

# Aktuelle baustatische Probleme der Konstruktionspraxis

Autor(en): **Stüssi, Fritz**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **105/106 (1935)**

Heft 11

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-47483>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Aktuelle baustatische Probleme der Konstruktionspraxis. — Die Schaffhalde, eine landwirtschaftliche Primitivsiedlung bei Einsiedeln. — Leichttriebwagen für die Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn. — Von der Schauinsland-Schwebebahn. — Schnelltriebwagen und -züge. — Die Wellennatur der Materie. — Verhältnisse im Wohnungswesen. — Mitteilungen: Diskussion der 40 Stundenwoche im „Centre polytechnicien d'Etudes économiques“. Deutsche Reichsbahnausstellung in Nürnberg.

Schnellbahnverkehr Brüssel-Antwerpen. Die bautechnische Auswertung des Grossfeuers im Gummiwerk Vorwerk & Sohn, Wuppertal-Barmen. Zerkleinerung harter Körper. Jahresversammlung des Schweiz. Vereins von Gas- und Wasserfachmännern. Versuche über Druckverluste in geschweissten Rohren. Schweizer Werkbund SWB. — Nekrologe: K. Sulzberger. Heinr. Züblin. — Wettbewerbe: Durchgangstrassen und Rheinübergänge bei Schaffhausen. — Literatur.

## Band 106

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

## Nr. 11

## Aktuelle baustatische Probleme der Konstruktionspraxis.

Von Dr. sc. techn. FRITZ STÜSSI, Privatdozent an der E. T. H., Zürich.<sup>1)</sup>

Seit einiger Zeit ist im Bauwesen eine ausgesprochene Tendenz zur besseren Ausnutzung der Baustoffe bei der Bemessung von Tragwerken festzustellen. Diese Tendenz äussert sich einerseits in einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen, dann aber auch in der Anwendung neuerer Anschauungen und Erfahrungen über die Sicherheit statisch unbestimmter Tragwerke aus Baustahl. Dieses letztgenannte Problem, das als Berücksichtigung der Plastizität oder als Traglastverfahren bezeichnet wird, kann kurz dadurch gekennzeichnet werden, dass durch das Fließen von Baustahl, der als selbständiger Baustoff oder als Armierung einer Eisenbetonkonstruktion vorkommen kann, ein gewisser Spannungsausgleich eintritt, der sich in einer Erhöhung der Sicherheit statisch unbestimmter Tragwerke gegenüber statisch bestimmten auswirkt.

Die Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen ist bei uns durch Bundesratsbeschluss vom 14. Mai 1935 vollzogen. Mit der Erhöhung der Beanspruchungen ist die Bedeutung der konstruktiven Einzelheiten und der Stabilitätsprobleme stark angewachsen, wobei dem Verantwortungsbewusstsein des Konstrukteurs eine gesteigerte Rolle zugewiesen ist. Nach den neuen Vorschriften entstehen in der Regel gegenüber früher schlankere Tragwerke, d. h. Tragwerke mit grösseren elastischen Formänderungen. In diesem Zusammenhang tritt neben den Formänderungseinflüssen im Allgemeinen die Bedeutung der dynamischen Wirkungen auf unsere Bauwerke stärker in Erscheinung. Hierauf wird der Schlussabschnitt dieses Aufsatzes (im nächsten Heft) eingehen.

Unsere statischen Berechnungen werden vielfach auf Grund von vereinfachenden Annahmen durchgeführt. Ein Beispiel dafür bildet die übliche Zerlegung räumlicher Tragwerke in ebene Scheiben, die der Berechnung besser zugänglich sind. Bei einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen scheint es angezeigt, die Zulässigkeit solcher Vereinfachungen von Fall zu Fall zu überprüfen.

Im Sinne dieser allgemeinen Gesichtspunkte besitzen die nachfolgend zur näheren Beleuchtung herausgegriffenen baustatischen Einzelfragen eine aktuelle Bedeutung.

### Berücksichtigung der Plastizität bei der Dimensionierung.

1. Es ist seit längerer Zeit bekannt, dass bei statisch unbestimmten Tragwerken aus Baustahl in gewissen Fällen die nach der Festigkeitslehre berechneten grössten Beanspruchungen keinen Masstab für die Sicherheit bilden. Diese Erscheinung ist damit zu erklären, dass nach Uebererschreiten der Proportionalitätsgrenze in den am stärksten beanspruchten Trägerstellen diese sich stärker dehnen als die übrigen Teile und sich so der Ueberbeanspruchung teilweise entziehen. Während früher diese als „Schlaubeit des Materials“ bezeichnete Eigenschaft als Vermehrung der Sicherheit, d. h. als eine innere Tragwerkreserve angesehen wurde, zeigt sich seit einigen Jahren das Bestreben, diese Möglichkeit eines Spannungsausgleichs schon bei der Bemessung der Tragwerke bewusst auszunützen. Die Entwicklung dieser Lehre von der Berücksichtigung der Plastizität bei der Bemessung statisch unbestimmter Stahltragwerke ist mit den Namen von Prof. Kist<sup>2)</sup> (Holland), Bau-

rat v. Kazinczy<sup>3)</sup> (Ungarn), Prof. Grüning<sup>4)</sup> und Prof. Maier-Leibnitz<sup>5)</sup> (Deutschland) verknüpft, an deren erste Untersuchungen eine grosse Zahl von weiteren Veröffentlichungen in der Fachpresse sich anschloss.

Dr. F. Bleich<sup>6)</sup> hat ein anschauliches Beispiel (Abb. 1) zur Darstellung der grundsätzlichen Verhältnisse benützt: Zwei einfache Balken A-B und B-C seien über der gemeinsamen Mittelstütze B in Höhe ihrer Obergurte durch einen überzähligen Stab *s* verbunden. Dieser Stab sei so dimensioniert, dass in ihm bei anwachsender Belastung zuerst die Fließgrenze erreicht werde. Seine Stabkraft bleibt von nun an konstant,  $S = F_s \sigma_F$  ( $F_s$  = Stabquerschnitt,  $\sigma_F$  = Fließbeanspruchung). Seine Dehnungen können jedoch nicht unbeschränkt wachsen, sondern nur entsprechend den elastischen Formänderungen, genauer den Auflagerdrehungen, der beiden Balken. Die Grenze der Tragfähigkeit ist erst erreicht, wenn auch in einem der beiden Balken die Fließgrenze erreicht, bzw. überschritten ist.

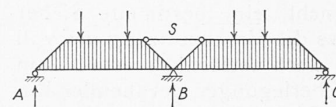


Abb. 1.

Dann entsteht nämlich ein Balkenfeld mit drei Gelenken, das nicht mehr stabil ist. Die Grenzbelastung ist somit nicht mehr durch ein Festigkeitsproblem, sondern durch ein Stabilitätsproblem gegeben (Prof. Fritsche<sup>7)</sup>).

Der kritische Spannungszustand ist nicht mehr durch Elastizitätsbedingungen, d. h. Formänderungsbedingungen überzähliger Tragwerksglieder, sondern (bei fester Belastung) nur noch durch Gleichgewichtsbedingungen bestimmt (Prof. Grüning<sup>4)</sup>). Die zulässige Belastung ist ein bestimmter Bruchteil der Grenzbelastung, die Sicherheit somit nicht mehr ein Verhältnis von Beanspruchungen, sondern von Belastungen.

Für ein Mittelfeld eines durchlaufenden Balkens mit konstantem Querschnitt lautet die Grenzbelastung charakterisierende Gleichgewichtsbedingung, dass das  $M_0$ -Moment der äusseren Lasten gleich dem doppelten Moment  $M_F$ , das in einem Balkenquerschnitt Fließen erzeugt, sein muss. Der kritische Zustand ist demnach durch einen Ausgleich von Feld- und Stützenmoment gekennzeichnet. Dieser Ausgleich ist nach der Plastizitätstheorie unabhängig von der Ausbildung und Belastung der Nachbarfelder.

Bei einer Entlastung des skizzierten Tragwerks (Abbildung 1), bei dem der überzählige Stab *s* bis über die Fließgrenze beansprucht gewesen sei, bleiben, da die Entlastung nach dem Proportionalitätsgesetz vor sich geht, bleibende Formänderungen zurück. Würde nun die Mittelstütze entfernt, so würde sich die Balkenmitte um einen gewissen Betrag heben. Die bleibende Formänderung wirkt sich somit gleich aus, wie eine den Spannungszustand verbessernde Stützensenkung, mit elastischem Verhalten des Tragwerks bei wiederholten Belastungen. Die Plastizität erspart uns die Mühe, diesen künstlichen Vorspannungszustand zu erzeugen (Dr. F. Bleich<sup>6)</sup>). Bei Tragwerken mit beweglicher Belastung kann allerdings, auch nach der

<sup>3)</sup> G. v. Kazinczy: Die Weiterentwicklung der Plastizitätslehre. „Technika“ (Budapest), 1931; frühere Veröffentlichungen in ungarischer Sprache.

<sup>4)</sup> M. Grüning: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin 1926.

<sup>5)</sup> Maier-Leibnitz: Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St. 37 und Holz. „Bautechnik“, 1928. — Versuche mit eingespannten und einfachen Balken in I-Form aus Stahl 37. „Bautechnik“, 1929.

<sup>6)</sup> F. Bleich: La Ductilité de l'Acier. „L'Ossature Métallique“, 1934

<sup>7)</sup> J. Fritsche: Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. „Bauingenieur“, 1930.

<sup>1)</sup> Vortrag vom 6. Juli 1935 in der S. I. A. Fachgruppe der Ingenieure für Stahl- und Eisenbetonbau.

<sup>2)</sup> N. C. Kist: Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flusseisen. „Eisenbau“, 1920.

neuen Theorie, die Elastizitätslehre nicht mehr entbehrt werden: dort wird in die in üblicher Weise bestimmten Grenzwertlinien der Maximal- und Minimalmomente eine „Selbstspannungslinie“ derart beliebig eingetragen, dass die Maxima und Minima sich ausgleichen (G. v. Kazinczy<sup>8)</sup>): Berechnung der Momente nach der Elastizitätslehre, Dimensionierung nach der Plastizitätstheorie).

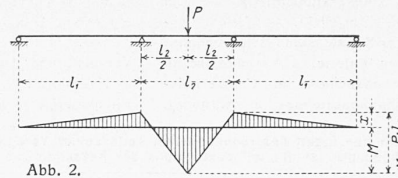


Abb. 2.

2. Damit ist ungefähr der heutige Stand der Anschauungen über das Traglastverfahren beim durchlaufenden Balken aus Baustahl skizziert. Unzweifelhaft ist dabei richtig, dass bei derartigen Tragwerken nach Ueberschreiten der Proportionalitätsgrenze, bzw. nach Erreichen der Fließgrenze ein gewisser Spannungsausgleich eintritt. Wie weit die daraus tatsächlich eintretende Vergrößerung der Sicherheit bei der Dimensionierung ausgenützt werden soll, ist Auffassungssache. Vernünftigerweise ist gleiche Sicherheit von statisch bestimmten und unbestimmten Tragwerken zu fordern. Dabei ist noch zu unterscheiden, ob sich die Sicherheit auf den Grenzwert der Tragfähigkeit oder auf das Eintreten bleibender Formänderungen beziehen soll. Das Traglastverfahren berücksichtigt nur die Tragfähigkeit. Wenn es, wenigstens in dieser Hinsicht, eine bestimmte Sicherheit gewährleisten soll, so muss die Voraussetzung des vollständigen Momentenausgleichs auch tatsächlich erfüllt sein.

Ein auf theoretischen Ueberlegungen beruhender Einwand gegen die Theorie des Momentenausgleichs konnte dank dem Entgegenkommen von Prof. Dr. L. Karner und der Mitarbeit von Dr. C. Kollbrunner durch Versuche an kleinen I-Trägern,  $h = 46$  mm, von Handelsgüte, durchgeführt im baustatischen Institut der E. T. H., bestätigt werden<sup>9)</sup>. Da dieser Einwand die Grundlage eines neuen Vorschlages über die Anwendung des Traglastverfahrens bildet, soll er hier wiederholt werden.

Bei einem über drei Felder durchlaufenden Balken nach Abb. 2 mit einer Einzelastlast  $P$  in Mitte des Mittelfeldes beträgt, unter Berücksichtigung der Symmetrie, das Stützenmoment  $X$  nach der Elastizitätstheorie.

$$X = -\frac{3}{4} \frac{l_2}{l_1 + 6l_2} M_0 = -\alpha M_0 \quad \dots \quad (1)$$

und das (massgebende) Feldmoment  $M$

$$M = (1 - \alpha) M_0, \quad \text{wobei } M_0 = \frac{P l_2}{4} \quad \dots \quad (2)$$

Die Belastung  $P$ , die im massgebenden Schnitt des Durchlaufbalkens ein gleich grosses Biegemoment erzeugt, wie  $P_0$  im einfachen Balken der Spannweite  $l_2$ , beträgt somit

$$P = P_0 \frac{1}{1 - \alpha} \quad \dots \quad (3)$$

In der Darstellung der Abb. 3 ergibt sich der eingetragene lineare Verlauf von  $P/P_0$  nach der Elastizitätstheorie. Bei unbeschränkter Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes würde diese Gerade auch für die Bruchlast gelten. Abb. 3 erstreckt sich von  $\frac{1}{1 - \alpha} = 1$  (einfacher Balken) bis  $\frac{1}{1 - \alpha} = 2$  (starr eingespannter Balken). Nach der Theorie des Momentenausgleichs müsste im durchlaufenden Balken die Bruchlast gleich der doppelten des einfachen Balkens sein:  $P = 2 P_0$ . Dann würde aber an der Stelle  $\frac{1}{1 - \alpha} = 1$  ein Sprung von  $2 P_0$  auf  $P_0$  eintreten, was physikalisch undenkbar ist. In Wirklichkeit wird die Grenzbelastung nach einer Kurve  $C$  verlaufen, die zwischen der Horizontalen  $2 P_0$  und der Geraden  $\frac{1}{1 - \alpha} P_0$  liegt.

In Abb. 3 sind auch die Versuchsergebnisse eingetragen. Die beobachtete Grenzbelastung ist durch starkes Anwachsen der Durchbiegungen bei gleichbleibender Belastung bestimmt; der Balken „geht unter der Last weg“. Diese Versuchsergebnisse beweisen unzweideutig, dass die Grenzbelastung, im Gegensatz zur Voraussetzung des Traglastverfahrens, von der Ausbildung der Nachbarfelder ab-

<sup>9)</sup> F. Stüssi und C. Kollbrunner: Beitrag zum Traglastverfahren. „Bautechnik“, 1935.

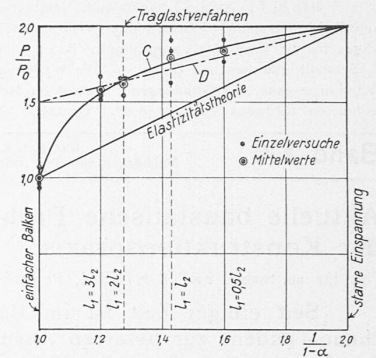


Abb. 3.

hängig ist. In Abb. 4 ist der auf Grund des beobachteten Formänderungsgesetzes berechnete Verlauf der Momente  $M$  und  $X$  den Versuchswerten gegen-

übergestellt: der Momentenausgleich ist wohl bis zu einem gewissen Grade vorhanden, aber er ist nicht vollständig. Der Hauptgrund für diese Unstimmigkeit des Traglastverfahrens dürfte darin liegen, dass dort die elastischen Formänderungen gegenüber den plastischen vernachlässigt werden. Dies macht sich besonders bei den Trägern mit langen Seitenfeldern im Sinne wachsender Abweichung bemerkbar. Das Traglastverfahren in seiner heutigen Form ist somit, auch bei vorwiegend ruhender Belastung, abzulehnen.

3. Auf Grund der Versuchsergebnisse Abb. 3 ist nun eine einfache Kompromisslösung zwischen der bisherigen Berechnungsweise nach der Elastizitätstheorie und dem Traglastverfahren, wenigstens für vorwiegend ruhende Belastung, d. h. hauptsächlich für Deckenträger des Hochbaues<sup>10)</sup>, denkbar. Wenn man nämlich von den extremen Werten bei sehr langer Spannweite der Seitenfelder absieht, so liegen die Versuchsmittelwerte noch etwas oberhalb einer Geraden  $D$ , die den Unterschied zwischen Traglastverfahren und Elastizitätstheorie halbiert. Wenn ich nun diesen Mittelwert im Sinne einer Kompromisslösung vorschlage, so bin ich mir bewusst, dass diese Lösung nicht ideal ist, weil sie die an einem Einzelfall gewonnenen Erfahrungen extrapoliert. Sie besitzt jedoch, neben ihrer Einfachheit, den Vorzug, dass sie die Vorteile des Traglastverfahrens nur soweit ausnützen will, als es mit den Anforderungen an die Tragwerksicherheit verträglich ist. Auf der andern Seite gestattet sie eine bessere Materialausnutzung als die Elastizitätstheorie. Bei Tragwerken mit beweglicher Belastung ist dieser Vorschlag dahin zu interpretieren, dass von der zum Ausgleich der maximalen und minimalen Momente eingetragenen Selbstspannungslinie bei der Dimensionierung nur die Hälfte in Anspruch genommen werden soll. Bei diesem Vorschlag dürfte auch das Eintreten bleibender Formänderungen unter der Gebrauchslast, die beim Traglastverfahren durchaus möglich sind, vermieden sein.

4. Es sei noch auf zwei Beispiele im Eisenbetonbau hingewiesen, bei denen sich, im Gegensatz zum Beispiel der Abb. 2, der Bruchzustand aus einer Gleichgewichtsbedingung allein bestimmen lässt. Für die Bruchlast von Eisenbetonsäulen ist das Empergersche Additionsgesetz<sup>10)</sup> ziemlich allgemein anerkannt. Es bedeutet, dass unter konstruktiver Wahrung gewisser Voraussetzungen die Fließbelastung der Armierung zur Bruchlast des Betonquerschnittes addiert werden darf, um die Bruchlast der Gesamtstütze zu erhalten. Diese ergibt sich somit aus einer Gleichgewichtsbetrachtung, ohne dass eine Elastizitätsbedingung in Anspruch genommen werden muss.

Das andere Beispiel ist der auf Biegung beanspruchte einseitig (mit Baustahl) bewehrte Eisenbetonbalken.<sup>11)</sup> Die

<sup>9)</sup> Eine weitergehende Anwendung des Traglastverfahrens scheint, nach einer Äusserung von Prof. M. Ros' insbesondere mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit, nicht angezeigt.

<sup>10)</sup> F. v. Emperger: Verbundsäulen. „Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Kongress Paris 1932, Vorbericht“.

<sup>11)</sup> F. Stüssi: Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton-Rechteckbalkens. „Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Abhandlungen Band I“, Zürich 1932.

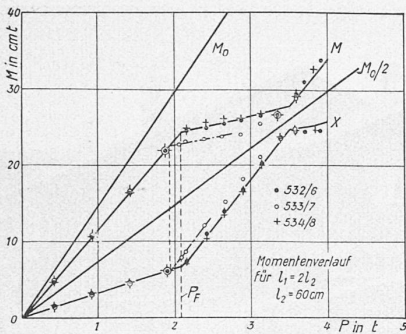


Abb. 4 (links).

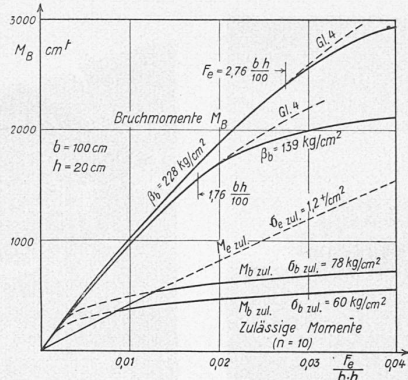


Abb. 5 (rechts).

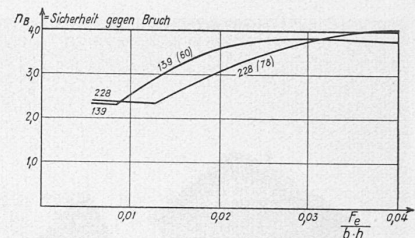


Abb. 6.

Bestimmung seiner Beanspruchungen stellt ein statisch unbestimmtes Problem dar, bei dem das Ebenbleiben der Querschnitte als Elastizitätsbedingung eingeführt wird. Die Gleichgewichtsbedingung lautet, unter Vernachlässigung der Betonzugzone, dass die Druckkraft des Betons gleich der Zugkraft der Armierung sein muss. Aus der Verbindung der beiden Bedingungen für bestimmte Baustoffe, d. h. für bestimmte Spannungsdehnungsdiagramme, ergibt sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und den Elastizitätseigenschaften. An diesem Zusammenhang ist bemerkenswert, dass für die praktisch wichtigen Fälle, d. h. für eine Armierung aus Baustahl bis gegen zwei Prozent bei Normalbeton, und darüber bei hochwertigem Beton, der Bruchzustand des Betons erreicht wird, wenn sich die Armierung im Fließzustand befindet. Dafür wird die Elastizitätsbedingung hinfällig, d. h. es spielt keine Rolle, bis zu welchem Betrag die Eisendehnung anwächst; die Gleichgewichtsbedingung allein genügt zur Bestimmung des Bruchmomentes  $M_B$ , das sich mit den Bezeichnungen  $F_e =$  Bewehrungsquerschnitt,  $\sigma_F =$  Fließbeanspruchung,  $h =$  Nutzhöhe,  $b =$  Plattenbreite,  $\beta_b =$  Prismendruckfestigkeit des Betons direkt anschreiben lässt zu

$$M_B = F_e \sigma_F \left( h - k \frac{F_e \sigma_F}{b \beta_b} \right)^2 \quad (4)$$

wobei  $k$  eine von der Form des Spannungsdehnungsdiagrammes von Beton abhängige Vorzahl von beinahe unveränderlicher Grösse,  $k = 0,55$ , bedeutet. Bei ganz geringen Armierungsprozentätzen ist eine Verfestigung des Eisens möglich, bevor die Betondruckfestigkeit erreicht ist, d. h. das Bruchmoment ist für diese Fälle etwas grösser als nach Gl. 4. Abb. 5 zeigt, bis zu welchen Armierungen bei zwei verschiedenen Betonsorten die Gleichgewichtsbedingung Gl. 4 genau zutrifft. Der Vergleich der Bruchmomente mit den nach Vorschrift auf Grund von  $n = E_e : E_b = 10$  berechneten zulässigen Momenten führt zur Feststellung (Abb. 6), dass die Sicherheit gegen Bruch von nach unsern heutigen Berechnungsmethoden berechneten Eisenbetonbalken in ziemlich weiten Grenzen schwankt.<sup>13)</sup> Die zulässige Beanspruchung ist auch hier kein Masstab für die Bruchsicherheit.

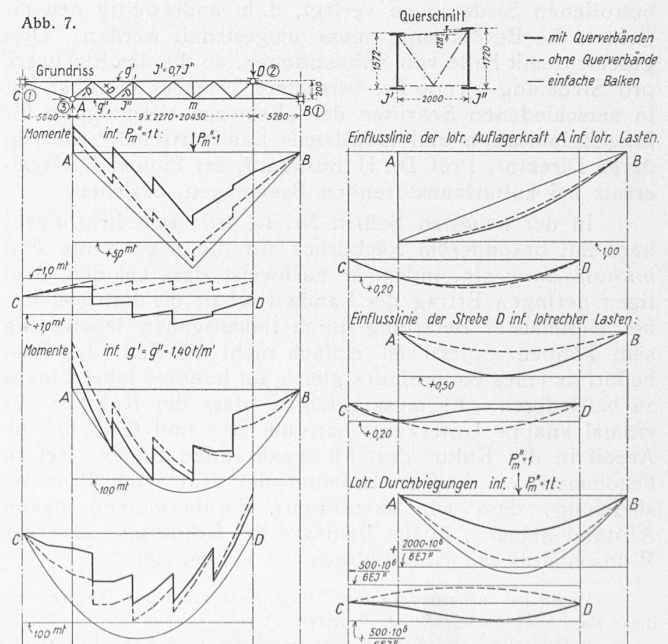
**Schiefe Brücken als Raumtragwerke.**

Es ist üblich, Brückentragwerke zur Vereinfachung der Berechnung in ebene Scheiben zu zerlegen. Die räumlichen Zusammenhänge werden dabei vernachlässigt. Wenn auch in vielen Fällen diese Vereinfachung durchaus zulässig ist, so gibt es andererseits auch Tragwerksformen, bei denen die übliche Berechnung zu falschen Resultaten führt. Ohne auf eine Theorie der räumlichen Tragwerke einzutreten<sup>14)</sup>, sollen doch die Unterschiede zwischen üb-

licher und genauer Berechnung am Beispiel einer schiefen Brücke mit zwei Windverbänden durch einige Momenten- und Einflussflächen (Abb. 7) veranschaulicht werden. Der Zusammenhang des Beispiels mit dem Thema „Neue Verordnung“ ist im speziellen Fall dadurch hergestellt, dass bei der genauen Berechnung die Durchbiegungen stärker abnehmen als die grössten Momente, sodass zu untersuchen war, ob mit Rücksicht auf die Durchbiegungen bei vorgeschriebener kleiner Bauhöhe die zulässigen Beanspruchungen der neuen Verordnung ausgenützt werden durften oder nicht. Bei üblicher Berechnung wäre dies nicht der Fall gewesen.

Die Anordnung von schiefen Brücken kann notwendig werden beim Ersatz bestehender Tragwerke, wenn der zulässige Betriebsunterbruch einen Widerlagerumbau verunmöglicht. Der Hauptnachteil der schiefen Brücken in statischer Beziehung liegt in der ungleichen Durchbiegung der beiden Hauptträger, wodurch bei der Durchfahrt entgegengesetzte Drehbewegungen auftreten. Bei richtiger Bemessung der Verbände können jedoch diese unerwünschten Formänderungen in erträglichen Grenzen gehalten werden. Bei der in Abb. 7 skizzierten Auflagerung mit vier senkrechten und drei wagrechten Auflagerstäben ist das Tragwerk einfach äusserlich statisch unbestimmt, wozu bei vier Zwischenquerverbänden noch weitere vier Unbestimmtheiten treten. Der Einfluss der Zwischenquerverbände äussert sich hauptsächlich darin, dass die Momente in den beiden Hauptträgern weitgehend den (im vorliegenden Fall stark verschiedenen) Trägheitsmomenten angepasst werden. Der Hauptnachteil der üblichen Berechnung liegt darin, dass sie viel zu schwache Verbände ergibt; diese werden nämlich in Wirklichkeit auch durch die lotrechten Belastungen, und zwar ausschlaggebend, beansprucht. Wenn auch bei statisch unbestimmten Tragwerken die Querschnittsverhältnisse die Kräfte im Innern beeinflussen, so tritt doch keine vollständige Anpassung der Kräfte an die

Abb. 7.



<sup>13)</sup> Nach Mitteilung von Prof. M. Roš wurde die Zuverlässigkeit dieser Beziehung an der E. M. P. A. durch 60 bis 70 Bruchversuche mit Abweichungen innerhalb 10% bestätigt.

<sup>14)</sup> Ein zu Abb. 6 analoger Verlauf der Bruchsicherheit ist auch bei hochwertiger Bewehrung festzustellen. Vgl. P. Abeles: Ueber die Verwendung hochwertiger Stoffe im Eisenbetonbau. „Beton und Eisen“ 1935.

<sup>15)</sup> Es sei hier etwa auf H. Schwyzer: Statische Untersuchung der aus ebenen Tragflächen zusammengesetzten räumlichen Tragwerke, Diss. E. T. H. 1920, verwiesen.



Abb. 1. Etzelwerk-Neusiedlung im ländlichen Charakter.

Querschnitte ein. Bei gewöhnlicher Berechnung würden deshalb dauernd Ueberbeanspruchungen in den Verbänden auftreten, die bei Eisenbahnbrücken, bei denen die rechnermässigen Verkehrslasten auch tatsächlich auftreten, unbedingt zu vermeiden sind.

Der Hinweis auf die Notwendigkeit einer vermehrten Beachtung der räumlichen Zusammenhänge ist durchaus nicht neu.<sup>15)</sup> Das Beispiel der Abb. 7 dürfte aber durch die zahlenmässige Veranschaulichung der Verhältnisse dazu beitragen, dass bei abnormalen Tragwerksformen Voraussetzungen und Zulässigkeit der angewandten Berechnungsmethoden in vermehrtem Masse überprüft werden.

(Schluss folgt.)

## Die Schafhalde, eine landwirtschaftliche Primitivsiedlung bei Einsiedeln.

Projektverfasserin: Schweiz. Vereinigung für Innenkolonisation mit Architekt MARC PICCARD, Zürich und Lausanne.

### DAS WIRTSCHAFTLICHE BEDÜRFNIS.

Infolge der Erstellung des Stausees für die Wasserkraftanlage „Etzelwerk“<sup>1)</sup> östlich von Einsiedeln werden etwa 1100 ha landwirtschaftlich genutztes Land mit 356 Gütern überstaut; bei 130 dieser Heimwesen kommen auch die Gebäude unter Wasser. Wenn es sich dabei auch vorwiegend um Streuland handelt, so ist dieser Ausfall an Kulturland doch beträchtlich; vor allem müssen die davon betroffenen Siedlungen verlegt, d. h. anderweitig neu errichtet, die Bevölkerung muss umgesiedelt werden. Dies geschieht mit Hilfe von Subventionen, an die das Etzelwerk pro Siedlung 25 000 Fr. beisteuert. Näheres hierüber hat in verschiedenen Schriften der „Schweiz. Vereinigung für Innenkolonisation und industrielle Landwirtschaft“ (Zürich) deren Direktor, Prof. Dr. H. Bernhard, der Pionier für Realersatz bei kulturlandstörenden Bauanlagen, berichtet.

In der neuesten Schrift Nr. 49 setzt sich Prof. Bernhard mit besonderem Nachdruck für die sogenannte *Primitivsiedlung* ein, indem er nachweist, dass bei dem heutigen geringen Ertrag der Landwirtschaft die Betriebe nur bei minimalster Belastung durch Bauausgaben lebensfähig sein können. „Jetzt ist einfach nicht die Zeit, das Baubedürfnis eines Bauernhofes gleich auf hundert Jahre hinaus zu befriedigen. Es muss genügen, dass der Kolonist für einmal knappe Unterkunft hat, um Zeit und Geld für die Arbeit in der Kultur des ihn ernährenden Bodens frei zu bekommen . . . . Das bedeutet der Ruf nach Primitivsiedlung, dass wir mindestens vorübergehend davon Abstand nehmen, in der Baufrage des Kolonisationswerkes Wünschbares mit Notwendigem zu verwechseln.“

<sup>15)</sup> So hat insbesondere Prof. Dr. A. Rohm schon vor längerer Zeit diese Forderung nachdrücklich vertreten.

<sup>1)</sup> Darstellung des Bauprojektes in Bd. 94, S. 299\* (14. Dez. 1929).

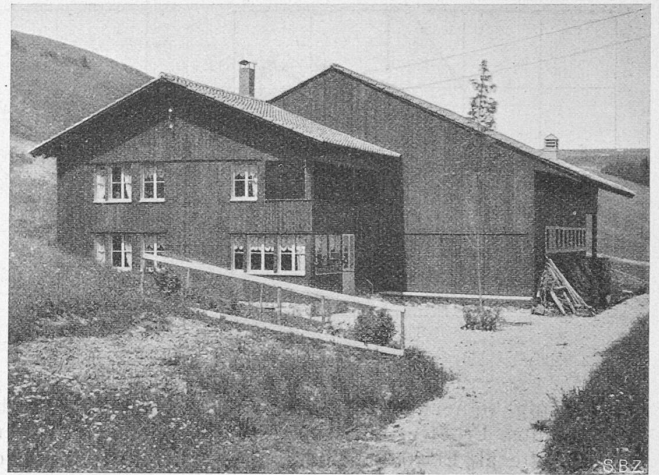


Abb. 2. Primitiv-Siedlung „Schafhalde“ der Etzelwerk-Umsiedlung.

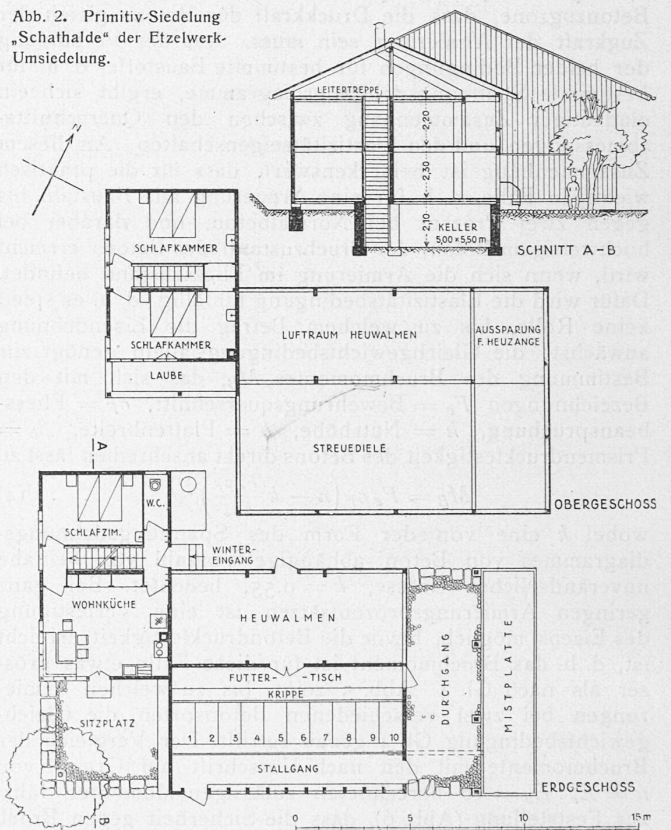


Abb. 3. Schafhalde, Schnitt und Grundrisse 1 : 300.

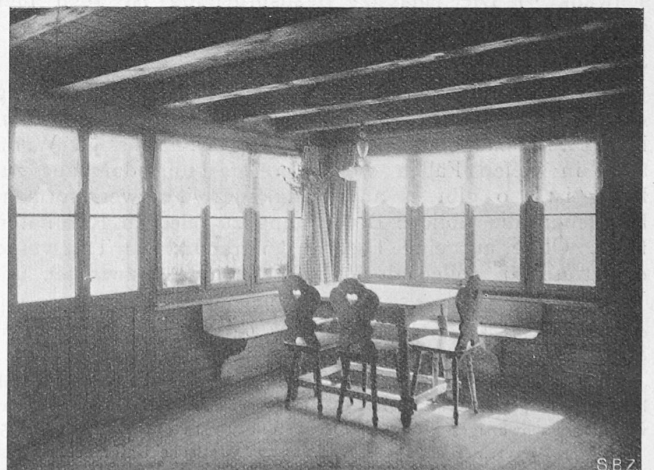


Abb. 4. Fensterecke in der Wohnküche, die die Stube ersetzt.