

Bauplatzstatik

Autor(en): **Moser, Arnold**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **65/66 (1915)**

Heft 24

PDF erstellt am: **19.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-32250>

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.

Bauplatzstatik.

Von Dr. Arnold Moser, Ingenieur, Privatdozent an der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich.

Vorwort.

Die einfachen Dimensionierungsverfahren für die wichtigsten Grundelemente der Konstruktionen, Balken und Säulen, die im folgenden unter dem Sammelnamen „Bauplatzstatik“ veröffentlicht werden, sind bereits in den Jahren 1905 bis 1908 entstanden. Da in der mir bekannten technischen Literatur nichts Ähnliches zu finden ist, habe ich mich nun entschlossen, diese Faustregeln in ihrem letzten Entwicklungsstadium hiermit den Herren Kollegen, insbesondere auch den Architekten zum gelegentlichen Gebrauche zu übergeben.

Diese Regeln erlauben, mit einem geringen Aufwand an Zeit und Mühe sogar schwierigere statische Berechnungen ohne weiteres entweder im Kopfe oder mit Hilfe eines gewöhnlichen Rechenschiebers auf dem Bauplatze auszuführen.

Es sei aber dabei ganz ausdrücklich betont, dass der Zweck meiner „Bauplatzstatik“ nicht etwa die Verdrängung der sogenannten „genauen“ statischen Untersuchung der Baukonstruktionen sein will und kann; im Gegenteil: ich hoffe mit dieser Waffe das auf dem Bauplatz übliche gelegentliche Dimensionieren von Trägern und Stützen durch blosses Schätzen endlich durch ein wenn auch noch so einfaches Rechnen zu ersetzen.

Durch die systematische Anwendung der „Bauplatzstatik“ wird sich zudem das „statische Denken und Empfinden“ jedes Konstrukteurs stark entwickeln, und damit sein Interesse für die eigentliche Baustatik in gleichem Masse zunehmen. Beim Studium der wissenschaftlichen Begründung dieser Faustregeln wird sich ohne Zweifel mancher Konstrukteur fragen, ob sie nicht auch am Zeichnungstische gute Dienste leisten könnten. Und da kann man ihm getrost sagen: Die Methoden der Bauplatzstatik sollten überall da angewendet werden, wo man entweder keine bessern kennt, oder anwenden kann!

Die vorliegende Abhandlung gliedert sich naturgemäss in zwei Hauptabschnitte: Im ersten wird die Dimensionierung der üblichen Holzbalken und Walzträger, im zweiten diejenige der Stützen aus Holz, I-I-Eisen und Gusseisen angegeben und durch zahlreiche charakteristische Zahlenbeispiele erläutert.

I. Hauptabschnitt.**Die Dimensionierung der üblichen auf Biegung beanspruchten Balken.****A. Allgemeine Methode.**

1. Es wird zuerst die Tragfähigkeit eines Balkens bestimmten Querschnittes, der in seiner Mitte eine Einzellast zu tragen hat, bei 1,00 m Stützweite berechnet und durch ein Bild dargestellt, das sich durch seine Plastik dem Gedächtnis unauslöschlich einprägen wird.

2. Bei 1 Meter Stützweite (Abb. 1) kann ein Balken gleichen Querschnittes in seiner Mitte eine l -mal kleinere Last P tragen.

3. Die Tragfähigkeit eines beliebig anders belasteten Balkens lässt sich mit Hilfe der Abb. 2 bis 10 bestimmen. Dort ist die Tragfähigkeit angegeben, wenn unter P die im Mittelpunkt des 1 Meter langen Balkens (Abb. 1) angreifende Einzellast verstanden wird.

B. Dimensionierung der I-Eisen-Träger.

(Deutsche Normalprofile).

Gewöhnlich wird die Tragfähigkeit eines beliebigen Balkens mit Hilfe der bekannten Navier'schen Gleichung $M = \sigma \cdot W$ bestimmt. Hierin bedeuten M das grösste Biegemoment, σ die zulässige Beanspruchung des Trägermaterials und W das in Frage kommende Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes. Für einen I-Träger von 1,00 m Länge (Abb. 11) erhält man z. B.:

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{P \cdot 100}{4} = \sigma \cdot W$$

woraus

$$P = \frac{4 \cdot \sigma}{100} W \quad (1)$$

Soll diese Formel zur Bestimmung der „rechnerischen“ Tragfähigkeit eines I-Eisenträgers verwendet werden, so ist die Kenntnis des Widerstandsmomentes sämtlicher I-Eisen-Normalprofile erforderlich. Aus diesem Grunde ist sie nicht bauplatzmässig verwendbar.

Der funktionelle Zusammenhang zwischen Höhe und Tragfähigkeit eines I-Trägers (immer deutsche Normalprofile vorausgesetzt) möge nun näher untersucht werden. Die Widerstandsmomente sämtlicher I-Träger werden zuerst auf die Form gebracht:

$$W = \frac{h^3}{Z_1} \quad (2)$$

Hierin bedeuten: h die Höhe des I-Trägers in cm und Z_1 eine reine Zahl, die von der Höhe des Profils abhängig ist.

Durch Einsetzen des Wertes (2) in Formel (1) entsteht:

$$P = \frac{4 \sigma}{100} \frac{h^3}{Z_1} = \frac{4 \sigma}{100 \cdot Z_1} \cdot h^3 \quad (3)$$

Diese Formel liefert P in Tonnen, wenn σ in t/cm^2 und h in cm eingesetzt sind.

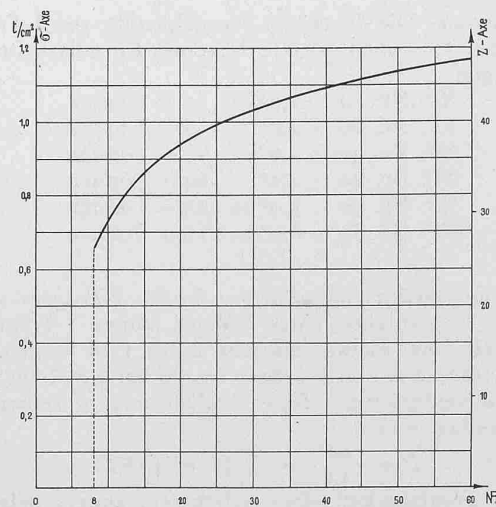


Abb. 12.

In Abbildung 12 sind die Zahlen Z_1 dargestellt und durch eine Kurve verbunden worden. Wie ersichtlich, nehmen diese Zahlen mit der Profilhöhe langsam zu.

Es ist allgemein üblich, der zulässigen Beanspruchung des Materials σ einen *festen Wert* beizulegen. Der Einfachheit halber wird gewöhnlich $1,0 \text{ t/cm}^2$ angenommen. Zur Erreichung unseres Zweckes, der Aufstellung einer bauplatzmässigen Form der Berechnungs-Formel, also ebenfalls der Einfachheit halber, soll nun ein anderer Weg eingeschlagen werden, nämlich durch die Einführung einer mit der Profilhöhe *veränderlichen* zulässigen Spannung. Man

Wie stark muss ein freiaufstehender I-Träger sein, um bei $5,4 \text{ m}$ Stützweite in seiner Mitte eine Einzellast von $4,5 \text{ t}$ tragen zu können? Das gesuchte Profil muss bei $1,00 \text{ m}$ Stützweite $5,4$ -mal mehr tragen können:

$$P_{1,00} = 5,4 \cdot 4,5 = 24,3 \text{ t.}$$

Von hier an können wir zwei verschiedene Wege einschlagen: die gesuchte Profilhöhe wird entweder durch Probieren oder mit gewöhnlichem Rechenschieber bestimmt.

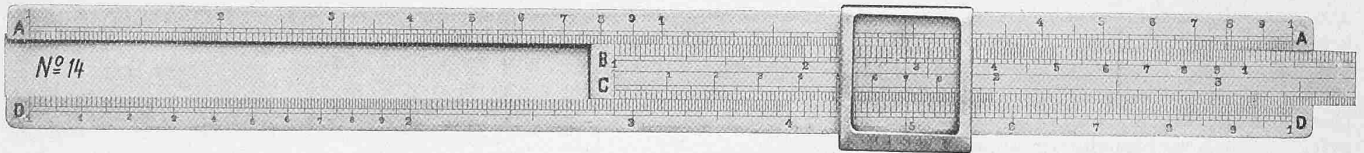


Abb. 14. Rechenschieberlösung des ersten Zahlenbeispiels.

kann σ z. B. derart veränderlich annehmen (Abb. 12), dass der Koeffizient von h^3 in Formel (3) gleich $0,001$ wird.

In diesem Falle geht die Formel (3) in folgende über:

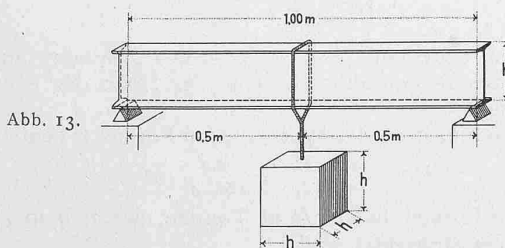
$$P = 0,001 \cdot h^3 \quad (4)$$

Wird nun h in Dezimetern, statt in Zentimetern eingeführt, so entsteht endlich die bauplatzmässige Form der Gleichung für die Berechnung der auf Biegung beanspruchten I-Träger nach deutschen Normalprofilen:

$$P = h^3 \quad (5)$$

Daraus wird P in Tonnen erhalten, wenn h in Dezimetern eingesetzt wird. Diese Formel (5) ermöglicht, die Tragfähigkeit eines $1,00 \text{ m}$ langen I-Trägers durch ein einfaches Bild (Abb. 13) darzustellen. Das heisst: *Ein I-Träger von $1,00 \text{ m}$ Stützweite kann in seiner Mitte eine Einzellast tragen, die durch einen Würfel dargestellt wird, dessen Kantenlänge gleich der Trägerhöhe ist, und dessen Litergewicht $1,0$ Tonne beträgt.*

Auf die dabei gemachte Voraussetzung eines unkonstanten Festigkeits-Koeffizienten kommen wir in einlässlicher Begründung zurück.



Beispiele. Die deutschen Normalprofile von I-Trägern können bei $1,00 \text{ m}$ Stützweite folgende Einzellast in ihrer Mitte tragen:

NP. Nr. 10	= $1,0^3$	= 1,0 Tonnen
NP. Nr. 20	= $2,0^3$	= 8,0 Tonnen
NP. Nr. 30	= $3,0^3$	= 27,0 Tonnen
NP. Nr. 40	= $4,0^3$	= 64,0 Tonnen
NP. Nr. 50	= $5,0^3$	= 125,0 Tonnen
NP. Nr. 60	= $6,0^3$	= 216,0 Tonnen

Tragfähigkeit eines beliebig langen I-Trägers.

Die Tragfähigkeit eines l Meter langen I-Trägers ist bekanntlich l -mal kleiner als jene eines 1 m langen.

Es trägt also ein I-Träger Nr. 28 bei $4,8$ Meter Stützweite und beiderseitiger freier Auflagerung in seiner Mitte eine Einzellast von

$$P = \frac{2,8^3}{4,8} = \frac{21,95}{4,8} = 4,56 \text{ t.}$$

Die Tragfähigkeit eines beliebigen, anders belasteten oder beidseitig eingespannten I-Balkens lässt sich wieder auf Grund der in den Abb. 2 bis 10 dargestellten Beziehungen unschwer bestimmen. Man kann aber auch das sogenannte direkte Dimensionieren vornehmen, wie an folgendem Zahlenbeispiel gezeigt werden möge.

Im ersten Fall wäre z. B. folgendermassen vorzugehen: NP. 30 trägt $3,0^3 = 27 \text{ t}$ in seiner Mitte, bei $1,00 \text{ m}$ Stützweite. Das gesuchte Profil muss also etwas kleiner sein. Wir probieren Nr. 29: dessen Tragfähigkeit ist $2,9^3 = 24,4 \text{ t}$. Dieses Profil ist also das richtige.

Im zweiten Fall wird die Kubikwurzel der Zahl $24,3$ mit dem Rechenschieber folgendermassen bestimmt (Abbildung 14): Der Haarstrich des Glasläufers wird auf die Zahl $24,3$ der Skala A eingestellt. Nun wird die Zunge des Rechenschiebers so lange nach rechts verschoben, bis die Zahl der Skala B, welche unter dem Haarstrich des Läufers erscheint, gleich ist derjenigen der Skala D, die sich unter dem 1 der Skala C befindet. Im vorliegenden Falle erhalten wir in der in Abb. 14 gezeichneten Stellung der Zunge $2,9 \text{ dm}$, somit die gesuchte Profilnummer 29.

Bei komplizierteren Belastungsfällen wird es sich empfehlen, zuerst das grösste Bieugungsmoment in mt zu bestimmen, um dann die I-Trägerhöhe in dm mit Hülfe der Formel

$$h = \sqrt[3]{4 \cdot M}$$

zu berechnen.

Zur Einführung eines unkonstanten Festigkeits-Koeffizienten.

Die obigen Zahlenbeispiele zeigen, auf wie einfache Weise die Dimensionierung eines I-Trägers bewerkstelligt werden kann durch die Einführung eines mit der Profilhöhe langsam zunehmenden Koeffizienten der zulässigen Spannung.

Bei oberflächlicher Betrachtung scheint diese Annahme mit der Wirklichkeit im Widerspruch zu stehen. So haben z. B. die Versuche von Prof. L. Tetmajer¹⁾ gezeigt, dass die Spannungen an der Elastizitäts- und an der Biegegrenze, wie auch die Bruchspannungen, mit zunehmender Profilhöhe langsam abnehmen. In Abbildung 15 sind die Tetmajer'schen Resultate graphisch dargestellt.

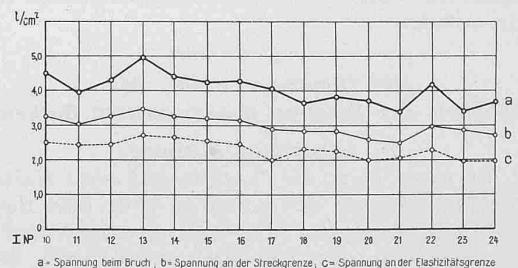


Abb. 15.

In seinen Versuchen vom Jahre 1904 ist Prof. F. Schüle zu einem ähnlichen Ergebnis gekommen.²⁾

¹⁾ „Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am Eidg. Polytechnikum in Zürich“. 3. Heft: Methoden und Resultate der Prüfung von Eisen und Stahl und anderer Metalle. (1886).

²⁾ Vergl. „Schweiz. Bauzeitung“, Bd XLIII S. 261 (28. Mai 1904).

Diese letzteren Versuche dürfen von keinem ernsthaften Konstrukteur übersehen werden, denn sie sind von eminenter Wichtigkeit, sowohl vom rein praktischen, als vom rein theoretischen Standpunkt aus betrachtet. Sie zeigen uns einerseits, dass man bei gleichmässig belasteten I-Trägern mit einer effektiven Bruch-Spannung von etwa $2\frac{1}{2} t/cm^2$ rechnen muss, andererseits dass die üblichen Dimensionierungs-Verfahren der I-Träger, wenn sie auch

fläche der verschiedenen I-Normalprofile an. Abb. 17 gibt die prozentuelle Abnahme des Widerstandsmomentes eines I-Trägers an, wenn an seinem Kopf und an seinem Fuss eine Eischicht von je 1 mm abrostet.

3. Unsere Annahme eines mit der Profil-Nr. wachsenden σ berücksichtigt ferner den *ungleichen Einfluss der Walzfehler* auf die verschiedenen Profile. Die I-Träger werden bekanntlich so genau als möglich gewalzt. Diese Genauig-

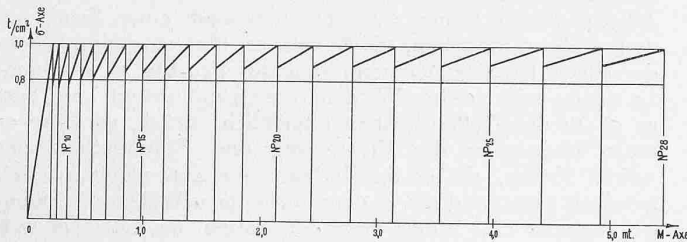


Abbildung 18.

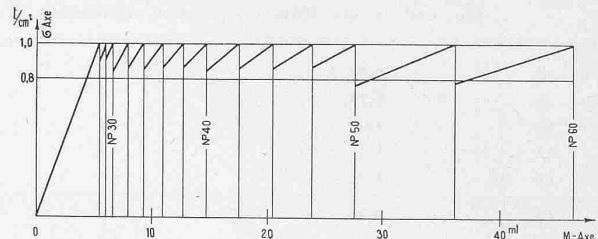


Abbildung 19.

für die Praxis unentbehrlich sind, wissenschaftlich doch nicht mehr gerechtfertigt werden können.

Endlich *scheinen* die offiziellen Vorschriften nirgends eine ähnliche Bestimmung zu enthalten.

Bei eingehender Betrachtung dieser Frage lassen sich indessen folgende Rechtfertigungsgründe für die Einführung einer mit der Profilhöhe langsam steigenden zulässigen Spannung anführen:

1. Unsere Annahme kompensiert einigermaßen die bei kleinern Profilen *grössere Wahrscheinlichkeit der Ueberlastung*. Gegenwärtig werden z. B. die Zwischendecken im allgemeinen für eine bestimmte, in kg/m^2 angegebene Nutzlast entworfen. Dabei wird sehr oft übersehen, dass einem kleinen Profil nur ein kleines Deckenfeld entspricht, und dass es sehr wohl möglich ist, dass ein so kleines Feld, besonders während der Ausführungszeit des Baues, gelegentlich eine viel grössere als die vorgesehene Last zu tragen bekomme. In der Schweiz. Verordnung betreffend Berechnung und Untersuchung der eisernen Brücken und Hochbauten, der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten, vom 7. Juni 1913, ist diese Ueberlastungswahrscheinlichkeit dadurch berücksichtigt worden, dass die in Rechnung zu stellende Nutzlast mit abnehmender Stützweite (also ebenfalls mit abnehmender Trägerhöhe) zu erhöhen ist. In Art. 1, Abs. 4, heisst es: „Ausserdem sind bei Brücken bis zu 15 m Stützweite, sowie bei Quer- und Schwellenträgern, die Verkehrslasten um $2 \cdot (15 - l) \%$ zu erhöhen“.¹⁾

2. Sie berücksichtigt einigermaßen die *sehr verschiedenen Einflüsse der Abrostung auf die Querschnitts-Funktionen* der I-Träger. Zur Veranschaulichung dieses Einflusses auf die verschiedenen Profile dienen die Abb. 16 und 17.

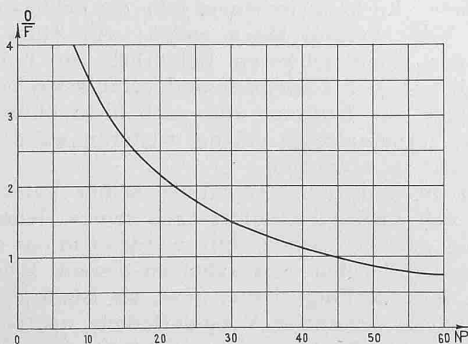


Abbildung 16.

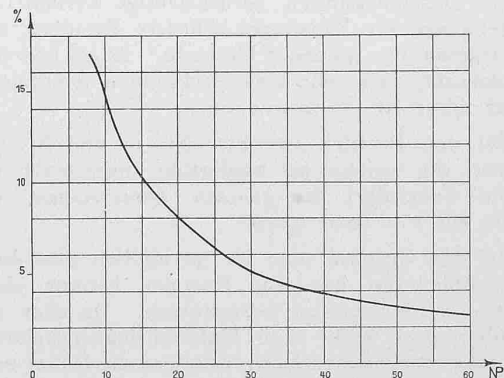


Abbildung 17.

Erstere gibt das Verhältnis $O:F$, Oberfläche zu Querschnittsfläche, bzw. cm Querschnittsumfang pro cm^2 Querschnitts-

¹⁾ Vergl. z. B. die Angaben von *Rohn* betr. Ueberlastung um 111% der Fahrbahn-Belastungen der Kirchenfeldbrücke in Bern vor der Verstärkung, Seite 224 (15. Mai d. J.).

keit bewegt sich im allgemeinen in einem Spielraum von $\pm 6\%$. Nun ist es klar, dass es bedeutend schwieriger ist, ein kleineres Profil, wie z. B. Nr. 8 (mit einer Stegstärke von 3,9 mm und einer Flanschenstärke von 5,9 mm), als ein grösseres wie z. B. I Nr. 60 (mit einer Stegstärke von 21,6 mm und einer Flanschenstärke von 32,4 mm) mit der gleichen Genauigkeit von $\pm 6\%$ herzustellen. Infolgedessen kann man ohne weiteres behaupten, dass die prozentuellen Walzfehler bei den kleineren Profilen eine wichtigere Rolle spielen werden als bei den grösseren.

4. Die Annahme korrigiert einigermaßen die zu *grosse Durchbiegungsfähigkeit der kleinen Normalprofile*. Erfahrene Konstrukteure wissen, dass die kleinen Profile sehr oft nur in Rücksicht auf die zu erwartende Durchbiegung dimensioniert werden müssen und dass infolgedessen die zulässige Materialinanspruchnahme bei diesen Profilen gar nicht ausgenützt werden kann.

5. Im ferneren möchte ich noch darauf hinweisen, dass es auch mit den üblichen Verfahren nur in ganz seltenen Fällen möglich ist, die zulässige Materialinanspruchnahme auszunützen. Am deutlichsten wird diese Tatsache durch die beiden Abb. 18 und 19 dargestellt. Als Abszissen sind die Biegemomente aufgetragen, und als Ordinaten die entsprechenden grössten Spannungen, die in den angenommenen deutschen I-Normalprofilen auftreten, wenn $\sigma = 1000 kg/cm^2$ nicht überschritten werden darf. Diese Tabellen zeigen uns, dass man unter Umständen gezwungen ist, I-Träger mit weniger als $800 kg/cm^2$ arbeiten zu lassen, auch dann, wenn eine Spannung von $1000 kg/cm^2$ erlaubt ist.

Alle diese Erwägungen sprechen dafür, dass die bei der Ableitung der Bauplatzformel $P = h^3$ aus Zweckmässigkeitsgründen gemachte Annahme eines mit der Höhe der

Profil-Nr. steigenden σ , so ungewohnt sie scheinen mag, auch innerlich berechtigt erscheint, auf alle Fälle nicht ohne weiteres von der Hand zu weisen ist. Machen wir

noch die Probe aufs Exempel; ich lasse eine Tabelle folgen, die den Einfluss meiner vereinfachten Berechnung auf die Dimensionierung der I-Träger im Vergleich zu der üblichen genauen Berechnung angibt, bezogen auf je 1,0 m lange, beidseitig frei aufliegende Balken und Einzellasten P in der Mitte:

I NP.	Nach der Formel $P=h^3$ tragen diese Balken als Einzellast in der Mitte:	Nach üblicher Berechnung mit $\sigma = 1,0 \text{ t/cm}^2$ sind für diese Lasten erforderlich NP.:
Nr. 8	0,51 t	Nr. 8
9	0,73	8
10	1,00	9
11	1,33	10
12	1,73	11
13	2,20	13
14	2,74	14
15	3,38	15
16	4,10	16
17	4,91	17
18	5,83	18
19	6,86	19
20	8,00	20
21	9,26	21
22	10,7	22
23	12,2	23
24	13,8	24
25	15,6	25
26	17,6	26
27	19,7	27
28	21,9	28
29	24,4	30
30	27,0	32
32	32,8	34
34	39,3	36
36	46,7	38
38	54,9	40
40	64,0	42 $\frac{1}{2}$
42 $\frac{1}{2}$	76,8	45
45	91,1	47 $\frac{1}{2}$
47 $\frac{1}{2}$	107,2	50
50	125,0	55
55	166,4	60
60	216,0	—

Übereinstimmung

Diese Tabelle zeigt uns, dass der Einfluss der Anwendung meiner Faustregel auf die Dimensionierung der I-Träger je nach der Profilhöhe ein verschiedener ist. Man wird durch die Formel $P=h^3$ veranlasst, bei den Profilen Nr. 11 und darunter eine Nr. grösser zu nehmen, als bei der Dimensionierung mit $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$. Müssen aber die Durchbiegungen berücksichtigt werden, so wird im allgemeinen die Faustregel sicherere Resultate ergeben, als die sogenannte „genaue“ Methode. Es sei hier übrigens noch bemerkt, dass sehr viele Architekten überhaupt keine I-Träger unter Nr. 12 anwenden.

Bei den Profilen zwischen Nr. 11 und Nr. 30, also bei denen, die weitaus am häufigsten angewendet werden, gibt die Faustregel *die gleichen Dimensionen*, wie die Methode mit $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Bei den Trägern über Nr. 30 endlich gibt die Faustregel Profile, die um eine Nummer kleiner sind, als die mit $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ berechneten. Da aber dadurch im schlimmsten Falle eine Material-Beanspruchung von 1150 kg/cm^2 vorkommen kann, während die früher erwähnte Eidg. Brücken-Verordnung Spannungen bis 1200, bei konstanter Belastung sogar bis 1300 kg/cm^2 zulässt (vergl. auch *Rohn*, Kirchenfeldbrücke, Seite 225 oben rechts), möge man getrost auch in diesem Falle die deutschen Normalprofile mit meiner Bauplatzformel $P=h^3$ ermitteln.

(Forts. folgt.)

† A. Voegeli-Bodmer.

(Mit Tafel 40).

Am letzten Montag hat Zürich einen seiner verdienstesten Bürger, die schweizerische Technikerschaft eines ihrer ältesten, hervorragenden Mitglieder zur ewigen Ruhe bestattet. In seinem 89. Lebensjahr ist in Zürich am 4. Juni Oberst Arnold Voegeli-Bodmer gestorben. Von seiner vielseitigen gemeinnützigen Tätigkeit musste er in den letzten Jahren, seinem hohen Alter entsprechend, einen Zweig um den andern aufgeben, doch war es ihm vergönnt, bis in die letzten Tage teilnehmend sich der Früchte zu erfreuen, zu denen sein reiches Wirken den Grund gelegt hat. Trat er so in der Öffentlichkeit allmählich zurück, so lebte er umso inniger in der Erinnerung und Freundschaft der weiten Kreise, die er im Verlaufe der Zeit näher an sich gefesselt hatte, und die in dem vornehmen Wesen des Heimgegangenen eine Stütze gefunden hatten, um mit ihm sich den Glauben an menschliche Ideale zu bewahren.

Voegeli war ein aufrechter Eidgenosse. Seine Vaterlandsliebe fußte auf einer gründlichen allgemeinen Wissens- und Herzensbildung, sowie auf der Weltkenntnis und dem freien Blick, die er durch vieljähriges Wirken im Auslande gewonnen. Er hatte seine technisch-militärische Ausbildung in Oesterreich erworben und darauf im österreichischen Geniekorps gedient, in welchem er sowohl dort, wie in Oberitalien und in Deutschland tätig gewesen war, bis er fünfunddreissigjährig als Geniehauptmann seinen Abschied nahm, um in seine Vaterstadt zurückzukehren. Dieser und dem schweizerischen Vaterlande hat er seither sein ganzes Sein, sein Denken und seine Arbeit gewidmet. Die ritterliche Gesinnung und die gesellschaftliche Lebensauffassung, die er aus seiner ersten Wirksamkeit mitgebracht, wusste er dabei mit hervorragendem Takt unserem demokratischen schweizerischen Wesen anzupassen und wo nötig unterzuordnen, derart die Grundlage für das glücklich harmonische Wirken in unserem öffentlichen Leben gewinnend, das ihn besonders ausgezeichnet hat.

Arnold Voegeli wurde am 27. Oktober 1826 zu Zürich geboren. Nach Besuch der hiesigen Schulen trat er 1841 in die k. k. österreichische Ingenieurakademie in Wiener-Neustadt ein, aus der er 1846 als Genieleutnant hervorging. Als solcher machte er den oberitalienischen Feldzug der Jahre 1848/49 mit, und zeichnete sich bei der Belagerung des Fort Malghera bei Venedig aus. Die folgenden Jahre war er bei militärischen Bauten beschäftigt; zuletzt befehligte er als Hauptmann die österreichische Genieabteilung der damaligen Bundesfestung Mainz. In die Schweiz zurückgekehrt, wurde er im Jahre 1861 zum Major im Generalstab ernannt, 1866 zum Oberstleutnant und 1870 zum Obersten befördert. Bei der Grenzbesetzung 1871 war Voegeli Stabschef der III. Division und 1875 wurde ihm das Kommando der VII. Division übertragen, die er bis 1888 führte. Er hätte in jenem Jahr die Feldmanöver der IV. und VIII. Division leiten sollen; ein Sturz mit dem Pferde, der einen schweren Beinbruch zur Folge hatte, machte dieses aber unmöglich und veranlasste Voegeli, da die Heilung nur langsam und auch nicht ohne etwelche Schwäche zurückzulassen gelang, weiterhin auf den aktiven Militärdienst zu verzichten.

Der bürgerlichen Verwaltung seiner Vaterstadt hat Voegeli sich gleichfalls, sofort nach seiner Heimkehr, zur Verfügung gestellt. Schon 1861 wurde er in das städtische Baukollegium berufen und nahm an dessen Arbeiten lebhaft teil, was zur Folge hatte, dass, als Stadtrat Professor Karl Pestalozzi zurücktrat, Voegeli-Bodmer am 16. Oktober 1865 zu dessen Nachfolger im Stadtrat gewählt und in diesem als *Bauherr der Stadt Zürich* bestellt wurde. Eine Reihe grösserer baulicher Unternehmungen waren bei seinem Amtsantritt bereits in Angriff genommen, so die Bahnhofbrücke, der Ausbau der Bahnhofstrasse mit dem Bahnhofquartier, die Ablenkung des Schanzengrabens in die Sihl, die Erweiterung der Strasse bei der alten Metzger (wo jetzt die Fleischhalle steht), das Schlachthaus an der Walche u. a. m.