Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 105 (1987)
Heft: 12

Artikel: Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel
Autor: Oertie, Jakob / Thürlimann, Bruno
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-76540

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: 07.08.2025

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

Händeklatschen sowie Mitwippen des Körpers animiert wird. Auch andere Bauwerke wie Tribünen von Sportstadien, wo solche Konzerte stattfinden, können derart beansprucht werden.

Die bei Tanz- und Konzertveranstaltungen auftretenden dyamischen Lasten sind verhältnismässig schlecht bekannt. Da in der Regel der Bodenkontakt stets vorhanden bleibt, sind die durch eine Person ausgeübten Lasten erheblich geringer als beim «Hüpfen an Ort». Andererseits ist die Flächenbelegung erheblich grösser, so dass insgesamt in der Frequenz der massgebenden 2. Harmonischen die Lasteinwirkungen von ähnlicher Grössenordnung sind. In Tanzlokalen und Konzertsälen wird jedoch im Vergleich zu Turn- und Sporthallen bei den dynamischen Lasten der Frequenzbereich von 3 Hz bis 3,4 Hz normalerweise vermieden, so dass eine Hochabstimmung auf die Frequenz der 2. Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last zu kleineren erforderlichen Grundfrequenzen führt. Es wird das Einhalten der folgenden minimalen Grundfrequenzen empfohlen:

- Stahlbetonkonstruktionen
  $f_1 > 6{,}5$ Hz
- Spannbetonkonstruktionen
  $f_1 > 7{,}0$ Hz
- Verbundkonstruktionen (Stahlträger mit Ortsbetonplatte)
  $f_1 > 7{,}5$ Hz
- Stahlbetonkonstruktionen (Stahlträger z.B. mit Decke aus mit Beton verfüllten Abkantblechen)
  $f_1 > 8{,}0$ Hz

Die in der aufgeführten Reihenfolge zunehmenden Werte sind analog begründet wie bei den Turn- und Sporthallen. Für einen groben Anhaltswert gilt ebenfalls das dort Gesagte. Bei der Berechnung der Grundfrequenz ist die unter Umständen sehr erhebliche Masse der Personen in geeigneter Weise zu berücksichtigen [1].

Folgerungen

Von Menschen induzierte Schwingungen können vor allem die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken erheblich beeinträchtigen. Massgebliche Einwirkungen können Gehen und Laufen, Hüpfen sowie Tanzen sein. Bei den hier kurz behandelten Bauwerksarten - Fussgängerbauwerke, Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle - sollten die Bauwerksfrequenzen in vertikaler und allenfalls in horizontaler Richtung in solcher Weise abgestimmt werden, dass die angegebenen Frequenzbedingungen eingehalten sind. In besonderen Fällen empfiehlt es sich, eine erzwungene Schwingung zu berechnen und die Ergebnisse anhand von Anhaltswerten zu beurteilen. Unter Umständen, vor allem bei Sanierungen, können auch Sondermassnahmen wie z.B. das Anbringen von Schwingungstilgern zum Ziel führen.

Adresse des Autors: Prof. Dr. *Hugo Bachmann*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Literatur

[1] *Bachmann, H.; Ammann, W.* Schwingungsprobleme bei Bauwerken - Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. Structural Engineering Documents Nr. 3. Internationale Vereinigung für Brükkenbau und Hochbau (IVBH), Zürich, 1987.

[2] *Bachmann, H.* Durch Menschen erregte Bauwerksschwingungen - am Beispiel einer Turnhalle. Schweizer Ingenieur und Architekt 101 (1983) H. 6, S. 104

[3] *Matsumoto, Y.; Nishioka, T.; Shiojiri, H; Matsuzaki, K.* Dynamic Design of Footbridges. IABSE-Proceedings, P-17/78, Aug. 1978. Internationle Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Zürich

[4] *Schulze, H.* Dynamische Einflüsse der Verkehrslast auf Fussgängerbrücken. Signal und Schiene. .. (1980) H. 2, S. 91-93 H. 3. S. 143-147.

[5] *Baumann, K; Bachmann, H.* Durch Menschen verursachte dynamische Lasten und deren Auswirkungen auf Balkentragwerke. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-3, erscheint 1987 im Birkhäuser Verlag, Basel.

Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel

Von Jakob Oertle und Bruno Thürlimann, Zürich

Ermüdungsversuche an teilweise vorgespannten Trägern zeigten ein unerwartet frühes Versagen der Kabel infolge von Reib-Ermüdung (fretting fatigue) im Vergleich zu Proben an nackten Spanndrähten und Spannlitzen. Die Vielfalt der einwirkenden Parameter wurde an Kleinkörper-Versuchen studiert. Die wichtigsten Ergebnisse sind hier zusammengefasst.

Einleitung

Die Berücksichtigung der Ermüdung bei der Bemessung von Spannbetontragwerken hat infolge höherer Ausnützung der Materialien, zunehmender Belastungsintensität sowie verschärfter Umwelteinflüsse an Bedeutung stark zugenommen. Eine genauere Untersuchung des Ermüdungsverhaltens drängte sich daher auf. Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich sind entsprechende Untersuchungen seit einigen Jahren im Gange.

Versuche an teilweise vorgespannten Trägern

Im Bericht «Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams» (August 1985) sind die Resultate von Ermüdungsversuchen an 15 Balken von 6,7 m Länge zusammengestellt [1]. Es zeigte sich, dass das Ermüdungsverhalten einbetonierter, ausinjizierter Spannglieder bedeutend ungünstiger ist als dasjenige nackter Proben von Spanndrähten und -litzen. Ursache dieses unerwarteten Verhaltens ist hauptsächlich die Reib-Ermüdung (fretting fatigue), die bisher im Spannbeton - ausgenommen bei Verankerungen - zu wenig beachtet worden ist. Ein Riss im Träger hat zur Folge, dass in seiner unmittelbaren Umgebung kleine Relativverschiebungen zwischen dem Kabel und dem Hüllrohr entstehen. Die dabei erzeugte Reibung induziert eine vorzeitige Ermüdung. Dieses Phänomen ist im Maschinenbau schon länger bekannt [2,3].

Die durchgeführten Versuche (Bild 1) waren nicht auf das Studium der überraschend aufgetretenen Reib-Ermüdung ausgelegt. Im besonderen war es nachträglich nicht mehr möglich, die Vielfalt der einwirkenden Parameter (Spannungsamplitude, Hüllrohrmaterial, Krümmungsradius, Querpressung, Gruppenwirkung, usw.) zu separieren. Folglich wäre es auch unverantwortlich gewesen, quantitative Angaben über den Abfall der Ermüdungsfestigkeit infolge von Reib-Ermüdung zu machen. In diesem Beitrag wird ferner darauf hingewiesen, dass die im Bericht [1] veröffentlichten Spannungsamplituden

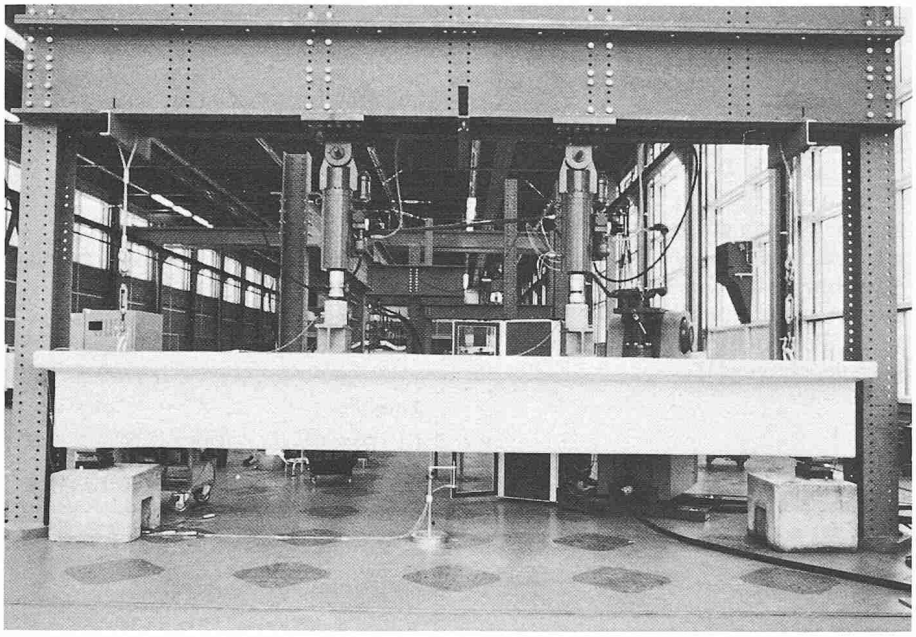


Bild 1. Ermüdungsversuch an einem teilweise vorgespannten Balken

einer genaueren Interpretation bedürfen, bevor die Resultate dieser Trägerversuche in der Bemessungspraxis angewendet werden können.

Versuchsanlage für Kleinkörper

Um das Phänomen der festgestellten Reib-Ermüdung detailliert erfassen zu können, wurde eine neue Versuchsanlage entwickelt (Bild 2). Dabei wurde speziell darauf geachtet, dass der engere Versuchsbereich im Kleinkörper jener Zone des teilweise vorgespannten Trägers entspricht, in welcher Ermüdungsbrüche auftreten. Die statischen Verhältnisse sollten möglichst übersichtlich sein, damit der Kraftverlauf eindeutig festgestellt werden kann.

Schliesslich sollten Grösse, Geometrie und Einfachheit die Herstellung und Prüfung der Kleinkörper möglichst erleichtern, da eine grössere Serie für die Durchführung statistischer Untersuchungen benötigt wurde.

Diese Überlegungen führten schliesslich zum im Bild 3 gezeigten Kleinkörper von 1200 mm Länge und 200 x 350 mm Querschnitt. Ein nachträglich eingegossenes Stahldruckgelenk legt den inneren Hebelarm eindeutig fest, so dass die Spannungen im Spannstahl exakt bestimmt werden können. Der Riss im Betonquerschnitt wird durch eingelegte Dreikantaussparungen provoziert. Das nachträgliche Aufschrauben der Verankerungsplatten gewährleistet ein einfaches Herstellen der Betonkörper ohne spezielle Verankerungsstahlteile. Das Vorspannen erfolgt mittels Schrauben, wobei die Vorspannkräfte beidseitig mittels Kraftmessdosen kontrolliert werden. Eine freie Aufhängung der gesamten Anlage gestattet eine zwängungsfreie Versuchsdurchführung.

Das Hüllrohr bleibt während der Betonierphase mit Hilfe eines vorgebogenen Führungsrohres fixiert, damit der Krümmungsradius und somit die Querpressungen auf den Spannstahl klar definiert sind. Unter Querpressung versteht man die zur Kabelachse normal gerichteten Druckkräfte Q, die infolge der Kabelkrümmung an den Kontaktstellen zwischen den Spanndrähten und den Rippen des Hüllrohrs entstehen (Bild 4). Gemäss Bild 5 stützen sich die einzelnen Drähte eines gekrümmten Paralleldrahtkabels gegenseitig aufeinander ab. Sind alle Drähte gleich gespannt, so lässt sich der relative Wert der Querpressung eines Drahtes am Hüllrohr durch den Kabelfaktor k darstellen:

(1) $k = Q/Q_1$

wobei Q die Querpressung eines Drahtes des Kabels und Q_1 die Querpressung eines Einzeldrahtes sind. Der Faktor k hängt vom Hüllrohrdurchmesser, der Anzahl Drähte im Kabel, dem Drahtdurchmesser und dem Kabeltyp (Paralleldraht-Kabel, Litze) ab. Im besonderen ist er auch durch die zufällige geometrische Lage der Drähte beeinflusst. Daher lassen sich nur durchschnittliche Werte bestimmen, wobei die Streuungen beträchtlich sind.

Die Querpressung in einem Kabel lässt sich damit wie folgt berechnen:

(2) $Q = k \cdot \frac{b}{r} \cdot \frac{Z_0}{n}$

b Abstand der Kontaktstellen (Bild 4),
r Krümmungsradius des Spanngliedes,
Z_0 Obere Grenze der Kabelkraft,
n Anzahl Einzeldrähte im Kabel.

In Zusammenarbeit mit der Abteilung Ermüdung und Spannungsanalyse der EMPA in Dübendorf (Leitung Dr. *V. Esslinger*) wurde ein Mess-System entwickelt, welches die Erfassung des Spannungsabfalls längs eines Spann-

Bild 2. Ermüdungsversuch an einem vorgespannten Kleinkörper

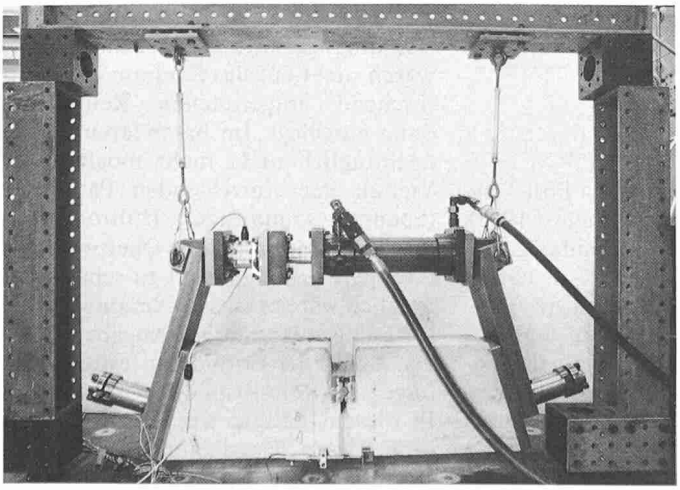
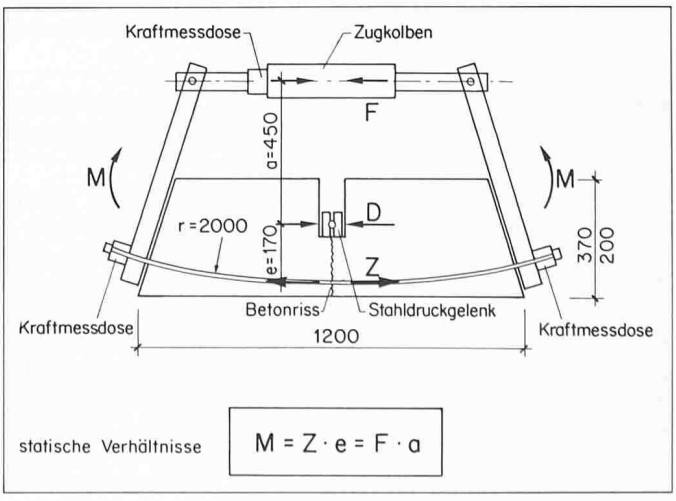


Bild 3. Schema des Versuchkörpers und der Belastung



drahtes und der Spannungsverteilung im Stahlquerschnitt unmittelbar beim Betonriss mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS) erlaubte. Die Rissentwicklung im Betonkörper wurde durch statische und dynamische Messungen mit einem induktiven Weggeber verfolgt.

Ergebnisse der Versuche an Kleinkörpern

Bisher (November 1986) wurden über 50 Versuche durchgeführt. Die Tabelle 1 zeigt eine Zusammenstellung der untersuchten Parameter. Eine detaillierte Berichterstattung über die Versuchsresultate wird in einem Versuchsbericht erfolgen [5]. Hier sollen nur die wichtigsten Ergebnisse aufgeführt werden.

Das Bild 6 zeigt die festgestellte Abnahme der Ermüdungsfestigkeit bei zunehmender Querpressung. Zwischen Litzen und Paralleldrähten ist kein nennenswerter Unterschied festzustellen, da zufällige Schwankungen der Querpressung, verursacht durch unkontrollierbare Variationen der Hüllrohr-Geometrie sowie der lokalen Krümmungsradien, überwiegen.

Ein sehr wichtiger Parameter ist die relative Verschiebung zwischen Spannglied und Hüllrohr. Versuche mit Stahlhüllrohren ohne Injektion weisen einen relativ grossen Reibweg auf. Dadurch entsteht ein lokaler Materialabtrag beim Spannstahl von bis zu 1 mm Tiefe. Die auftretenden Mikrorisse werden laufend abgerieben, was ein Versagen infolge von Reib-Ermüdung verhindert. Ein frühes Versagen eines Drahtes infolge von Reib-Ermüdung tritt immer dann ein, wenn der Reibweg klein ist und nur ein relativ geringer Oberflächenabtrag des Spanndrahtes stattfindet. Wie Bild 5 zeigt, treten in einem mehrdrahtigen Kabel sehr verschiedene Beträge der Querpressung auf. Der erste Ermüdungsbruch tritt an jener Kontaktstelle auf, in welcher die Grösse der Querpressung und die Relativ-Verschiebung die ungünstigste Kombination in bezug auf Ermüdung ergeben. Im Versuch traten die ersten Brüche regelmässig an Kontaktstellen zwischen Draht und Hüllrohr auf.

Die Ermüdungsfestigkeit von Kabeln mit Kunststoffhüllrohr liegt beträchtlich höher als jene von Kabeln mit Stahlhüllrohr. Der Kunststoff eliminiert die schädigende Wirkung der Reib-Ermüdung an den Kontaktstellen zwischen dem Spannkabel und den Rippen des Hüllrohrs weitgehend. Wird das Kunststoffhüllrohr injiziert, so reduziert sich die Relativverschiebung zwischen Kabel und Hüllrohr deutlich, und der Kunststoff wird im Laufe der Zeit weniger durchgerieben. Die Form der Hüllrohrwandung spielt bei Verwendung von Kunststoff eine wesentliche Rolle. Sie beeinflusst einerseits den Verbund zwischen dem Spannkabel und dem umgebenden Beton und andererseits die Verletzungsgefahr des Hüllrohres während des Vorspannens.

Anzahl Versuchskörper	*Spannglied*	*Höhe der Vorspannung*	*Hüllrohr*	*Radius* [mm]	*Injektion*	*DMS-Messungen* direkt am Spannstahl
25	Einzeldraht ∅ 7	$0.4 \div 0.65 \cdot f_{pt}$	5 Stk. Kunststoff 20 Stk. Stahl	2000	20 Stk. ja 5 Stk. nein	15 Stk. ja 10 Stk. nein
5	5 Drähte ∅ 7	$0.55 \cdot f_{pt}$	Stahl	2000	ja	nein
17	1 Litze ∅ 0.6″	$0.4 \div 0.65 \cdot f_{pt}$	4 Stk. Kunststoff 13 Stk. Stahl	2000	12 Stk. ja 5 Stk. nein	9 Stk. ja 8 Stk. nein

Tabelle 1. Zusammenstellung der Parameter der Kleinkörper-Versuche

Phänomen der Reib-Ermüdung

Zum besseren Verständnis wird das Phänomen der Reib-Ermüdung kurz erklärt [2,3,4].

Bei der Reib-Ermüdung wirken in lokalen Bereichen, die sich im Kontakt befinden, mechanische und physikalisch-chemische Vorgänge zusammen. Zum Verständnis des Mechanismus der Reib-Ermüdung ist daher die Kenntnis

Bild 5 (rechts). Querpressung für einen Einzeldraht ∅ 7 mm und ein Paralleldrahtkabel mit 60 Drähten ∅ 7 mm

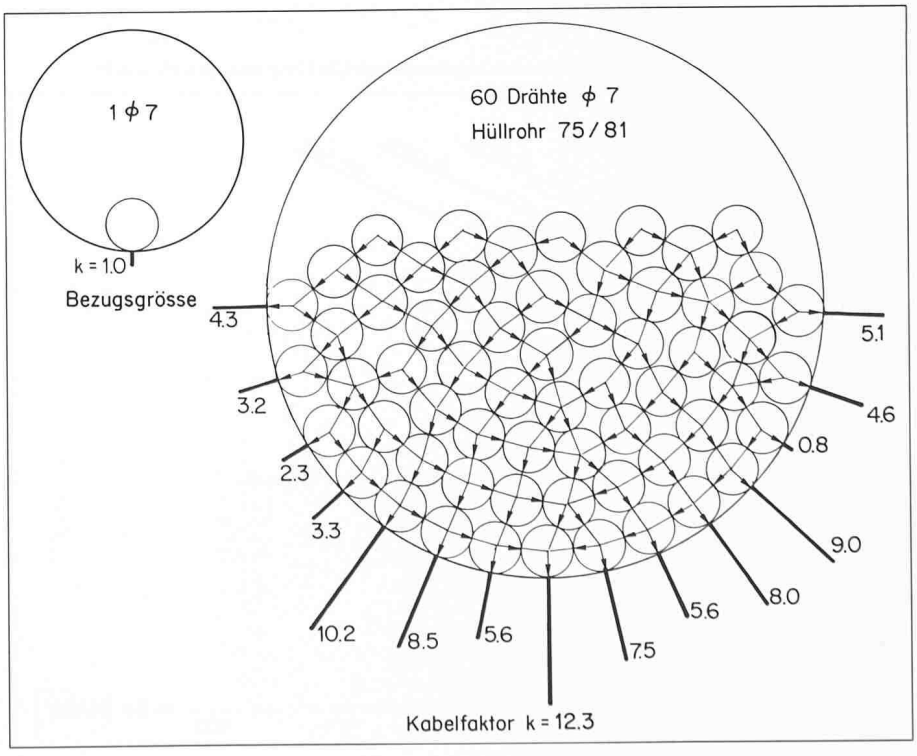
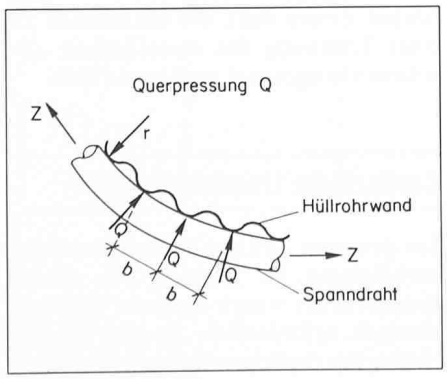


Bild 4. Querpressung Q infolge Kabelkrümmung an der Kontaktstelle Spanndraht-Rippe des Hüllrohrs



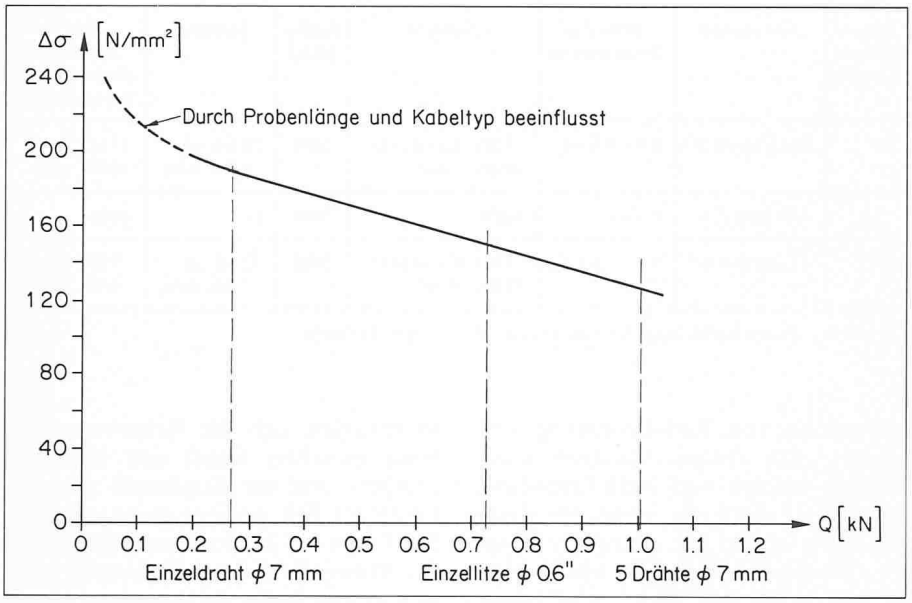


Bild 6. Ermüdungsfestigkeit für N = 2 · 10⁶ Lastwechsel in Funktion der Querpressung Q. Gewelltes Stahlhüllrohr, ausinjiziert, Krümmungsradius r = 2000 mm = konstant

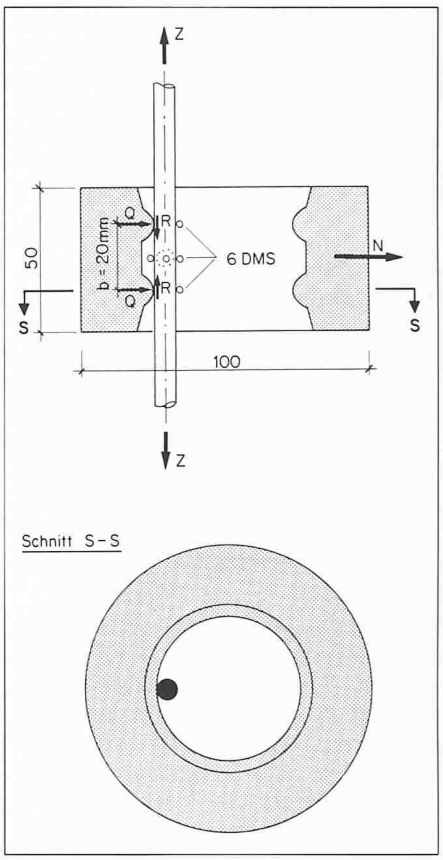


Bild 7. Schema des Reibversuchs mit Reibring

Bild 8. Experimentell bestimmter Spannungsabfall eines Einzeldrahtes ∅ 7 mm bei der Startphase des Versuchs. Stahlhüllrohr 30/36 ausinjiziert, Krümmungsradius r = 2000 mm

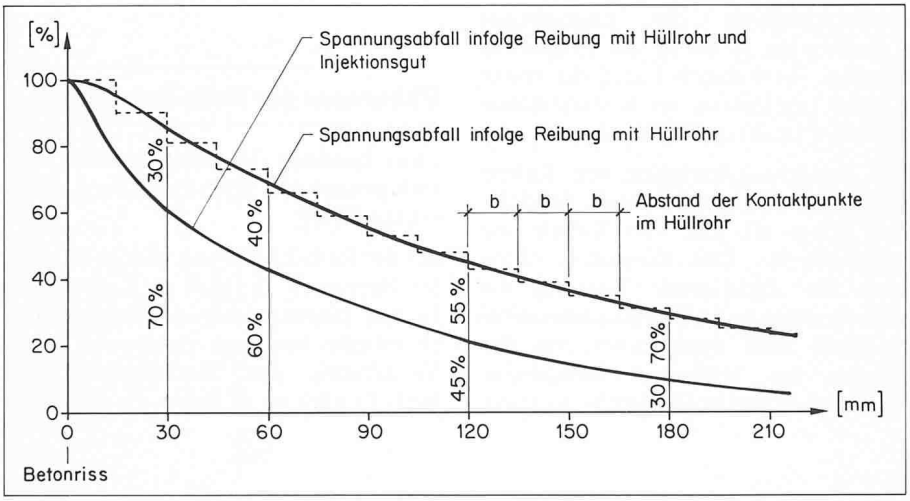
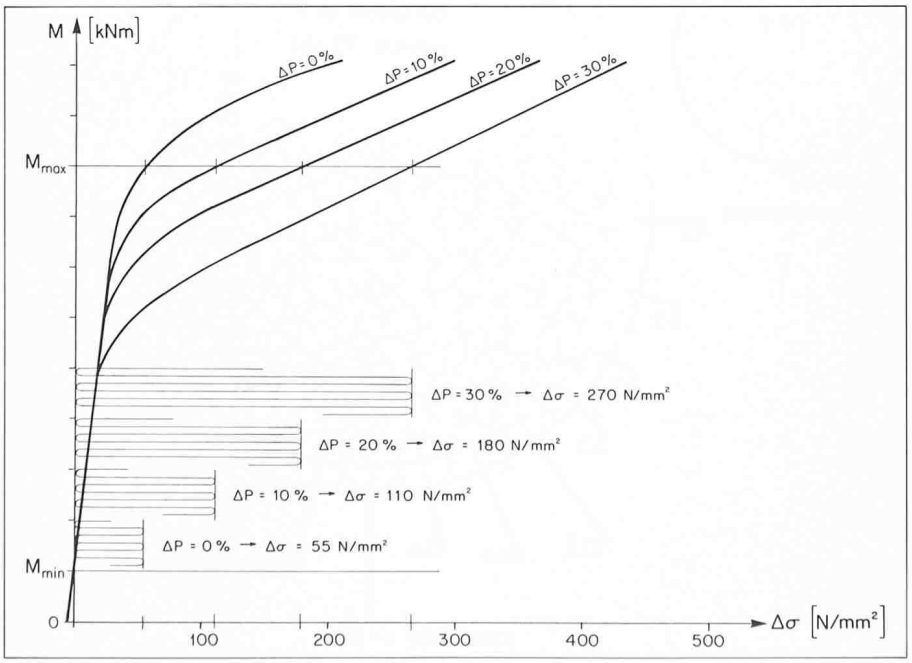


Bild 9. Spannungsamplitude D_S infolge Moment M bei verschiedenen Vorspannungsverlusten dP



der Zusammenhänge erforderlich, welche die Reibung kennzeichnen. Selbst bei feinstpolierten Oberflächen zweier Festkörper werden die Querpressungen noch über die Spitzen von Unebenheiten (Mikrohügel) übertragen. Bei einer relativen Verschiebung werden diese Spitzen übereinander weggeschoben. Im unmittelbaren Kontaktbereich tritt eine sehr hohe Energiedissipation auf, die zu örtlichem Schmelzen des Materials führen kann, während gleichzeitig die tieferliegenden Bereiche plastisch oder elastisch verformt werden. Die Rauhigkeitsspitzen werden kurzzeitig verschweisst. Die so entstandenen Schweissbrücken werden bei einer weiteren Verschiebung wieder abgeschert. Bei wiederholter Beanspruchung der gleichen Kontaktbereiche infolge kleiner Hin- und Herbewegungen der sich berührenden Oberflächen findet eine laufende Oxidation der chemisch aktivierten Zonen statt, die schliesslich zu einer Trennung des metallischen Zusammenhanges und zu Rissen führt.

Zusätzliche Untersuchungen

Zur genauen Abklärung der statischen Verhältnisse im Bereich des Ermüdungsbruches waren spezielle Untersuchungen erforderlich. So galt es, die Grösse der örtlichen Reibung zwischen

Draht und Hüllrohr, die Verteilung der Querpressung bei Kabeln mit mehreren parallelen Drähten oder Litzen sowie den Spannungsabfall in einem Draht oder Kabel in Funktion der Distanz vom Riss festzustellen.

Spezieller Reibversuch

Eine Kraftänderung in einem Spanndraht wird durch örtliche Reibungskräfte zwischen dem Draht und den Rippen des Hüllrohrs sowie durch Haftung und/oder verteilte Reibungskräfte zwischen Draht und Injektionsgut hervorgerufen.

Mit Hilfe eines speziell entwickelten Reibrings (Bild 7) konnte die Grösse der Reibkraft in Funktion der örtlichen Querpressung experimentell gemessen werden. Ein auf Zug beanspruchter Einzeldraht wird mit einem Stahlring, der die geometrischen Abmessungen eines Stahlhüllrohrs aufweist, mit der Horizontalkraft N ausgelenkt. Unter schwingender Zugbeanspruchung Z werden sämtliche Kraftgrössen sowie der lokale Spannungsverlauf zwischen den beiden Reibstellen gemessen. Daraus lässt sich die Reibkraft R berechnen.

Verteilung der Querpressung im Paralleldraht-Kabel

Anhand einer theoretischen Untersuchung wurden für verschiedene Drahtbündel mit variierender Anzahl Einzeldrähte und entsprechendem Hüllrohrdurchmesser die Querpressung ermittelt (Bild 5). Bemerkenswert sind die sich zufällig bildenden Druckgewölbe, die eine unregelmässige Verteilung der Querpressung auf die einzelnen Drähte bewirken. Weiter ist ersichtlich, dass nicht nur die untersten Drähte einer grossen Querpressung ausgesetzt sind, sondern dass generell alle am Hüllrohr anliegenden Drähte beträchtliche Querpressungen aufweisen können.

Spannungsabfall infolge Reibung und Verbund

Der Spannungsabfall eines Spannkabels setzt sich einerseits aus dem Einfluss der Reibung zwischen den Drähten und dem Hüllrohr und andererseits aus der Haftung am Injektionsgut zusammen. Die Unterscheidung ist bedeutsam, da die beiden Anteile sich in Funktion der Zeit und mit Zunahme der Anzahl Drähte im Spannglied gegenläufig ändern. Betrachtet man den Spannungsabfall in einem Einzeldraht (Bild 8), so hat anfänglich die Haftung am Injektionsgut infolge der grossen Verbundfläche einen beachtlichen Einfluss. Infolge der Lockerung dieser Haftung nimmt die Verbundwirkung im Laufe der Zeit ab.

Den grössten Anteil des Spannungsabfalls in einem Spanndrahtbündel bewirkt jedoch die Reibung zwischen Spanndraht und Hüllrohr. Mit zunehmender Querpressung nimmt der Spannungsabfall der anliegenden Innendrähte zu. Dieser Effekt wird im Laufe der Zeit noch verstärkt, da der Reibungsbeiwert zwischen Spannkabel und Stahlhüllrohr bei kleinen Relativbewegungen erheblich anwachsen kann [4].

Interpretation von Dehnungsmessungen

Im allgemeinen ist es äusserst schwierig, örtliche Dehnungsmessungen auf Drähten von Spannkabeln durchzuführen, ohne die lokalen Verhältnisse in der näheren Umgebung zu stören. Daher werden solche Messungen über relativ grosse Basislängen indirekt auf dem umgebenden Beton oder auf einem zum Kabel parallelen Messdraht durchgeführt. Die übliche Basislänge von 200 bis 300 mm ist für solche Messungen im Verhältnis zum raschen Spannungsabfall viel zu gross und liefert daher lediglich einen Durchschnittswert, der die Spannungsspitze im Rissquerschnitt stark unterschätzt. Damit ist auch die Erklärung zum Hinweis gegeben, dass die im Bericht [1] veröffentlichten Spannungsamplituden einer genaueren Interpretation bedürfen. Sie wurden nämlich aus Dehnungsmessungen (Basislänge 200 mm) an einem zum Kabel parallel geführten Messdraht ermittelt.

Rechnerische Abschätzung der Spannungsamplitude

Für den Ingenieur in der Praxis stellt sich die Frage, mit welcher Genauigkeit die Berechnung der Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$ möglich ist. Wie bereits erwähnt, war die exakte Spannungsbestimmung beim Kleinkörperversuch nur deshalb möglich, weil der innere Hebelarm geometrisch eindeutig durch das Stahldruckgelenk definiert war. Bei der Berechnung eines Balkens mit teilweiser Vorspannung hängt die Grösse der Spannungsamplitude sehr stark von der Grösse der Vorspannkraft ab. Der Grund liegt darin, dass bei jedem Lastwechsel das Dekompressionsniveau durchfahren wird.

Im Bild 9 sind die Verhältnisse für einen im Bericht [1] beschriebenen Versuchsträger aufgezeichnet. Der untere Wert der Spannung wird durch das Dekompressionsmoment nicht beeinflusst. Die Spannungsamplitude hängt jedoch sehr ausgeprägt vom Dekompressionsmoment und damit vom Vorspannverlust ab. Aus diesem Grund ist in der Praxis bei der Berechnung der Spannungsdifferenz die Grösse der Vorspannkraft vorsichtig einzusetzen.

Zusammenfassung

1. Im Ermüdungsverhalten einbetonierter Spannkabel aus Litzen oder parallelen Drähten zeigen sich keine ausgeprägten Unterschiede. Zufällige, nicht kontrollierbare Schwankungen der Querpressung, die selbst bei sorgfältig verlegten Hüllrohren auftreten können, verwischen mögliche Unterschiede.
2. Die Ermüdungsfestigkeit von Spannkabeln aus Litzen oder parallelen Drähten in ausinjizierten Stahlhüllrohren liegt im Bereich von $\Delta\sigma$ = 120 bis 190 N/mm². Sie ist vor-

Literatur

[1] *Rigon, C., Thürlimann, B.* Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8101-1, August 1985, Birkhäuser Verlag Basel

[2] *Waterhouse, R. B.* Fretting Fatigue. Applied Publishers Ltd., London 1981

[3] *Julius, A.* Zum Mechanismus des Reibdauerbruches. Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich Maschinenbau, Diss. Mai 1981

[4] *Kreitner, L.* Die Auswirkung von Reibkorrosion und von Reibdauerbeanspruchung auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenteile. Diss. Darmstadt 1976

[5] *Oertle, J., Esslinger, V., Thürlimann, B.* Versuche zur Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8101-2, in Vorbereitung

Weitere Literatur

Fernandez Canteli, A., Esslinger, V., Thürlimann, B. Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8002-1 Birkhäuser Verlag Basel 1984

Castillo, E., Fernandez Canteli, A., Esslinger, V., Thürlimann, B. Statistical Model for Fatigue Analysis of Wires, Strands and Cables. IABSE Periodica 1, 1985

Cordes, H. und *Lapp-Emden, M.* Untersuchung zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Technische Hochschule Aachen, Institut für Massivbau, Bericht Nr. 18/84, Juni 1984

Cordes, H. Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen. Technische Hochschule Aachen, Institut für Massivbau, Bericht Nr. 21/85, 1985

Patzak, M. Weitgespannte Flächentragwerke. Universität Stuttgart, Sonderforschungsbereich 64, Mitteilungen 53/1978|*Müller, H. H.* Dauerfestigkeit von Spannstählen. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Heft V, Dezember 1985

wiegend abhängig von der Querpressung, die von der Vorspannkraft, dem Krümmungsradius und der geometrischen Beschaffenheit des Hüllrohrs bestimmt wird (Bild 6).

3. Eine Reduktion der Querpressung führt zu einer Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit. Dies kann durch eine Begrenzung der Kabelkrümmung und/oder durch eine günstigere Formgebung der Wandung des Hüllrohrs erreicht werden. Je kleiner ein Kabelradius gewählt wird, desto grösser wird die Gefahr lokaler Knicke, die eine sehr ungünstige Wirkung auf die Ermüdungsfestigkeit eines Spannkabels haben können. Insbesondere beim Stahlhüllrohr ist auch bei sorgfältiger Fixierung des Kabels mit Unregelmässigkeiten in der Kabelkrümmung zu rechnen.
4. Eine entscheidende Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit ist bei Verwendung von Kunststoff-Hüllrohren zu erwarten.
5. Der Spannungsabfall in einem Spannkabel in der Rissregion entsteht einerseits infolge Reibung zwischen Spannstahl und Hüllrohr und andererseits infolge Reibung mit dem Injektionsgut (Bild 8). Dieser Abfall ist so steil, dass nur eine Bestimmung der Spannungsamplitude aus Dehnungsmessungen mit einer sehr kurzen Basislänge zutreffende Werte liefern kann.

Adresse der Verfasser: *Jakob Oertle*, dipl. Bauing. ETH, und Prof. Dr. *Bruno Thürlimann*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Stahlbetonbrücken

Von Prof. Dr. *Christian Menn* 1986; Wien, New York: Springer-Verlag, XV + 533 Seiten, 514 Abbildungen. Preis DM 158.–, sFr. 145.50.

Das im Dezember 1986 herausgekommene Buch vermittelt dem Brückeningenieur in umfassender Form einen Überblick über die Grundlagen des Entwurfs, der Projektierung und der Ausführung von Stahlbetonbrücken.

Der Inhalt umfasst nicht nur die Vorlesungen über Stahlbeton-Brückenbau, die an der Abteilung für Bauingenieurwesen der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETHZ) im Diplom- und Nachdiplomstudium angeboten werden, sondern geht darüber hinaus.

Das Buch ist in folgende Hauptkapitel gegliedert:

1. Geschichtlicher Rückblick,
2. Entwurfsgrundlagen,
3. Entwurfsziele,
4. Grundlagen der Berechnung und der Bemessung,
5. Berechnung und Bemessung von Brückenträgern,
6. Lager, Fugen, Entwässerungen, Belag,
7. Entwurf, Konstruktion und Ausführung spezieller Tragsysteme,
8. Brückenunterbau.

Der Hauptschwerpunkt des Buches liegt eindeutig beim Entwurf von Stahlbetonbrükken. Er ist für die Qualität und die Wirtschaftlichkeit einer Brücke von ausschlaggebender Bedeutung.

Nach dem geschichtlichen Rückblick sind in den zwei folgenden Kapiteln 2 und 3 die Entwurfsgrundlagen und die Entwurfsziele auf gut 40 Seiten eingehend dargestellt. Auch im Kapitel 7, das den Entwurf, die Konstruktion und die Ausführung der gebräuchlichsten Tragsysteme behandelt, und das fast einen Drittel des ganzen Buches umfasst, werden für jeden Brückentyp jeweils die konzeptionellen Aspekte ausführlich und unterstützt mit einfachen und klaren Abbildungen einprägsam dargelegt.

Immer wieder weist C. Menn darauf hin, dass nicht subtile Optimierungen oder ausgeklügelte Berechnungsmethoden für den Erfolg eines Brückenprojektes massgebend sind, sondern das Gesamtkonzept. Er betont auch, dass übersichtliche und klare Berechnungen, die auf einfachen Modellen beruhen, absolut genügen. In diesem Zusammenhang empfiehlt er auch immer wieder die Anwendung von Fachwerkmodellen, die für die Beurteilung des Kräfteverlaufes sowohl bei ebenen als auch bei räumlichen Problemen sehr leistungsfähig sind.

Einen zweiten Schwerpunkt des Buches bilden die Kapitel 4 und 5 über die Grundlagen der Berechnung und Bemessung sowie die Berechnung und Bemessung von Brückenträgern, die einen weiteren Drittel des Inhaltes umfassen.

Modernen Normen entsprechend, basiert die Bemessung eines Tragwerks grundsätzlich auf zwei getrennt geführten Nachweisen:

- dem Tragsicherheitsnachweis und
- dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis.

Beim *Tragfähigkeitsnachweis* ist aufgrund des Bruchzustandes nachzuweisen, dass das in den Normen festgelegte Mass an Sicherheit gewährleistet ist. Die Tragreserven, die sich durch das plastische Materialverhalten aktivieren lassen, sind zu berücksichtigen. Der Konstrukteur soll sich aber grundsätzlich am elastischen, allenfalls gerissenen Zustand des Tragwerks orientieren und überprüfen, ob ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen des Materials gewährleistet ist, und ob allenfalls Rückwirkungen auf den Tragwiderstand, das Verhalten im Gebrauchszustand oder auf die Ermüdung zu erwarten sind.

Beim *Gebrauchsfähigkeitsnachweis* ist die Dauerhaftigkeit, die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen des Tragwerkes während der vorgesehenen Nutzungsdauer durch materialtechnische, konstruktive und bemessungstechnische Kriterien zu gewährleisten. Auf die Anordnung der Bewehrung und die konstruktive Ausbildung der einzelnen Teile weist in diesem Zusammenhang C. Menn ausführlich und mit guten Abbildungen immer wieder in eindringlicher Art hin.

Im Anhang sind die wichtigsten Diagramme zur Berechnung schlanker Druckglieder dargestellt. Sie ergänzen das Unterkapitel Brükkenpfeiler des Hauptkapitels 8 «Brückenunterbau». Die hauptsächlichsten Brückenfundationen sind nur in einem knappen Überblick behandelt. Die Probleme der Bauausführung: Lehrgerüste, Vorbaugerüste, Vorschubgerüste, Taktschiebeverfahren, Betoniervorgänge usw., sind bei einzelnen Tragsystemen zum Teil knapp behandelt, im allgemeinen aber nur angedeutet.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass sich die erforderliche Qualität und Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen mit sorgfältiger Berechnung und Bemessung allein nicht erreichen lassen.

Eine qualitativ gute Konstruktion muss viele Elemente berücksichtigen: Sicherheit, Ästhetik, Wirtschaftlichkeit, einfache Ausführbarkeit, Gebrauchsfähigkeit, Nutzung, Unterhalt.

Qualitativ gut konstruieren heisst, alle diese Elemente, die sich zum Teil widersprechen, in der angemessenen Gewichtung in die zu schaffende Konstruktion einbringen. Gut konstruieren ist eine höchst anspruchsvolle und schöpferische Tätigkeit und verlangt qualifizierte Ingenieure mit Sicht für das Ganze.

Die statische Berechnung dient dazu, die Sicherheit der Konstruktion nachzuweisen. Sie ist ein Hilfsmittel des konstruierenden Ingenieurs und sollte nicht, wie dies häufig der Fall ist, überbewertet werden.

Es ist für den im konstruktiven Ingenieurbau praktisch tätigen Ingenieur sehr erfreulich, dass C. Menn diese Grundhaltung in seinem Buch klar zum Ausdruck bringt.

Auch als vielgefragter Experte in Wettbewerbsjurys und bei Ausführungen geht C. Menn immer von den grundsätzlichen Fragen aus, die er mit klaren und einfachen Modellen angeht. Die starke Verbundenheit mit der Praxis durch seine frühere Tätigkeit als Inhaber eines Ingenieurbüros und durch die intensive Tätigkeit als Experte seit Übernahme der Professur für Baustatik und Konstruktion an der ETHZ widerspiegelt sich deutlich im vorliegenden Buch.

Charakteristisches und verdienstvolles Merkmal der vorliegenden Arbeit von C. Menn ist, dass er sich überzeugend auf das Grundsätzliche und Wesentliche beschränkt und nicht auf eine Vielzahl von Theorien und Methoden eingeht. Der in der Praxis stehende Ingenieur wird ja von einer Flut von Publikationen überschwemmt, die ihm den Überblick und die Konzentration auf das Wesentliche erschweren. Das vorliegende praxisnahe Buch hilft ihm zur Vertiefung der wesentlichen Grundlagen.

D. J. Bänziger,
dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC
Zürich/Richterswil