

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung

**Band:** 79 (1961)

**Heft:** 47

**Artikel:** Studientagung über Spannbetonprobleme und die Versuche in Opfikon

**Autor:** Menn, Christian

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-65637>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 17.11.2024

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

(s. SBZ 1958, S. 151) ausgebildet; der jährliche Baufortschritt beträgt 2,5 bis 3 km Doppelspurttunnel. In Lissabon wird die zweite Etappe der U-Bahn im Tagbau ausgeführt, mit örtlicher Unterfahung von Gebäuden in der Altstadt. Auch die erste Etappe dieser U-Bahn wurde, wo immer möglich, im Tagbau ausgeführt; bergmännisch wurde ein Hügel aus Basalt und Kalkstein durchfahren. Die in Rotterdam im Bau stehende 5 km lange U-Bahn stellt einen Sonderfall des Tagbaues dar: In den breiten Strassen der Nordstadt wird von der Maas her ein Kanal gebaggert, in den die fertigen Tunnelstücke eingeschwommen werden. In Toronto (SBZ 1955, S. 520) wird die zweite Etappe der U-Bahn in gleicher Weise wie die erste Phase im Tagbau ausgeführt. Nur in einem Teilstück der University Avenue, der Hauptverkehrsstrasse und Zufahrt nach City, Bahnhof und Hafen wird der Tunnel mit Schild, unter Druckluft vorgetrieben. Die Eingangshallen der in dieser Strecke liegenden zwei Haltestellen müssen indessen im Tagbau erstellt werden. Tagbau kommt auch zur Anwendung bei den U-Bahnbauten in Tokio und Osaka und ist vorgesehen bei den beschlossenen Tiefbahnbauten in München, Frankfurt und Stuttgart.

Zu einer *bergmännischen Bauweise* wird gegriffen, wenn besonders vorteilhafte Baugrundverhältnisse diese Bauweise als wirtschaftlich erscheinen lassen, wenn die Tiefenlage des Tunnels den Tagbau nicht zulässt oder wenn der Tunnel unter einem Strassenzug liegt, der vom Verkehr nicht befreit werden kann. Liegt standfestes Gebirge vor wie z. B. in Stockholm (SBZ 1956, S. 440) oder in Zürich zum Teil in der Oststadt, so kommen die normalen Handwerksregeln des Tunnelbaues in Betracht. Schildbauweisen kommen zur Zeit bei folgenden Untergrundbahnen zur Anwendung: in Hamburg zur Unterfahung des Gleisfächers in der Bahnhofausfahrt (SBZ 1959, S. 712) und in Budapest (SBZ 1958, S. 582) wegen tiefer Lage der Tunnel; nach sehr grossen Auslagen wurde dieser Bau aus finanziellen Gründen und infolge über-

handnehmender Erkrankungen der Arbeiterschaft eingestellt. In London wird gegenwärtig auf der Versuchsstrecke Finsbury Park eine neue Schildbauweise über etwa 1,5 km erprobt. Die Strecke liegt etwa 15 m unter Bodenoberfläche und durchfährt ohne Druckluft einen zähen, wasserdichten und standfesten Lehm, der gar keine Steine enthält. Für die Stationen kann trotz des Schildvortriebes auf den Strecken auf den Tagbau nicht verzichtet werden. Der Schildbau erweist sich im zürcherischen Baugrund als ausserordentlich teuer. Wegen der dabei nötigen grossen Tiefenlage der Tunnel wirkt er sich für den Fahrgast zudem sehr nachteilig aus.

Auch für die *Tiefbahn* sind Anregungen und *Verbesserungsvorschläge* gemacht worden. Dem Tiefbahnringssystem haften ähnliche Nachteile an wie dem U-Bahnring. Bei den Anschlüssen der Radialstrecken an den Ring sind zur Vermeidung von niveaugleichen Kreuzungen teure mehrgeschossige Bauwerke nötig, für die sogar in vielen Fällen der Platz fehlen würde. Umsteigevorteile der offiziellen Lösung gingen verloren.

Für das *Tunnelprofil* haben sich seit der Uebergabe der stadträtlichen Weisung an den Gemeinderat insofern Veränderungen ergeben, als es dank speziell entwickelten Stromabnehmern und Fahrdrahtaufhängvorrichtungen in den Stationen möglich wird, Einsparungen in der Höhe vorzunehmen. Die Tunnel können 30 cm, die Stationen sogar 40 cm niedriger projektiert werden, was eine Reduktion der Baukosten von 5 % bis 6 % zur Folge haben dürfte.

\*

Es wird damit gerechnet, dass der Gemeinderat der Stadt Zürich die Kreditvorlage in den ersten Monaten des kommenden Jahres in positivem Sinne verabschiedet, so dass die Volksabstimmung über die Tiefbahn noch im ersten Semester 1962 durchgeführt werden könnte.

## Studientagung über Spannbetonprobleme und die Versuche in Opfikon

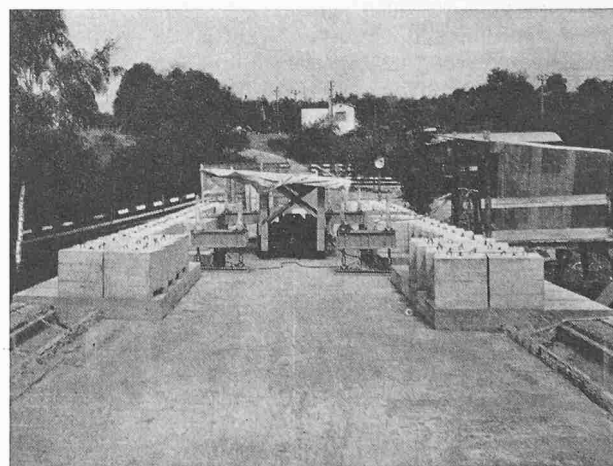
DK 061.3:624.012.47

Die Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau des S.I.A., gemeinsam mit dem Verband für die Materialprüfungen der Technik, führte am 27./28. Oktober 1961 an der ETH unter Leitung von Ing. M. Birkenmaier und Prof. E. Amstutz eine Studientagung über Spannbetonprobleme und die Versuche an der Brücke Opfikon durch. Rund 400 Fachleute nahmen daran teil.

In einer ersten Gruppe von Vorträgen wurden allgemeine Fragen des Spannbetons behandelt. Prof. Dr. B. Thürlimann (ETH) sprach über statische, materialtechnische und konstruktive Probleme. Er stellte besonders den Begriff der Rissesicherung einer Rissesicherheit gegenüber und wies auf die Unterschiede bei der Berechnung der Bruchsicherheiten zwischen statisch bestimmten und statisch unbestimmten Systemen hin. Dr. A. Voellmy (EMPA) behandelte die verschiedenen Ursachen der Rissebildung, woraus sich die Schwierigkeit erklärt, Rissbreiten für den Einzelfall vorzuberechnen. Er betonte an Hand vieler Bilder von Schäden, wie wichtig konstruktive Massnahmen zur Einschränkung der Rissebildung sind, wie z. B. genügende Betonüberdeckung, dichter Beton, gut verteilte, profilierte Armierung, saubere Ausbildung der Fugen. Dr. R. Walther (Materialprüfungsanstalt Stuttgart) sprach über Schubmessung auf Grund neuer Versuche und Erkenntnisse. Diese neuen, umfassenden Versuche wurden unter Leitung von Prof. Leonhardt im Otto-Graf-Institut durchgeführt. Die auf Grund der Bruchlast hergeleiteten Bemessungsformeln berücksichtigen den Einfluss der Betonqualität, der Vorspannung, der Bügel und des Verbundes und können an Hand von Diagrammen einfach angewendet werden. Man wird mit Spannung die Publikation dieser Ergebnisse erwarten.

In einer zweiten Gruppe von Vorträgen wurden die Versuche an der Brücke Opfikon behandelt. Diese erst fünf Jahre alte Brücke über die Glatt musste mit dem Bau

der Nationalstrasse nach dem Flughafen Kloten abgebrochen werden und wurde der Eidg. Materialprüfungsanstalt (EMPA) für Versuche zur Verfügung gestellt. Im Sommer 1960 wurden Ermüdungsversuche bis zum Bruch eines sekundären Bauteiles und anschliessend — nach Reparatur der Bruchstelle — ein statischer Versuch bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit durchgeführt. Diese Versuche, deren Kosten mehr als doppelt so hoch zu stehen kommen wie der Bau der Brücke, kann man wohl als einmalig bezeichnen. Sie führten zu wichtigen Ergebnissen. Ing. W. Schalcher (Ingenieurbüro Soutter und Schalcher) als projektierender Ingenieur erläuterte das Projekt und seine Ausführung in den Jahren 1954/55. Die Uebersicht über die Versuche wie auch die Zusammenfassung der Ergebnisse



Schwingererregter in Fahrbahnmitte

gab Dr. A. Rösli (EMPA), während Mitarbeiter der EMPA Referate über verschiedene Gebiete der Versuche hielten: Ing. H. Hofacker über Statik und den statischen Bruchversuch, der eine Bestätigung der Plastizitäts-Theorie und eine gute Uebereinstimmung der gemessenen mit der berechneten Bruchlast ergab; Ing. R. Sagelsdorff über die Ermüdungsversuche und die Rissebildung, worin das günstige Verhalten und die hohe Ermüdungssicherheit vorgespannter Konstruktionen zum Ausdruck kamen, obwohl Risse früher als erwartet auftraten; Dr. R. Kowalczyk über das dynamische Verhalten der Brücke, das bei den ausserordentlich grossen Schwingungsamplituden in den Ermüdungsversuchen deutlich den nicht-linearen Charakter der Schwingungen zeigte. All diese Ausführungen bestätigten im wesentlichen die Annahmen und Voraussetzungen, z. B. auch über Spannungsverluste, die heute der Berechnung von vorgespannten Konstruktionen zugrunde gelegt werden. Die Ergebnisse der Versuche werden nächstens in einem EMPA-Bericht veröffentlicht.

Die Tagung schloss mit Vorträgen von Dr. E. Basler (Stahlton AG) und Kantonsingenieur H. Stüssi (Zürich). Dr. Basler erläuterte in seinem Referat über Grundsätzliches zur Sicherheit von Tragwerken die Begriffe der Sicherheitszone und des Streumasses und zeigte den Einfluss der verschiedenen Unsicherheiten (grobe, systematische und zufällige Fehler der Lasten, Festigkeiten und Berechnung) auf die Bemessung. Ing. Stüssi sprach über die Beziehungen zwischen Brückenbau und Strassenbau, die heute ja besonders wichtig sind, werden doch nach seinen Angaben in der Schweiz jährlich wenigstens 300 Strassenbrücken zu stellen sein.

Neben diesen interessanten Vorträgen und wertvollen Diskussionen verzeichnete die Tagung einen besonderen Höhepunkt: eine Ehrung von Prof. Thürlimann, der ja vor seiner Tätigkeit an der ETH Professor an der Lehigh-University in den USA war. Im Auftrage der American Society of Civil Engineers konnte ihm Dr. C. F. Kollbrunner, Vize-Präsident des S.I.A., den «American Society of Civil Engineers Research Price» überreichen und zwar «for his outstanding contribution to the development of plastic design concepts». Prof. Thürlimann ist der 26. Träger dieses alljährlich verliehenen Forschungspreises.

R. Sagelsdorff, dipl. Ing., EMPA, Zürich

#### Randbemerkungen zu dieser Studientagung

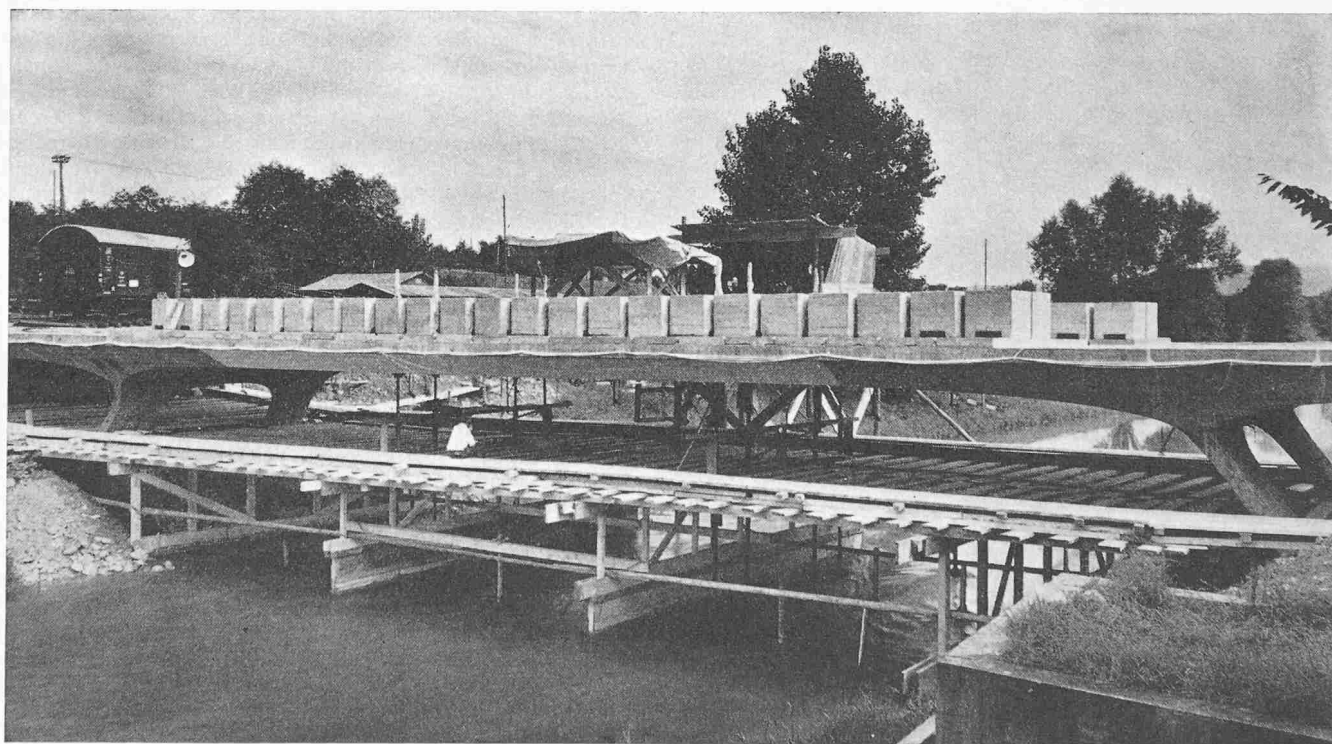
An dieser äusserst interessanten und erfolgreichen Studientagung des S. I. A. wurden zahlreiche neue Fragen angeschnitten und diskutiert. Mehrere Referenten und Diskussionsteilnehmer stellten die Methoden und Vorteile der Plastizitätstheorie stark in den Vordergrund ihrer Ausführungen, und im Laufe der Tagung zeichneten sich deutlich zwei entgegengesetzte Auffassungen ab: die Auffassung, dass die Plastizitätstheorie in grösserem Masse zur Bemessung verwendet werden sollte einerseits und andererseits die etwas konventionelle Ansicht, dass die Plastizitätstheorie nur bedingt und nur in sehr bescheidenem Rahmen zur Ergänzung der klassischen Elastizitätstheorie herangezogen werden dürfe.

Im folgenden möchte ich nun versuchen, meine Eindrücke und meine persönliche Auffassung zu den aufgeworfenen Fragen darzustellen. Sollte sich dabei die — vielleicht etwas knapp bemessene — Diskussion weiterentwickeln, so liegt dies sicher im Sinn der Studientagung, die ja gerade dem in der Praxis tätigen und mit den Problemen des Brückenbaues aufs engste verbundenen Ingenieur die neuen, theoretischen Erkenntnisse zugänglich machen sollte.

Die Durchführung und Auswertung der Belastungsversuche an der Brücke Opfikon lag offensichtlich hauptsächlich in der Hand von Befürwortern der Plastizitätstheorie. Dies kam insbesondere dadurch deutlich zum Ausdruck, dass bezüglich der Bruchlast nur ein Vergleich mit der nach dem Traglastverfahren errechneten Bruchlast angestellt wurde. Auf eine Umrechnung auf die derzeit geltende Bruchsicherheitsvorschrift wurde m. W. leider nicht eingetreten, und so kam es denn nicht von ungefähr, dass in der Diskussion mit Recht die Frage gestellt wurde, ob die Brücke nun eigentlich über- oder unterdimensioniert gewesen sei. Diese Frage konnte nicht klar beantwortet werden, weil eben keine diesbezüglichen Berechnungen vorlagen; aber das Problem der Sicherheit beschäftigte die Anwesenden in ganz besonderem Masse und führte zu einigen eher unbesonnenen Diskussionsvoten, die nicht unwidersprochen bleiben dürfen.

Die Behauptung, wonach die Zugstiele gegenüber dem Brückenträger klar unterdimensioniert seien, beruht ganz offensichtlich auf einer sehr mangelhaften Kenntnis unserer Bruchvorschriften. Wenn auch die heute geltende Formel

$$M_{Br} = s (M_g + M_p)$$



Die Spannbeton-Brücke in Opfikon während der Versuche im Jahre 1960. Gesamtlänge 38,80 m, Weite Mittelfeld 23 m, Gesamtbreite 8,90 m

möglicherweise revisionsbedürftig ist, so ist sie doch mit Bestimmtheit viel vernünftiger als etwa die Vorschrift

$$M_{Br} = M_g + sM_p$$

Gerade der sehr interessante Vortrag von Dr. E. Basler über die Sicherheit von Tragwerken zeigte mit aller Deutlichkeit, dass der Festigkeit viel grössere Bedeutung zukommt als der Ueberschreitung der vorgesehenen Nutzlast. Ist doch z. B. ein durch Korrosion bedingter Ausfall eines Teils der Armierung nicht allein für  $M_p$ , sondern in gleichem Masse auch für  $M_g$  bedeutungsvoll. Um eine genügende Sicherheit gegen Festigkeitseinbussen oder Festigkeitsabnahmen garantieren zu können, muss deshalb unbedingt die Summe von  $M_g + M_p$  mit dem erforderlichen Sicherheitskoeffizienten versehen werden. Mit Schäden und einer Abnahme der Tragfähigkeit im Laufe der Jahre ist aber bestimmt zu rechnen, und dies ist gerade in der Schweiz, wo — die Opfikerer Brücke ausgenommen — mit einer grösseren Lebensdauer der Tragwerke gerechnet wird als möglicherweise in Amerika, von erstrangiger Bedeutung.

Im Falle der Brücke Opfikerer wurde nun bei einem bestimmten Nutzlastfall die Nutzlast immer mehr gesteigert, ohne dass das Eigengewicht vergrössert (oder die Gesamttragfähigkeit vermindert) worden wäre. Da in Feldmitte das Nutzlast-Moment nur einen Bruchteil des Eigengewichtsmomentes betrug, während im Zugstiel nur infolge der erwähnten Nutzlaststellung (nicht aber infolge Eigengewicht) eine Zugkraft auftrat, musste die Tragfähigkeit des Zugstiels «scheinbar» viel früher erschöpft sein als diejenige der Brückenplatte. Trotzdem aber der Zugstiel bei

$$Z_{Br} = 2(Z_g + Z_p) = 2Z_p \quad (Z_g = 0),$$

die Brückenplatte jedoch erst bei

$$M_{Br} = M_g + kM_p = 2(M_g + M_p), \quad M_p = \frac{M_g}{k-2}$$

zum Bruch kam, sind beide Tragwerksteile *richtig* und mit *gleich grosser* Sicherheit dimensioniert worden.

Ein eifriger Vertreter der Plastizitätstheorie äusserte zwar die Ansicht, das Traglastverfahren hätte eine «ausgeglichenere Bemessung» ermöglicht, d. h. für die Platte

$$M_{Br} = M_g + kM_p = 2(M_g + M_p)$$

und für den Zugstiel

$$Z_{Br} = kZ_p$$

Bei  $Z_g = 0$  (wie vorhanden) hätte somit die Sicherheit der Brückenplatte 2, diejenige des Zugstiels  $k > 2$  betragen. Wäre dem so, dann dürfte die unnötige Ueberdimensionierung des Zugstiels nicht gerade ein bestechender Vorteil der Plastizitätstheorie sein.

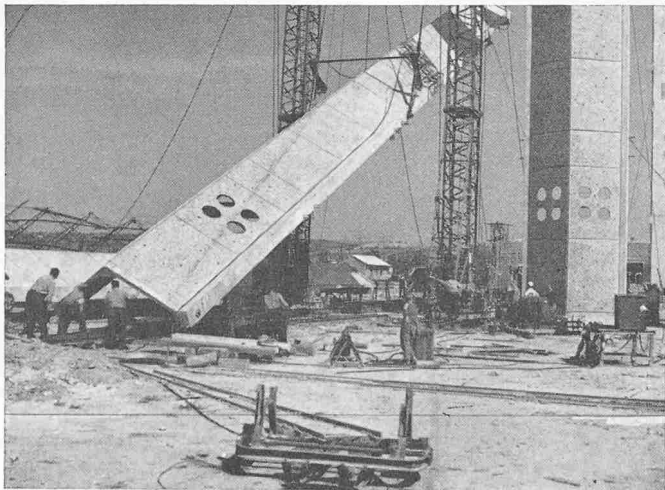


Bild 1. Heben eines 53 t schweren Aussenwandelementes für die Kesselhaus-Stirnseite

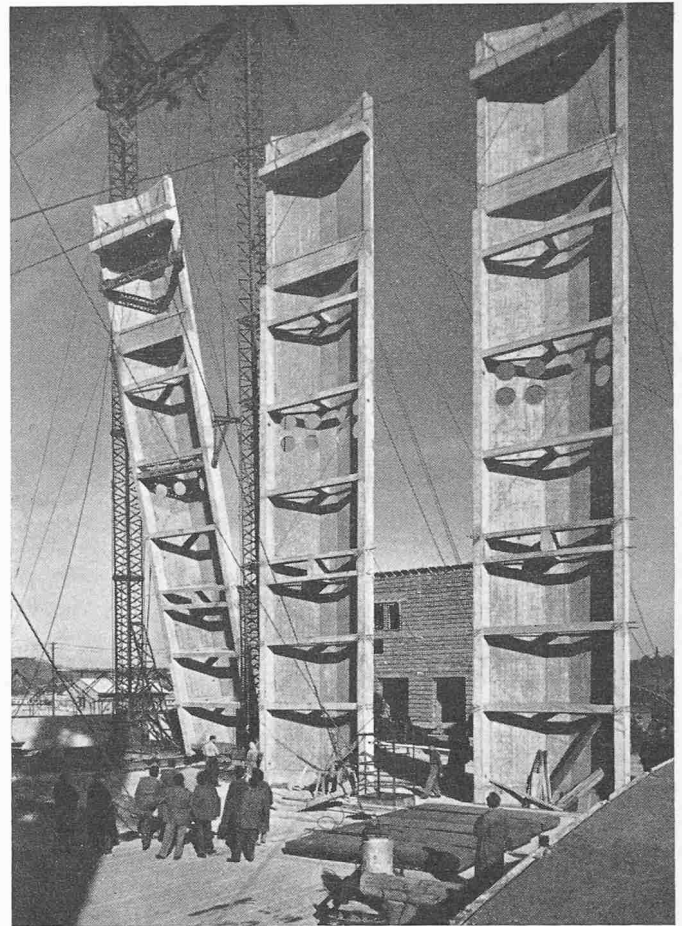


Bild 2. Drei 35 t schwere Aussenwandelemente für das Maschinenhaus, von der Innenseite gesehen

Die Frage, ob in einem Bauwerk alle Tragwerksteile den gleichen Sicherheitsgrad aufweisen sollen, ist akademisch. Selbstverständlich muss jeder Bauteil die verlangte minimale Sicherheit aufweisen; ob aber für die Konstruktion einer Brücke nur bruchtheoretische Ueberlegungen massgebend sind, ist sehr zu bezweifeln. Ganz abgesehen davon, dass die Einhaltung der zulässigen Spannungen, Knickgefahr usw. oft zu bedeutend höheren Bruchsicherheitswerten als die vorgeschriebenen führen, bestimmen vielfach auch die konstruktive Erfahrung und andere persönliche Ansichten des Projektanten die effektiven Abmessungen eines Tragelementes.

Es ist sicher erfreulich, dass die Bruchlastberechnung nach der Plastizitätstheorie sehr gute, mit der Wirklichkeit übereinstimmende Werte bezüglich Tragfähigkeit geliefert hat. Daraus zu schliessen, dass diese Methode nun in grösserer Masse zur Dimensionierung beizuziehen und durch die Elastizitätstheorie nur noch zu ergänzen sei, dürfte allerdings eine sehr weitgehende Vereinfachung unserer statischen Probleme darstellen. Eine Methode, bei der es nicht darauf ankommt, ob ein 100-t-Spannkabel mit 10, 50 oder 100 t vorgespannt wird, eine Methode, für die der exakte Kabelverlauf keine Rolle spielt und die jeden beliebigen Spannkraftverlust, Stützensenkungen und Temperatureinflüsse schmerzlos verdaut und sich ohne Schwierigkeiten über die heikeln Probleme des Betoniervorgangs hinwegsetzt, muss doch wohl mit einigen sehr kräftigen Fragezeichen versehen werden. Man wird mir entgegenhalten, dass hier eben Erfahrung und elastizitätstheoretische Ergänzungen anzubringen seien. Aber ist es dann nicht besser, mit dem Traglastverfahren gar nicht erst zu beginnen, sondern dieses Verfahren dort anzuwenden, wo es heute schon jeder erfahrene Statiker anwendet: bei der Bruchlastberechnung, bei der Kontrolle des Armierungsgehaltes und bei raschen, aber groben Vorberechnungen.

C. Menn

Adresse des Verfassers: Dr. Christian Menn, Quaderstr. 18, Chur.