E_0, \varphi = 0 \text{ und } \chi \rightarrow \frac{E_0}{E_{28}}$$

Um die mühsame numerische Auswertung von φ , r und χ zu erleichtern, haben wir diese Funktionen an der ETH-Lausanne programmiert (siehe Bild 4 und 5). Dabei sind wir von den in der CEB-FIP Mustervorschrift 78 angegebenen φ -Werten ausgegangen.

Da die Krümmungen

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{d} \quad \text{und die Verformun-}$$

gen a_{ik} proportional zu den spez. Dehnungen ε sind, lassen sich folgende *Verträglichkeitsbedingungen zur Zeit t_∞* anschreiben:

a_{10} und a_{20} berechnen sich aus $M(t_0)$

$$\begin{aligned} a_{10} \cdot \varphi + \Delta X_1 \cdot a_{11} (1 + \chi\varphi) \\ + \Delta X_2 a_{12} (1 + \chi\varphi) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{20} \cdot \varphi + \Delta X_1 \cdot a_{21} (1 + \chi\varphi) \\ + \Delta X_2 a_{22} (1 + \chi\varphi) = 0 \end{aligned}$$

woraus ΔX_1 und ΔX_2 folgen.

Dabei sind für $\varphi = \varphi(t_\infty, t_0)$ und $\chi(t_\infty, t_0)$ für t_0 die Betonalter entsprechend den

sechs verschiedenen Betonieretappen einzusetzen.

Bei der Berechnung der Langzeitverformungen wurden neben dem hier geschilderten Einfluss aus Eigengewicht und Vorspannung auch die *Vorspannverluste*, durch die Ausführung bedingte *Temperatur- und Schwinddifferenzen zwischen Fahrbahnplatte und Trog*, die *Einwirkung des Ballastes*, des deponierten *Schalungsmaterials* sowie der *Restlasten* (Belag, etc) berücksichtigt (siehe Bild 6 und 7). Der Vergleich mit den gemessenen Durchbiegungen zeigt Abweichungen von maximal ca. 4 cm. Abschliessend möchte ich noch meinen Mitarbeitern, den Herren M. Koprna, Ch. Häring und G. Rey für ihren grossen Einsatz bei der anspruchsvollen Nachprüfung dieses Brückenbauwerks bestens danken.

Adresse des Verfassers: Prof. R. Favre, dipl. Ing. ETH, Centre d'étude du béton armé et précontraint, 32, chemin de Bellerive, 1007 Lausanne