

Zeitschrift:	Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	115/116 (1940)
Heft:	7
Artikel:	Die statische Berechnung der neuen Kräzernbrücke bei St. Gallen
Autor:	Meyer-Zuppinger, Max
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-51231

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: 18.02.2026

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

Die statische Berechnung der neuen Kräzernbrücke bei St. Gallen

Von MAX MEYER-ZUPPINGER, Chef-Ing. der Firma Ch. Chopard, Zürich (Schluss von S. 67)

c) Verkehrslasten

Obwohl sich der Einfluss der monolithischen Brückenkonstruktion infolge des Bauvorganges auch auf die Schnittkräfte aus Eigengewicht auswirkt (siehe Abb. 4a und 4g), ist natürlich der Einfluss in Bezug auf die Verkehrslasten weit bedeutender. Die in der Literatur häufig vertretene Ansicht, die übliche Berechnung ergebe durchwegs zu grossen Beanspruchungen, trifft für die Verkehrslasten nicht zu; auch bei den Bogenrippen nicht (Abb. 4h und 4i) und noch weniger bei den Fahrbahnträgern (Abb. 14). Während die Stützungen I und I' sowie die Stützungen II und II' als starr angesprochen werden können, zeigen alle übrigen ausgesprochen elastisches Verhalten. Entsprechend werden die Trägermomente usw. grösser als nach der üblichen Berechnung auf starren Stützen. Für die gleiche Nutzlast p in t/m werden sie bis 245 % (im Feld III bis IV und III' bis IV') bzw. bis 113 % (Stützen III und III') grösser als bei starrer Stützung.

Tatsächlich kann der Unterschied nicht so gross sein, weil offenbar der *Stosszuschlag* φ_3 bei starrer Stützung grösser sein muss, als bei elastischer Stützung. Für die Bogenrippen ist der Stosszuschlag (8,3 %) in Funktion der Bogenspannweite richtig definiert; bei den elastisch gestützten Fahrbahnträgern hingegen kann diese Definition nicht mehr volle Gültigkeit besitzen; der Verfasser definierte deshalb diesen Stosszuschlag in Funktion



Abb. 8. Plastik von EMILIO STANZINI, Zürich, im Manegg-Friedhof

als bei starrer

der variablen Belastungslänge s , die sich aus den Einflusslinien ergibt (Abb. 12c und 13c), bis Versuche darüber Klarheit schaffen werden. Solche werden in Zukunft nicht nur die Ermittlung der Stossziffer der Bogenkonstruktion, sondern auch diejenige der Fahrbahnträger zum Ziel haben müssen.

Es stellt sich die Frage, in welchen Fällen die genaue Berechnung, die also das Zusammenwirken von Bogen und Fahrbahn einschliesst, praktisch notwendig wird. Dafür können vorläufig folgende Bedingungen gelten:

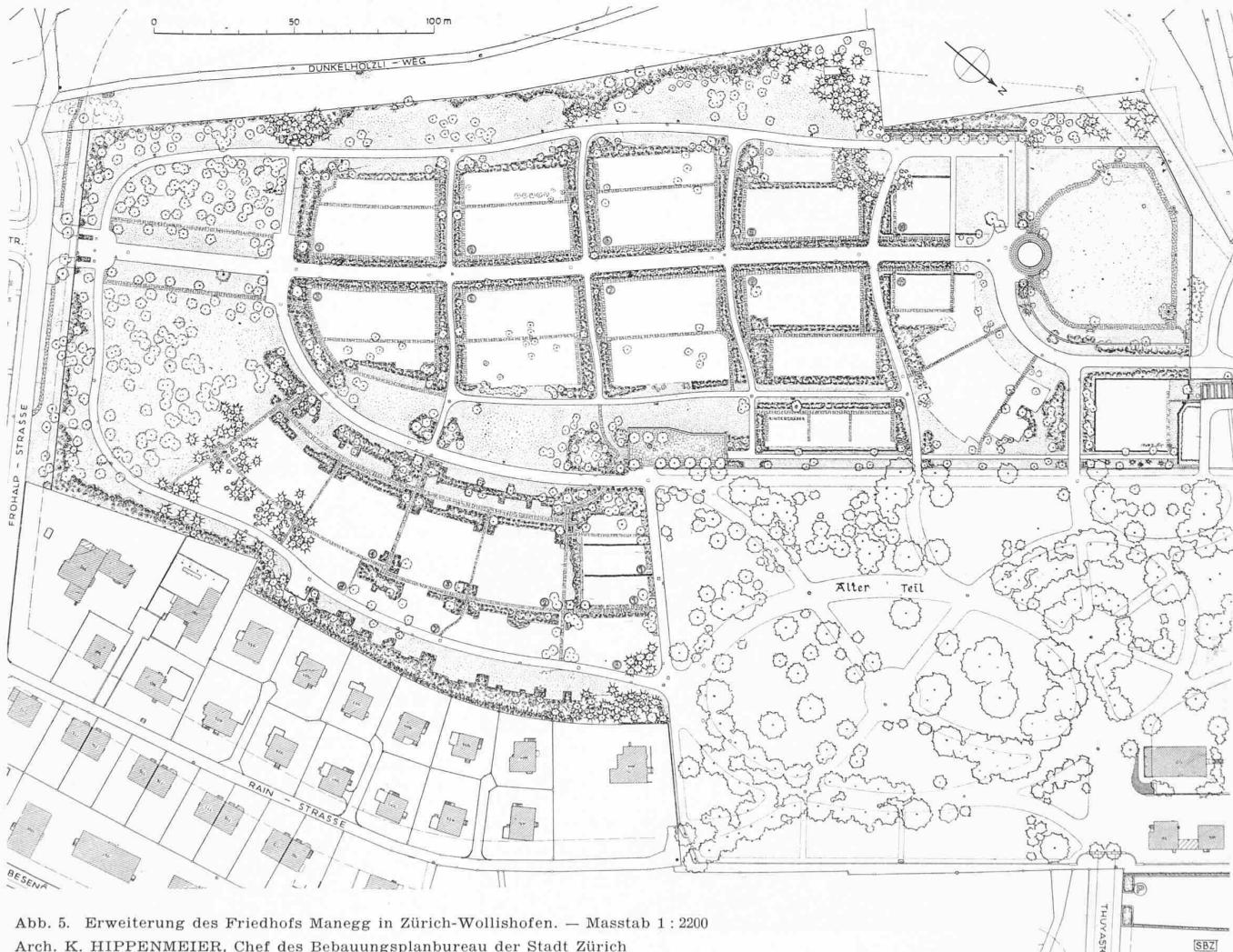


Abb. 5. Erweiterung des Friedhofs Manegg in Zürich-Wollishofen. — Maßstab 1:2200

Arch. K. HIPPENMEIER, Chef des Bebauungsplanbureau der Stadt Zürich

Erweiterung des Friedhofs Manegg in Zürich. Architekt Konrad Hippenmeier



Abb. 7. Stele von LEO BERGER, Zürich

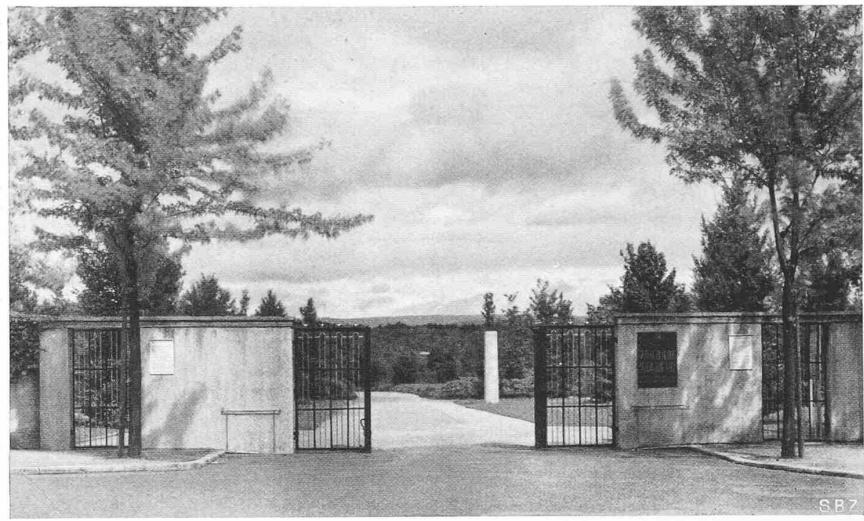


Abb. 6. Neuer Haupteingang an der Frohthalpstrasse

$$V_J = \frac{J_{FB}}{J_s} \geq 0,5, \text{ wenn } \lambda = \frac{l}{L} \leq \frac{1}{10} \text{ und } V_J \geq 1,0, \\ \text{wenn } \lambda \geq \frac{1}{6} \text{ bis } \frac{1}{9}$$

Ausserdem spielt das Verhältnis $n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi k}$ und dasjenige der Verkehrslasten zum Eigengewicht eine Rolle.

d) Wind senkrecht zur Brücke

Bei Zwillingsrippenbogen ist die erforderliche Seitensteifigkeit (Knicken aus der Ebene) von grosser Bedeutung. Seitliche Knickgefahr entsteht insbesondere durch Seitenbelastung (Wind); es wurden daher die Beanspruchungen der Gewölberippen aus Seitenwind im «Bauzustand», d. h. ohne die verstieifende Wirkung der Fahrbahnplatte, und im «definitiven Zustand», d. h. für die fertiggestellte Brücke untersucht.

Seitenwind im «Bauzustand». Vorschriftsgemäss ist eine Windlast von 150 kg/m^2 anzunehmen. Da das Problem für scheitelsymmetrische Bogen zwölffach unbestimmt ist, wurde die zulässige Annahme gemacht, dass der Wind gleichzeitig mit je 75 kg/m^2 auf *beide* Rippenbogen wirke, wodurch die Zahl der Unbekannten halbiert wird; die sechs Elastizitätsgleichungen zerfallen in zwei voneinander unabhängige Gruppen zu drei Gleichungen, wobei die Verschiebungsgrössen der einen Gruppe aus den üblichen Untersuchungen bekannt sind.

Das Rechnungsergebnis ist in Abb. 15 zur Darstellung gebracht. Für den freistehenden Rippenbogen ergibt sich im Scheitel eine einzige Unbekannte, das Tangentialmoment $M_s^e = 112 \text{ mt}$ (Abb. 15 c) mit dem gestrichelt eingezeichneten Verlauf; das Torsionsmoment M_t ist dasjenige eines statisch bestimmten eingespannten Kragbogens der halben Bogenstützweite (Abb. 15 c, gestrichelte Kurve). Durch die Koppelung von zwei Bogenrippen

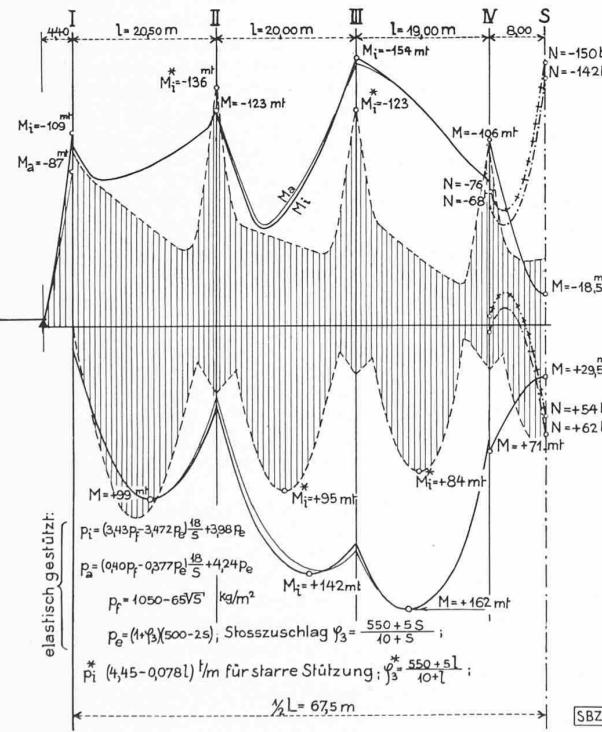


Abb. 14. Grenzwerte der Verkehrsmomente für den innern und äussern Fahrbahnträger für starre Stützung (schraffiert), und für elastische Stützung einschl. zugeordnete Normalkräfte im Scheitelstück

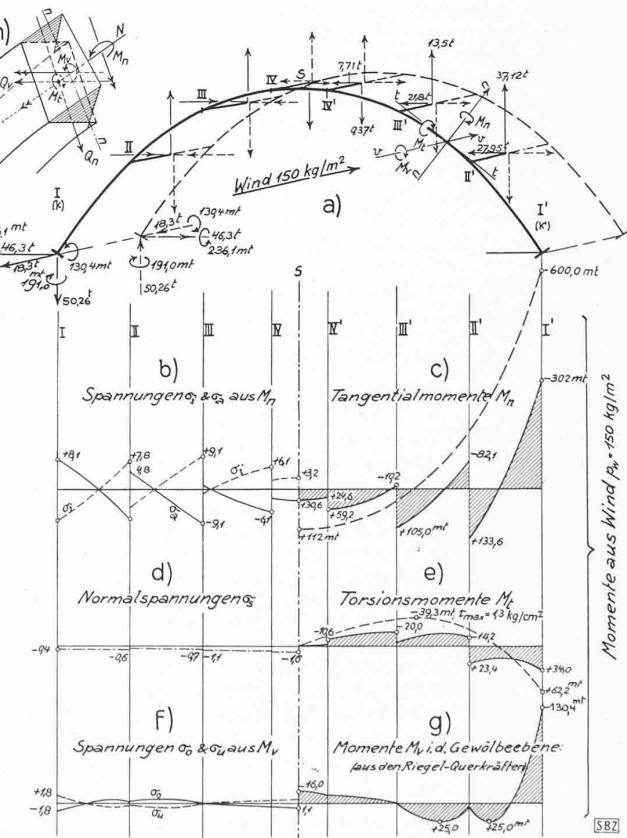


Abb. 15. Wirkung des Windes senkrecht zur Brücke

durch sechs Querrippen entstehen die schraffierten Momentenflächen (Abb. 15c und 15e), sowie eine weitere Momentenart M_v (Abb. 15g) als Folge von vertikalen Querriegelreaktionen, und infolgedessen auch noch Normalkräfte, sodass in einem Bogen schnitt die Kräfte und Momente der Abb. 15 h wirken. Entsprechend wird auch die gesamte Konstruktion erheblich verstellt: für 150 kg/m^2 Wind auf die freistehende Bogenrippe ist die horizontale Scheiteldurchbiegung $25,4 \text{ cm}$ ($E_b = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$) und für die gleiche Windlast, aber auf gekoppelte Zwillingsbogen verteilt, nur noch $2,4 \text{ cm}$ ($E_b = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$). Entsprechend erhöht sich die seitliche Knicksicherheit, nämlich um $K = \frac{25,4}{2,4 \cdot 2} = 5,3$ schon bei sechs Querriegeln. Zur Auswertung für

die Dimensionierung der Querriegel wurden 150 kg/m^2 Wind auf jede Bogenrippe angenommen. Zusammen mit andern, die Bogenriegel beanspruchenden Belastungen, ergab dies eine sehr starke Armierung der Riegel (Abb. 8, Seite 50).

Seitenwind im «definitiven Zustand». Hier wirkt die Fahrbahnplatte als Windverband zusammen mit den Zwillingsbogenrippen an der Windaufnahme mit. Infolge der Horizontalverschieblichkeit der Windrahmenköpfe ergibt sich zufällig beinahe die gleiche Seitensteifigkeit der Bogen und der Fahrbahnkonstruktion, sodass die zwischen beiden Konstruktionen ausgetauschten Reaktionen aus Seitenwind klein sind. Je nach den möglichen Annahmen über den Elastizitäts-Modul der Bogenrippen zu denen der Fahrbahnkonstruktion schwankt das maximale (horizontal wirkende) Windmoment im Fahrbahnscheitel zwischen 738 und 1055 mt ; es kann durch die Gurtarmierungen in den verstärkten Gehwegkonsolen gut aufgenommen werden.

e) Die Knicksicherheit der Zwillingsbogenrippen

Nach dem Absenken des Lehrgerüstes begann der Aufbau der Pfeiler und der Fahrbahnkonstruktion, entsprechend einem auch statisch genau untersuchten Bauprogramm. Dies ist von Bedeutung, weil, infolge des monolithischen Charakters des Bauwerkes, Knicken nur während dieser Bauvorgänge in Frage kommen kann. Entsprechend ist die Knicksicherheit aus der maximalen Bogenkraft während dieses Bauabschnittes abzuleiten; sie beträgt 1240 t . Die Knicksicherheiten, die wir hier anführen, sind auf Grund eines $E_b = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ berechnet worden; tatsächlich sind sie beträchtlich höher anzunehmen, nachdem aus den Belastungsversuchen sich für die Bogenrippen ein $E_b = 4,65 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ ergibt. Außerdem wies der durchwegs pervibrierte Beton P 350 hohe Festigkeiten (Mittel um 450 kg/cm^2) auf.

Für das Knicken in der Bogenebene ergibt sich eine Knickkraft pro Bogenrippe von 17500 t und somit eine $14,3$ -fache Knicksicherheit für zentrisches Knicken, und für exzentrisches Knicken eine zul. Axialspannung von 44 kg/cm^2 gegenüber einer vorhandenen von max. 32 kg/cm^2 .⁷⁾

Die Sicherheit gegen das Knicken aus der Bogenebene berechnet sich aus derjenigen eines freistehenden Rippenbogens; sie ist $\frac{H_k}{H_s \text{ vorh.}} = \frac{2050}{1240} = 1,65$ -fach. Somit ist die Knicksicherheit der gekoppelten Rippenbogen (s. oben) $s_k = 1,65 \cdot (1+k) = 1,65 \cdot (1+5,3) = 10,5$ -fach; für exzentrisches Knicken ergibt sich ein σ_k zul. = 53 kg/cm^2 gegenüber einem vorhandenen $\sigma_s = 32 \text{ kg/cm}^2$.

In obigen Werten ist der Einfluss der Kämpferwand (Abb. 4a) nicht enthalten; er äussert sich in der Erhöhung der Knicksicherheit um 22% , sodass die Knicksicherheiten in beiden Ebenen praktisch gleich gross sind.

f) Versuchsergebnisse am ausgeführten Bauwerk.

Die während der Lehrgerüstabsenkung gemachten Beobachtungen stimmen mit den Ergebnissen der Berechnung nicht überein (Abb. 4b und Abb. 16, strichpunktige Biegungslinie): Die beobachtete Bogenkraft erreichte nur rd. 595 t , gegenüber der auf 670 t berechneten; selbst wenn man Schwinden und die Temperaturabnahme in Rechnung setzt, beträgt die beobachtete Bogenkraft nur $\frac{1}{10}$ der berechneten. Dies steht im Einklang mit der Beobachtung, dass sich der ausgerüstete Zustand nur unter Schwierigkeiten erreichen liess. Auch die durch das Katasterebureau in St. Gallen von der bestehenden Strassenbrücke aus gemachten Deformationsbeobachtungen ergaben grössere Durchbiegungen als die berechneten in Abb. 16. Im Zusammenhang mit obiger Feststellung ist dies möglich, da der Durchbiegungsanteil der Exzentrizitätsmomente prinzipiell gross ist, im Vergleich zu denjenigen aus der Normalkraft allein, und sich beim Ausrüsten im Scheitel grosse positive Momente beobachten liessen.

⁷⁾ Die max. Axialspannung im Scheitel, nach der «üblichen Berechnung» würde 39 kg/cm^2 erreichen; zul. wären mit $e \text{ max} = \frac{+460 \text{ mt}}{1508 \text{ t}} = 0,305 \text{ m}$, $\sigma_k \text{ zul.} = 37 \text{ kg/cm}^2$.

Zur statischen Berechnung der Kräzernbrücke

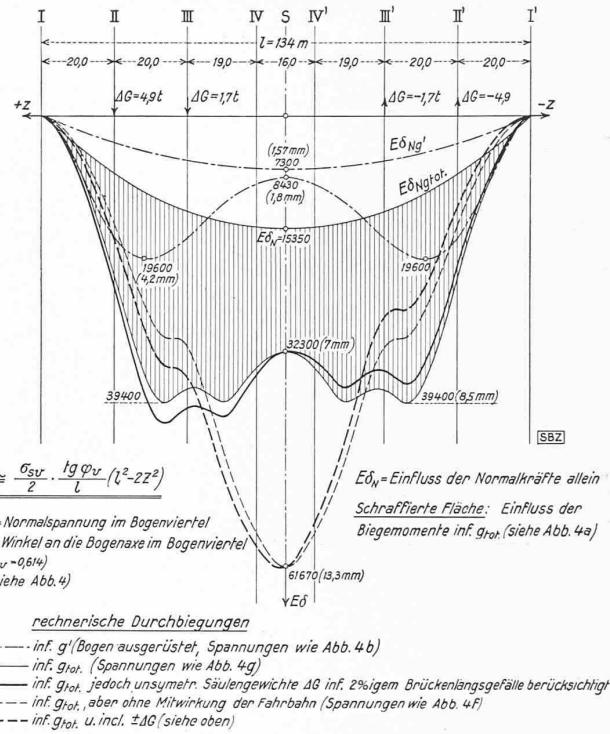


Abb. 16. E-fache Durchbiegungen des Bogens infolge Eigengewicht $E = 465000 \text{ kg/cm}^2$, aus Belastungsversuch

Sehr gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Beobachtung ergab hingegen der Belastungsversuch (Abb. 4e), wenn man von zwei Beobachtungen (σ_u im Viertel links und σ_u im Scheitel) absieht, die eliminiert werden müssen, weil sie eine rd. doppelt so grosse Bogenkraft ergeben würden, als die im übrigen beobachtete von $\frac{59,5 \text{ t}}{2}$, und die mit der errechneten von $\frac{62,4 \text{ t}}{2}$ sehr gut übereinstimmt.

Der aus der beobachteten und der berechneten Durchbiegung bestimmte mittlere Elastizitätsmodul von $4,65 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ der Bogenrippe stimmt mit dem am Betonprismen ermittelten gut überein; jedoch sind die ermittelten Betonfestigkeiten wesentlich kleiner, als sie sich aus der E.M.P.A.-Formel für E_b ergeben würden; dass dies der Fall sein muss, hat Prof. Bolomey, Lausanne, in einem Vortrag kürzlich nachgewiesen.⁸⁾

Arbeitsbeschaffung im Jura

Eine Anregung von Dipl. Ing. J. H. ECKERING, Basel

In diesen Zeiten des Nervenkrieges und der Umwertungen ist man schon an allerhand gewöhnt worden. Noch vor wenigen Monaten wäre die von der höchsten Stelle verkündete Devise: «Arbeit à tout prix!» nicht denkbar gewesen. Jetzt seien «Neue Methoden» einzuschlagen, in Kommissionen u. dgl. dürfe nicht mehr so viel politisiert werden usw. Neuere Methoden dürfen wohl in der finanz-politischen Richtung gefunden werden müssen. In technischer und wirtschaftlicher Richtung dagegen soll schliesslich jedes Bauvorhaben vor der Inangriffnahme ausgereift sein. Arbeit à tout prix darf nicht ein Schlagwort sein oder werden.

Wenn man die Mittel nicht scheut, kann man leicht Arbeit beschaffen. Man kann jedoch dem einen Volksteil dadurch helfen, einen andern aber ruinieren und das will niemand. Ein sprechendes Beispiel bildet der Wohnungsbau. Wollte man heute wahllos in überdimensionierten Grossstädten noch den Mietwohnungsbau forcieren, man würde den gegenteiligen Zweck erreichen. Man würde bei kleinen Leuten über unsren schon hohen Standard künstlich Ansprüche und Bedürfnisse züchten und anderseits vielen Kleinbesitzern ganz den Garaus machen. In der Stadt wohnt man heute meistens schon recht gut, viel schlimmer steht es damit vielerorts auf dem Lande. Und treffen's hier die Menschen nicht gut, hat's das Vieh nicht noch schlimmer? Für das gesunde Wohnen von Mensch und Vieh auf dem Lande ist noch viel, viel Arbeit notwendig.

⁸⁾ Juni 1939: «Le module d'élasticité du béton» (Bulletin Techn.).