

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizer Ingenieur und Architekt
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	101 (1983)
<b>Heft:</b>	7: Prof. Dr. Bruno Thürlimann zum 60. Geburtstag II.
 <b>Artikel:</b>	Über Sinn und Nutzen von Belastungsversuchen an Bauteilen und Bauwerken
<b>Autor:</b>	Ladner, Marc
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-75068">https://doi.org/10.5169/seals-75068</a>

### **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:** 30.01.2026

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

# Über Sinn und Nutzen von Belastungsversuchen an Bauteilen und Bauwerken

Von Marc Ladner, Dübendorf

Über Sinn und Nutzen von Belastungsversuchen an Bauteilen und Bauwerken gehen die Meinungen der Fachleute weit auseinander, und man ist beinahe geneigt, die Fachwelt in zwei Gruppen einzuteilen, wobei die eine in dieser Art von Prüfung einer Struktur das absolute Heil im Falle einer Streitigkeit über deren Tragverhalten erblickt, während sich die andere vehement gegen den Einsatz solch «primitiver» Methoden im Bereich der hehren Ingenieurwissenschaften zur Wehr setzt. Demzufolge haben sich auch schon einige Gemüter über dieses Thema erhitzt; doch scheint es, wie so oft in solchen Fällen, dass die Wahrheit weder ganz auf der einen noch ganz auf der anderen Seite liegt. Die nachfolgenden Gedanken mögen dazu beitragen zu zeigen, dass aus den Ergebnissen von Belastungsversuchen an Bauwerken und Bauteilen durchaus nützliche Lehren gezogen werden können, vorausgesetzt allerdings, dass die Untersuchungen sorgfältig geplant und die Messergebnisse auch richtig ausgewertet und interpretiert werden.

Vereinfachend lassen sich die Gründe, aus denen heraus im allgemeinen Belastungsversuche durchgeführt werden, in zwei Kategorien einteilen, nämlich:

- Belastungsversuche im Bereich der *Gebrauchslasten* zur Kontrolle der Wirkungsweise eines Bauwerkes, des statischen Modells und der Bauausführung;
- Belastungsversuche bis zum Bruch zur Abklärung der *Sicherheit*, zur Überprüfung theoretischer Modelle und/oder zur Demonstration der Tragfähigkeit.

Es dürfte auf der Hand liegen, dass dem ganzen Unterfangen nur dann ein gewisser Erfolg beschieden sein kann, wenn die Versuche der jeweiligen Zielsetzung entsprechend geplant, ausgewertet und interpretiert werden. Hier werden aber oft grosse Sünden begangen, indem nachträglich aus den Ergebnissen eines Versuches Dinge herausgelesen werden sollen, wofür sich weder die ganze Versuchsanordnung noch die vorgenommenen Messungen eignen. Leider kommt es aber auch immer wieder einmal vor, dass Messergebnisse *falsch* interpretiert werden, und als verantwortlicher Versuchsleiter bekommt man dann oft den Vorwurf zu hören, man hätte mit unzuverlässig arbeitenden Instrumenten gemessen. Solche Vorwürfe werden meistens dann erhoben, wenn die beobachteten Messwerte entweder nicht mit den erwarteten, auf theoretische Weise ermittelten Werten übereinstimmen, oder wenn die Messwerte falsch weiterverarbeitet werden, so dass sie zu scheinbar widersprüchlichen oder gar unmöglichen Aussagen führen. Auf zwei konkrete Fälle dieser Art soll weiter unten noch eingegangen werden; doch steht schon jetzt fest, dass ein Teil der sogenannten «schlechten»

Erfahrungen der Belastungsversuchsgegner auf solche oder ähnliche Erlebnisse zurückzuführen sind; indessen lassen sich daraus wohl kaum ernstzunehmende Argumente ableiten, die gegen die Durchführung von Belastungsversuchen sprechen.

## Versuche im Bereich der Gebrauchslasten

Weitaus die meisten Belastungsversuche an Bauwerken werden als *Abnahmeversuche* durchgeführt, wie sie beispielsweise auch von der Norm SIA 160 vorgesehen sind [1]. Dabei geht es in erster Linie nicht etwa darum festzustellen, ob das Bauwerk den aufgebrachten Belastungen standhalte oder nicht, sondern es soll dabei vielmehr überprüft werden, ob sich das Bauwerk unter Last so verhalte, wie es bei dessen statischer Berechnung angenommen wurde. Deshalb ist es außerordentlich wichtig und beinahe unerlässlich, dass ein Belastungsversuch dieser Art immer in enger Zusammenarbeit mit dem jeweiligen Projektverfasser geplant und ausgeführt wird, damit Gewähr dafür besteht, aus dem Versuch genügend schlüssige Ergebnisse zu erhalten. Außerdem sollte die Auswahl und Anordnung der Messinstrumente nur Leuten anvertraut werden, die einerseits über genügend grosse Erfahrung im Messwesen verfügen, andererseits aber auch genügende Kenntnisse sowohl vom *Materialverhalten* als auch von *Statik, Elastizitäts- und Plastizitätstheorie* haben. Nur so wird es möglich, die Arbeitsweise eines Bauwerkes im Gebrauchsstand richtig zu erfassen, so dass sein wirkliches Verhalten mit jenem verglichen werden kann, das dem Rechenmodell zu Grunde gelegt wurde.

Abnahmeversuche von Bauwerken in Form von Belastungsversuchen werden schon seit geraumer Zeit vor allem an Brücken vorgenommen. Schon die erste grosse Stahlbetonbrücke in der Schweiz, die über einen *Fabrikanal bei Wildegg* führte, wurde nach ihrer Fertigstellung einer Probebelastung unterzogen [2]. In der Folge wurden solche Versuche immer häufiger durchgeführt, was *Roß* veranlasste, die Ergebnisse von Belastungsversuchen an insgesamt 73 Stahlbetonbauwerken zusammenzustellen und der Öffentlichkeit zugänglich zu machen [3]. Offenbar war man sich aber schon damals über den Sinn und Nutzen solcher Untersuchungen in der Fachwelt nicht ganz einig; denn in der Einleitung zum ersten Band des zitierten Berichtes rechtfertigt sich der Verfasser, indem er schreibt:

«Entgegen der älteren Auffassung, dass ein Belastungsversuch bis zum Bruche durchgeführt werden müsse, was ja nur selten möglich und sehr kostspielig ist, gelangt man zur Erkenntnis, dass die Messungsergebnisse über das elastische Verhalten von Bauwerken unter wiederholten statischen und dynamischen Belastungen mit den wirklichen oder etwas erhöhten Lasten für die Beurteilung von normalerweise auftretenden Spannung- und Verformungszuständen und des aus ihnen abgeleiteten Sicherheitsgrades wertvoller und zutreffender sind.

... Es müssen aber die Festigkeits-, Elastizitäts-, Ermüdungs- und Bruchversuche im Laboratorium mit den Kontrollversuchen auf der Baustelle und den Beobachtungen und Messungen am fertigen Bauwerk in engste gegenseitige Beziehung gebracht werden.»

Sein Credo in den Nutzen solcher Untersuchungen gipfelt schliesslich in der Feststellung:

«Diese durch die Belastungsversuche und Beobachtungen an 50 Eisenbeton-Bauwerken... gewonnenen Erkenntnisse sind für die Forschung und Praxis von gleich grossem Wert. Sie gewähren Einblick in den Spannung- und Verformungszustand, die Arbeitsweise, das elastische Verhalten, die Tragfähigkeit, die Frost- und Wetterbeständigkeit, die Rostbildungsfahr und ermöglichen ein zutreffendes Urteil über die Sicherheit von Tragwerken in Eisenbeton.»

Interessant ist es auch, das Verhalten ähnlicher Bauwerke untereinander zu vergleichen. Dazu ist es allerdings notwendig, dass genügend Vergleichsmaterial zur Verfügung steht, das eine solche Beurteilung überhaupt erst ermöglicht. Im Erfahrungsschatz der EMPA befindet sich nun aber soviel Material, dass sich solche Vergleiche sinnvoll vornehmen lassen. Deshalb wird seit einigen

Jahren für jede Brücke, die einem statischen Belastungsversuch unterworfen wurde, auch eine *Federkonstante* (= grösste aufgebrachte Belastung/ grösste gemessene Durchbiegung, bei- des bezogen auf das Feld mit der grössten Spannweite) bestimmt, die als Mass für die Steifigkeit einer Brücke angesehen werden kann. Aufgrund dieser Federkonstante wird die Brücke dann als weich, durchschnittlich, steif und sehr steif beurteilt. Auch die *Eigenfrequenz* und *Dämpfung* einer Brücke, die aus *Fahrversuchen* ermittelt werden, lassen sich zu Erfahrungswerten in Beziehung setzen, so dass der Bauherr weiß, ob seine Brücke eine für die vorhandene Spannweite erwartungsgemässse Eigenfrequenz hat und ob sie stark oder schwach gedämpft sei. Die Grösse des dynamischen Inkrementes (= *Stosszuschlag*), insbesondere für Fahrten über ein quer zur Brückennachse gelegtes Brett, gibt ihm außerdem einen Anhaltspunkt, wie stark die Brücke bei grösseren Fahrbahnunebenheiten zusätzlich beansprucht wird, und liefert ihm somit einen indirekten Hinweis dafür, wie stark beim Unterhalt der Brücke auf saubere Fahrbahnübergänge und auf eine ebene Fahrbahnoberfläche zu achten ist.

Zuweilen werden Belastungsversuche im Bereich der Gebrauchslasten auch an *älteren Bauwerken* vorgenommen, wenn diese *renoviert* oder *umgebaut* werden müssen. Oft lassen sich nämlich von diesen Objekten keine Konstruktionspläne mehr auffinden, so dass über ihre statische Wirkungsweise Unklarheit besteht. Durch entsprechend gezielte Untersuchungen am Bauwerk selber können wohl die notwendigen Grössen wie Quantität, Lage und Anordnung der Bewehrung, Querschnittsabmessungen und Materialqualitäten in den massgebenden Querschnitten ermittelt werden, so dass bei Wahl eines statisch zulässigen Gleichgewichtszustandes die Tragfähigkeit mit Hilfe der Plastizitätstheorie relativ einfach abgeschätzt werden kann, doch sind Aussagen über die Grösse der auftretenden Verformungen im Gebrauchszustand – und diese sind oft wegen der Gefahr von Sekundärschäden noch wichtiger als die Tragfähigkeit selber – wegen nicht genau bekannter Einspannungsverhältnisse und wegen Unklarheiten über die Mitwirkung von Nebenelementen äusserst schwierig, wenn nicht sogar unmöglich zu machen. Deshalb kann es in einem solchen Fall zweckmässig und sinnvoll sein, einen Belastungsversuch mit entsprechenden *Verformungsmessungen* durchzuführen, um sich Klarheit über die statische Wirkungsweise des in Fra-

ge stehenden Bauwerkes oder eines Teiles davon zu verschaffen.

Selbstverständlich sind solche Untersuchungen immer mit weiteren Abklärungen am Bauwerk selber zu ergänzen, so dass auch die für die Bestimmung der *Querschnittswiderstände* benötigten Grössen bekannt sind. Die Ergebnisse eines derartigen Belastungsversuches geben insbesondere auch Auskunft über die *Steifigkeiten* des Bauwerkes oder seiner Teile. Falls Verstärkungsmaßnahmen am Bauwerk getroffen werden müssen, kann es unter Umständen sogar angebracht sein, den *gleichen Belastungsversuch nach Abschluss* dieser Arbeiten zu wiederholen, um aus den beobachteten Steifigkeitsveränderungen Rückschlüsse auf die Wirksamkeit der ausgeführten Verstärkung zu ziehen. Natürlich ist auch hier eine parallel zu den Arbeiten vorgenommene *Qualitätskontrolle* der verwendeten Materialien unerlässlich. Dieses Vorgehen wurde beispielsweise beim Umbau der *Telephonzentrale Füsslistrasse* in Zürich angewandt [4], wo neben umfangreichen Materialkontrollen und einer allgemeinen Arbeitsüberwachung ein Belastungsversuch an zwei Decken vor und nach der Verstärkung durchgeführt wurde. Die dabei gemessenen Verformungen der Decken liessen deutlich eine Zunahme der Steifigkeiten erkennen und bildeten damit ein gutes Indiz dafür, dass die Verstärkung auch wirksam war.

Aus *Kostengründen* ist es allerdings nicht immer möglich, den Belastungsversuch an demselben Objekt gleich zweimal zu machen. Man wird sich in diesem Fall meistens darauf beschränken, den Versuch erst nach Abschluss der Arbeiten vorzunehmen, wobei dann die Messgrössen und -stellen ganz besonders sorgfältig ausgewählt werden müssen, damit aussagekräftige Ergebnisse erzielt werden. Natürlich sollte auch hier wieder eine wirksame Arbeitsüberwachung und eine systematische Materialkontrolle eine *Selbstverständlichkeit* sein. Diese Situation lag beispielsweise bei der Verstärkung der *Gizzenenbrücke über die Muota* vor, wo mit äusserlich aufgeklebten Stahlblechen der Bewehrungsgehalt vergrössert wurde. Umfangreiche Verformungsmessungen an diesen Blechen, anlässlich eines Belastungsversuches nach Beendigung der Verstärkungsarbeiten, zeigten auf eindrückliche Art, dass sich die Stahllamellen erwartungsgemäss an der Aufnahme der inneren Kraft beteiligen [5].

Eine besondere Art von Belastungsversuchen an Bauteilen im Bereich der Gebrauchslasten stellt die *Spannprobe bei Boden- und Felskern* dar, wie sie von

der Norm SIA 191 vorgeschrieben ist [6]. Hier hat der Belastungsversuch eindeutig den Sinn, durch das Aufbringen von Kräften, die bis  $0,95 \cdot V_s$  ( $V_s$  = Kraft, unter welcher der Stahl des Zuggliedes die Streckgrenze erreicht) betragen können, den Nachweis zu erbringen, dass der Anker unter dieser Belastung keine ungewollt grossen Verformungen erleidet, was indirekt als Zeichen für die korrekte Ausführung der Ankerarbeiten gewertet wird. Die Spannprobe erfüllt somit die Aufgabe einer Qualitätskontrolle am fertigen Bauobjekt.

## Bruchversuche

Bruchversuche an ganzen Bauwerken sind naturgemäß *ehrer selten* auszuführen; doch dürfen hierzu in einem erweiterten Sinne auch all jene Belastungsversuche hinzugezählt werden, bei denen von neuartigen oder aussergewöhnlichen Baukonstruktionen zuerst ein *Prototyp* des Bauwerkes oder eines Teiles möglichst im Massstab 1:1 hergestellt wird, der dann im *Laboratorium* sehr oft bis zum Bruch belastet wird. So betrachtet, werden allerdings weit mehr Bruchversuche an ganzen Bauobjekten oder an grösseren Bauteilen durchgeführt, als zunächst vermutet werden dürfte.

Ziel aller Bruchversuche ist es, die Tragfähigkeit einer Konstruktion unter gegebener Belastungsanordnung und -art (statisch oder dynamisch) zu ermitteln. Solche Versuche werden an Bauelementen meistens dann durchgeführt, wenn die Tragfähigkeit wegen rechnerisch nicht genau erfassbarer Einflüsse nicht auf anderem Weg als durch Versuche nachgewiesen werden kann oder wenn bestehende Vorschriften (z.B. Zulassungsvorschriften) einen solchen experimentellen Tragfähigkeitsnachweis vorschreiben.

Erfreulicherweise hatte die EMPA in den letzten 22 Jahren viermal Gelegenheit, Bruchversuche an ganzen Brücken durchzuführen zu dürfen. Im Jahre 1960 war es die sechs Jahre zuvor erstellte *Spannbetonbrücke über die Glatt bei Opfikon*, die einem Neubau weichen musste. An ihr konnten umfangreiche dynamische und statische Bruchversuche vorgenommen werden, die, obwohl das Bauwerk selber nur kurze Zeit seinen Dienst versah, zusammen mit ergänzenden Untersuchungen über die Materialeigenschaften und über die Vorspannkraftverluste wertvolle Aufschlüsse bezüglich des Verhaltens der damals noch relativ jungen Spannbetonbauweise zu geben vermochten, ins-

besondere was die Riss sicherheit und Riss sicherung anbetrifft [7].

Dreizehn Jahre später, im Jahre 1973, musste die schon früher erwähnte und wohl älteste Stahlbetonbrücke der Schweiz – sie wurde 1890/91 über einen Fabrikkanal bei Wildegg erstellt – besiegelt werden. Auch hier war es möglich, durch genaue Zustandsaufnahmen am Bauwerk sowie durch weitgehende Materialuntersuchungen und nicht zuletzt auch durch den Bruchversuch selber den augenfälligen Nachweis zu erbringen, dass sich die Stahlbetonbauweise auch über eine sehr lange Zeitspanne bewährt [8].

Schon zwei Jahre danach ergab sich in unmittelbarer Nachbarschaft der EMPA schon wieder eine Möglichkeit, an einer während zwanzig Jahren unter äußerst schwerem Verkehr gestandenen Spannbetonbrücke in Zürich-Schwamendingen umfassende Zustands- und Materialuntersuchungen vorzunehmen, die ebenfalls mit statischen Bruchversuchen an zwei aus der Fahrbahn herausgeschnittenen Plattenstreifen ergänzt werden konnten. Hier gelang es vor allem auch zu zeigen, dass die Vorspannkraftverluste im Bauwerk infolge Schwindens und Kriechens des Betons sowie infolge Relaxation des Stahles nur unwesentlich von den der Bemessung zugrunde gelegten Werten abweichen [9].

Der jüngste Bruchversuch an einer Spannbetonbrücke ging im September 1982, unter der Regie der EMPA, über die Bühne. Es handelt sich dabei um die Autobahnüberführung bei Bönigen, die ebenfalls abgerissen werden musste. Obwohl dieses Bauwerk nur etwa sechs Jahre alt war, war es offenbar für die mit der Berechnung der erforderlichen Bruchkräfte beauftragten Ingenieure nicht ganz so einfach, diese richtig im voraus zu bestimmen, schwankten doch ihre diesbezüglichen Angaben zwischen etwa 2,0 und 4,5 MN. Die effektiv erreichte Bruchlast lag dann aber bei etwa 6,0 MN! Die genauen Ursachen für diese doch recht ungewöhnlich grossen Unterschiede zwischen Rechnung und Messung werden gegenwärtig noch genauer abgeklärt; doch darf schon allein aus der Tatsache, dass überhaupt so grosse Differenzen auftreten können, geschlossen werden, dass es nicht immer ganz einfach ist, alle die Tragfähigkeit eines Bauwerkes mitbestimmenden Einflüsse richtig zu erfassen – ein Umstand, der an sich schon die Durchführung des Versuches rechtfertigt!

Schliesslich sei in diesem Zusammenhang auf die besondere Bedeutung von Bruchversuchen an Boden- und Felskern hingewiesen, die von der Norm

SIA 191 [6] als Ankerversuche vorgeschrieben werden. Ihre Aufgabe ist es, die für die Bemessung der Anker benötigten Unterlagen, ganz besonders Angaben über die Grösse der Verankerungslänge zu liefern. In diesem Falle bildet somit der Versuch die verbindliche Grundlage, auf der sich alle übrigen Berechnungen über die Tragfähigkeit der Anker abstützen müssen. Da sich diese Angaben kaum auf anderem als auf dem experimentellen Weg ermitteln lassen, tritt der Versuch hier an die Stelle der sonst für die Bemessung von Bauteilen verwendeten Theorie.

## Auswertung und Interpretation

Im folgenden soll an zwei bewusst ganz *extrem* gewählten Beispielen gezeigt werden, wie aus an sich richtigen Messungen vollständig falsche Schlüsse gezogen werden können, wenn das Verhalten eines Bauteils nicht in seiner Gesamtheit und, wenn nötig, unter Berücksichtigung der örtlichen Materialeigenschaften betrachtet wird.

Als erstes Beispiel soll der Fall betrachtet werden, wo mitten aus der Häuserzeile einer Altstadt ein schmales Haus abgerissen worden ist. Um nun die beiden dadurch frei stehenden Seitenwände der benachbarten Häuser am Einstürzen zu hindern, werden diese gegeneinander verspriessst, wobei die Spriess zum Teil sogar in die bestehenden Wände eingelassen werden. Nach einer gewissen Zeit soll nun die Normalkraft, die in den Spriessen wirkt, auf irgendeine Art gemessen werden. Grundsätzlich stehen für die Lösung einer derartigen Aufgabe immer verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung. So werden oft zur Bestimmung vorhandener Beanspruchungszustände sogenannte *Entspannungsmessungen* an einem aus dem Bauteil herausgenommenen Probestück durchgeführt, worauf dann mit Hilfe der bekannten Formeln aus der Elastizitätstheorie und des Hookschen Gesetzes für mehrachsige Spannungszustände auf die vorhanden gewesenen Spannungen bzw. Kräfte geschlossen wird. Diese Methode wird häufig im Felsbau angewandt, könnte aber, da sie nicht zerstörungsfrei arbeitet, im Falle des Spriesses nicht gebraucht werden. Man entschliesst sich daher, mittels einer *Eigenfrequenzbestimmung der Spriess* die vorhandene *Druck-Normalkraft* zu ermitteln. Dieses Verfahren ist sehr einfach durchzuführen und drängt sich um so mehr auf, als es vor allem darum geht, bei einer scheinbar unter gleichen Bedingungen stehenden, grösseren Anzahl von Bauteilen diejenigen rasch, zuverlässig und

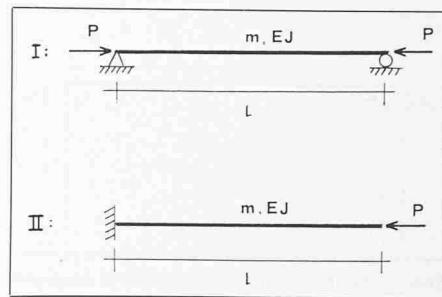


Bild 1. System I: einfach gelagerter Balken mit Normalkraft  $P$   
System II: Kragarm mit Normalkraft  $P$

mit geringem Aufwand herauszufinden, die ihre Belastbarkeitsgrenze schon beinahe erreicht haben. Für die Messung werden die Spriess mit einem leichten Schlag angeregt und die daraus resultierenden Schwingungen mit einem in der Mitte und je einem gegen die Auflager zu angeordneten Pick-up gemessen.

Für den unter einer Druck-Normalkraft  $P$  stehenden einfach gelagerten Balken mit der Spannweite  $L$ , der konstanten Biegesteifigkeit  $EJ$  und der je Einheitslänge wirkenden Masse  $m$  besteht zwischen seiner Grundfrequenz  $f_a$  und der Druckkraft  $P$  folgende Beziehung [10]:

$$(1) \quad \frac{P}{P_{Ea}} = 1 - \frac{f_a^2}{f_{oa}^2}$$

$$\text{Darin bedeutet } P_{Ea} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L^2}$$

die *Eulersche Knicklast* und  $f_{oa}$  die Grundfrequenz des einfachen Balkens ohne Normalkraft  $P$ :

$$(2) \quad f_{oa} = \frac{\pi}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EJ}{m}}$$

Sollte nun aus irgendeinem Grunde der Spriess nur auf einer Seite aufliegen, so dass das im Bild 1 gezeigte statische System II des Kragarmes Gültigkeit hat, dann ergibt sich für die Grundfrequenz  $f_{ob}$  des nicht unter Normalkraft stehenden Kragarmes nach [11]:

$$(3) \quad f_{ob} = 0,354 \cdot \frac{\pi}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EJ}{m}}$$

Würde man nun diese beim Kragarm ohne Normalkraft gemessene Grundfrequenz als  $f_a$  in (1) einsetzen, was bedeuten würde, dass die unterschiedlichen statischen Systeme nicht als solche erkannt wurden, käme man zum Schluss, dass 87,5 Prozent der Eulerischen Knicklast im Spriess vorhanden seien, und das, obwohl der betrachtete Bauteil in Wirklichkeit frei von jeglicher Normalkraft ist! Zur Vermeidung eines derart voreiligen und falschen Schlusses dienen jedoch die in der Nähe der Auflager angeordneten Messstellen, welche die auftretende Schwing-

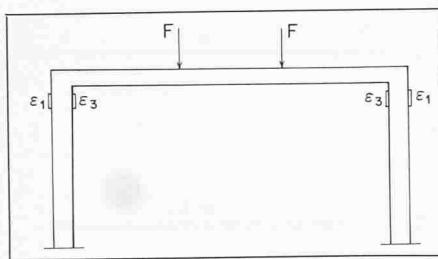


Bild 2. Belastungs- und Messanordnung bei einem Spannbetonrahmen

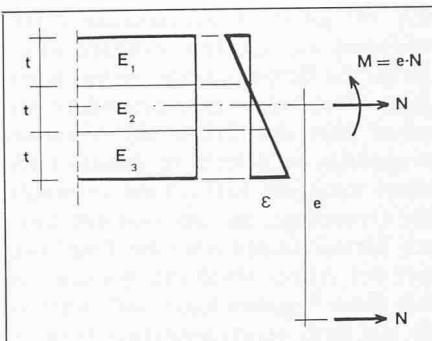


Bild 3 (rechts). Dreischichtiger Stab

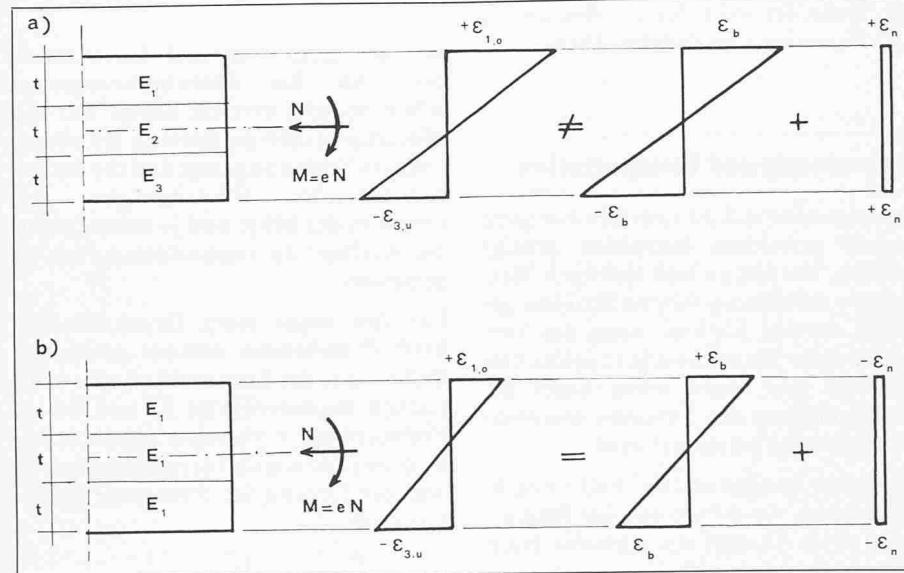


Bild 4. a) Dreischichtiger Stab: mit  $\alpha = 2,0, \beta = 3,0$  und  $\gamma = 3,5$  wird  $\eta = -1,192$  (Gl. 4c) und  $\varepsilon_{1,o} = 4,04 \cdot N/E_1 F_1$   
b) Homogener Stab: mit  $\alpha = \beta = 1$  und  $\gamma = 3,5$  wird  $\eta = -0,75$  (Gl. 4c) und  $\varepsilon_{1,o} = 2,00 \cdot N/E_1 F_1$

form des Balkens genau zu erfassen gestatten, so dass das vorhandene statische System jeweils eindeutig festgestellt werden kann.

Beim zweiten Beispiel handelt es sich um einen *Rahmen aus Spannbeton*, der einer *Probobelastung* unterworfen wurde (Bild 2). Es wird angenommen, dass die Vorspannung in den Rahmenstieln und im Riegel so gewählt worden sei, dass infolge Eigenlast und Versuchslasten keine Zugspannungen auftreten können. Die Belastungsanordnung und die Messstellen für die Dehnungsmessungen sind ebenfalls in Bild 2 dargestellt. Für die weiteren Betrachtungen wird vorausgesetzt, dass beim Betonieren des Rahmenstieles links die Verdichtung des Betons sehr ungleichmäßig erfolgte, so dass der Beton über die Breite des Rahmenstieles sehr ungleichmässige Festigkeits- und Verformungseigenschaften aufweist, während der Rahmenstiel rechts ganz normal und gleichmäßig verdichtet wurde.

Zur Abklärung des Einflusses dieser *Unregelmässigkeiten* wird vereinfachend ein aus *drei Schichten aufgebautes Stabelement* betrachtet, wobei jede Schichtdicke gleich gross und  $t$  betragen soll; die Elastizitätsmoduln sollen

jedoch für jede Schicht unterschiedlich gross sein und die Werte  $E_1$ ,  $E_2$  und  $E_3$  annehmen. Im übrigen wird angenommen, die Schichten seien untereinander *schubfest* verbunden, so dass unter der Einwirkung einer äusseren Belastung  $M$  und  $N$  das Ebenbleiben des Querschnittes gewährleistet ist (Bild 3).

Berechnet man unter diesen Voraussetzungen die Grössen der Randdehnungen  $\varepsilon_{1,o}$  und  $\varepsilon_{3,u}$  des dreischichtigen Stabes, dann ergibt sich ein Verhältnis dieser beiden Verformungsgrössen von:

$$(4) \eta = \frac{\varepsilon_{1,o}}{\varepsilon_{3,u}} = \frac{\frac{M}{t} \cdot (6a + b) - N \cdot (6c + d)}{\frac{M}{t} \cdot (b - 30a) + N \cdot (30c - d)}$$

Darin bedeuten:

$$(5) a = 1 + \alpha + \beta$$

$$(6) b = 12 \cdot (\alpha + 2\beta)$$

$$(7) c = \beta - 1$$

$$(8) d = 1 + \alpha + 25\beta$$

$$(9) \alpha = E_2 / E_1$$

$$(10) \beta = E_3 / E_1$$

Für den homogenen Querschnitt ( $\alpha = \beta = 1$ ) ergibt sich somit im Falle reiner Biegung ( $N = 0$ ):

## Literaturverzeichnis

- [1] *Norm SIA 160 (1970)*: Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten. Herausgegeben vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- [2] *Schiefe Strassenbrücke nach System Monier in Wildegg (1881)*. Schweizerische Bauzeitung, Bd. XVII, Nr. 11
- [3] *Roß, M.*: «Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz 1924–1937». EMPA-Bericht Nr. 99 (1937) inkl. 5 Ergänzungsbände (1939–1947)
- [4] *Ladner, M.* (1978): «Field Measurements on Subsequently Strengthened Concrete Slabs». American Concrete Institute SP-55
- [5] *Die Sanierung der Gizenenbrücke über die Muota (1980)*. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 41
- [6] *Norm SIA 191 (1977)*: Boden- und Felsenanker. Herausgegeben vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- [7] *Rössl, A., Kowalczyk, R., Hofacker, H., Sagelsdorff, R.* (1963): «Die Versuche an der Glattbrücke Opfikon». EMPA-Bericht Nr. 192
- [8] *Die Untersuchungen an der Monier-Brücke in Wildegg*. Herausgegeben von der EMPA Dübendorf (1976)
- [9] *Weder, Ch.* (1977): «Die vorgespannte, zwanzigjährige Stahlbetonbrücke über die alte Glatt bei Schwamendingen, Zürich». EMPA-Bericht Nr. 203
- [10] *Stüssi, F.* (1958): «Entwurf und Berechnung von Stahlbauten». Bd. 1: «Grundlage des Stahlbaus». Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg (1961):
- [11] *Timoshenko, S.P., Gere, J.M.* (1961): «Theory of Elastic Stability». McGraw-Hill, New York/Toronto/London

$$(4a) \eta = -1$$

und im Falle des zentrischen Druckes ( $M = 0$ ):

$$(4b) \eta = 1,$$

was ja auch zu erwarten war.

Mit dem Verhältnis  $\gamma$  der Exzentrizität  $e$  der Normalkraft  $N$  zur Schichtdicke  $t$

$$(11) \gamma = e/t$$

lässt sich Gleichung (4) auch schreiben:

$$(4c) \eta = \frac{\gamma \cdot (6a + b) - (6c + d)}{\gamma \cdot (b - 30a) + (30c - d)}$$

Wird nun dieses vereinfachte Modell dem Rahmenstiel links in Bild 2 zugrunde gelegt und wird ferner  $\alpha = 2,0$ ,  $\beta = 3,0$  und  $\gamma = 3,5$  gewählt, dann ergibt sich die in Bild 4 oben dargestellte Verteilung der Randdehnungen, wie sie durchaus im Versuch auch beobachtet wurde und bei welcher der absolute Betrag der Randdehnung auf der Zugseite grösser als jener der Randstauchung auf der Druckseite wird. Würde man nun diese Dehnungen auf übliche Weise in einen Normalkraft- und in einen Biegeanteil aufteilen, wie das in Bild 4 auch geschehen ist, dann erhielte man das paradoxe Ergebnis, dass im Rahmenstiel links eine Zugkraft als Nor-

malkraft wirkt, während für den homogenen Querschnitt des Rahmenstieles rechts, wie erwartet, eine Druck-Normalkraft wirksam wäre (Bild 4 unten). Selbstverständlich sind aber in beiden Rahmenstießen Druck-Normalkräfte vorhanden; die scheinbare Zugkraft ergibt sich nur aus der Nichtbeachtung der besonderen Materialeigenschaften im Rahmenstiel links und wirkt sich vor allem bei grossem Biegeanteil aus.

## Ausblick

Trotz Verfeinerung der Rechenmethoden dürften auch in Zukunft Belastungs- und Bruchversuche an Teilen eines Bauwerkes oder gar an ganzen Bauwerken selber nicht an Aktualität verlieren, sind doch die *Rechenergebnisse nicht besser als die Annahmen, auf denen die Theorien aufgebaut wurden*.

Und gerade die notwendige, ständige Überprüfung dieser Annahmen kann nur durch entsprechende Versuche vorgenommen werden. Dabei kommt den während der Versuche ausgeführten Messungen und deren Interpretation naturgemäß eine sehr zentrale Bedeutung zu.

Adresse des Verfassers: Dr. M. Ladner, Abt. Massivbau, EMPA, Überlandstr. 129, 8600 Dübendorf.

# Die SIA-Normen – Struktur und Geltung

Von Martin Lendi, Zürich

Die SIA-Normen stellen in ihrer Gesamtheit ein imponierendes Werk dar, ohne das weder die Schweizer Ingenieure und Architekten noch die Juristen, soweit sie sich mit dem Planen, Projektieren, Bauen und den Bauwerken – in streitigen und nicht streitigen Fällen – befassen, den zweckmässigen und gebotenen Weg zur Lösung der überaus zahlreich anfallenden Probleme finden könnten. Ihre Bedeutung kann nicht genug unterstrichen werden, da der schweizerische Gesetzgeber des Bundes und der Kantone mit grösster Zurückhaltung die mit den Funktionen des Bauherrn, der Architekten/Ingenieure und der Unternehmer – für sich und in ihrem Zusammenspiel – verbundenen Probleme behandelt. Dies gilt vorweg im privatrechtlichen Bereich der Vertragsformen des Auftrages und des Werkvertrages. Auf den Erlass von öffentlich-rechtlichen Regeln der Baukunst hat er ohnehin weitgehend verzichtet. Die SIA-Normen – als Normen eines privaten Vereins – schliessen eine Lücke, weniger im juristischen Sinn einer Gesetzeslücke als vielmehr im Sinne einer «Bedarfslücke». Sie vermitteln nach Lehre und Praxis gesichertes Wissen über das Bauen in all seinen Aspekten.

## Grundstruktur

Im wesentlichen umfasst das SIA-Normenwerk *zwei Arten von Normen*, die einen behandeln als «*Technische Normen*» die Regeln der Baukunst, während sich die andern *neben das geltende Privatrecht* stellen und dem Bauherrn, Architekten, Ingenieur und Unternehmer Hinweise zu geben versuchen, wie ihre Verträge im Bereich des dispositiven Privatrechts inhaltlich zweckmässig ausgestaltet werden können – mit Einschluss der Honorarregelung. Sie werden als «*Ordnungen*» bezeichnet. Die beiden Arten der SIA-Normen unterscheiden sich grundsätzlich.

Für die erste Gruppe mag die Norm 162 für Betonbauten, für die letzte die Norm 118 zum Werkvertrag (Allgemeine Bedingungen für Bauarbeiten) als Beispiel dienen. So bedeutungsvoll SIA-Normen sind, so wenig darf übersehen werden, dass gerade dieses imposante und imponierende Werk *nicht frei von Problemen* ist. Grösstenteils gehen sie darauf zurück, dass die Methodik der Normenbearbeitung im Laufe der Zeit nicht mit gleicher Intensität nachgeführt wurde wie die Normenüber- und -bearbeitung anhielt. Es ist deshalb der *Zeitpunkt gekommen, sich über die in-*

*nere Struktur der SIA-Normen, also über ihre Funktion und ihren Aufbau, Gedanken zu machen*, die der Überarbeitung und der Neubearbeitung von Normen zugrundegelegt werden könnten, damit das SIA-Normenwerk an innerer Geschlossenheit gewinnt.

## Grundlegende Probleme

### Anspruch der sachlichen Richtigkeit

Das Problemfeld rund um die SIA-Normen ist an sich weit abzustecken. Es beginnt bei der allgemeinen Problematik von Normen und ihrer Anwendung durch «denkende» und «nicht denkende» Adressaten, es schliesst die Frage des Erlasses von Normen und ihrer Formulierung ein und führt hinüber zur entscheidenden Frage ihrer Geltung bzw. ihrer Verbindlichkeit. Auch mit diesen Hinweisen ist die Problematik noch keineswegs eingefangen, doch ist bereits angetönt, wie schwierig die Aufgabe der Gestaltung des SIA-Normenwerkes ist. Selbstverständlich stehen im Mittelpunkt die materiellen Fragen der sachlichen Richtigkeit, werden doch Normen mit dem Anspruch erlassen, Aussagen machen zu können, die *sachlich zutreffen* und *ethisch zu verantworten*

ten sind. Die bearbeitenden Kommissionen des SIA sind denn auch vor allem darum bemüht, bewährte Lehre und Praxis zu erfassen und in Normen umzusetzen. Auch sind sie ständig bestrebt, die Normen neuen Erkenntnissen anzupassen, alles mit dem Ziel, den Regelfall einzufangen und diesen einer Ordnung der sachlichen Richtigkeit und des ethisch Verantwortbaren zu unterstellen. Dabei kommen, wenn man ältere Normen und teilweise neuere Normenentwürfe durchsieht, die methodischen Grundfragen, wie sie sich vor allem aus der «juristischen» Bedeutung der SIA-Normen ergeben, etwas zu kurz. Auf diese Problemsicht soll im folgenden näher eingetreten werden.

### Anspruch auf «Drittirkung»

Die SIA-Normen sind zunächst die Normen eines *privaten Vereins*, eben des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins. Sie erheben aber den sachlichen Anspruch auf eine «*Drittirkung*» – und tatsächlich werden die SIA-Normen als «*Regeln der Baukunst*» und als «*vorformuliertes, ergänzendes Privatrecht*» zum Auftrag und Werkvertrag als den grundlegenden Vertragstypen nicht nur von den SIA-Mitgliedern angewandt. Im Gegenteil, sie wollen ein allgemein anerkannter Ausdruck dafür sein, was in der Schweiz für das Bauen und die am Bau Beteiligten gelten soll (ob dies begründet ist, wird zu prüfen sein!). Dies wirkt sich nicht nur in streitigen Fällen der Nichterfüllung von Verträgen, der Haftung und im Rahmen von Strafverfahren aus, sondern auch in der alltäglichen Arbeit des Planens und Projektierens von Bauwerken und im Abschluss von Verträgen über das mehrdimensionale und zeitlich/sachlich verschlungene Zusammenwirken von Bauherr, Ingenieur/Architekt und Unternehmer. Kompliziert werden die Verhältnisse durch zahlreiche Mischformen, Rollenwechsel im Phasenablauf (der projektierende Ingenieur übernimmt im späteren Verlauf Aufsichts- bzw. Oberaufsichtsfunktionen usw.) und nicht zuletzt