

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 59/60 (1912)  
**Heft:** 22

**Artikel:** Zur Berechnung der Deckenkonstruktionen  
**Autor:** Maillart, R.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-29990>

### **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:** 20.02.2026

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

rung aufgeführten und mit alten Ziegeln gedeckten Hauses antrifft, zeigen unsere Bilder, dass eine geschicktere Vermittlung zwischen den so verschiedenen Höhen und Charakteren der Nachbargebäude kaum denkbar ist. Wieder ist es das Mittel zweier Dachgesimse, das, unterstützt durch



Abb. 7. Blick aus der Bahnhofstrasse in die alte Augustinergasse.

sorgfältige Abwägung der Stockwerkshöhen und Fensterabmessungen, den Eindruck der Baumasse am hintern Anschluss mildert. Im Gegensatz dazu schwingt sich das Erkertürmchen an der vordern Ecke, das untere Dachgesims kräftig durchbrechend mit seiner Spitze bis zur Höhe des Hauptgesimses des vordern Hauses auf (Abb. 7 und 8). Hinwieder gibt sich das „blaue Störchli“ deutlich als eigentlicher unterer Abschluss der alten Augustinergasse dadurch, dass seine Fenster das altbewährte, angenehme horizontalgliedernde Verhältnis seiner Nachbarn aufweisen: Höhe der Fensteröffnungen gleich ihrem Höhenabstand von Stock zu Stock. Es ist dies auf der (aus der Axe der von jenseits einmündenden Pelikanstrasse aufgenommenen) Abbildung 7 gut ersichtlich; dieses Bild zeigt rechts auch die Wirkung rücksichtslosen Zusammenbauens neuer Häuser an alte. Und darin liegt für die Allgemeinheit das Hauptverdienst der Architekten, dass sie sich bewusst blieben, dass ihre Kunst sich in vollkommener *Anpassung an die bestehende Umgebung* zeigen müsse, dass ihr Werk wohl individuell, aber nicht für sich allein, sondern als *Bestandteil des Strassenbildes* wirken müsse.

V. Der Kohlenhof an der Ecke der Peterstrasse und Bahnhofstrasse möge den Abschluss dieser zusammenfassenden Darstellung bilden (Tafel 64 und Abbildung 9). Auch hier war der Bauplatz ein sehr beschränkter, ein schmaler Riemen von 8 m mittlerer Breite bei dreifacher Länge. Das Haus ist ein reines Geschäftshaus, das nur

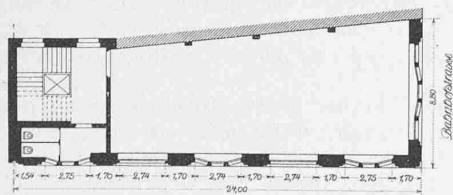


Abb. 9.  
Grundriss  
des  
Kohlenhofs.

1 : 400.

im Dachgeschoss eine Pfortnerwohnung enthält, dessen Geschosse im übrigen durch leichte Zwischenwände beliebig unterteilt werden können. In der Aussengestaltung hatten die Architekten hier am Eingang in ein modernes Geschäftshauserviertel freie Hand. Ueber einem mit braunvioletttem Marmor verkleideten Sockelgeschoss erhebt sich der Pfeilerbau aus gelblichem Maulbronner-Sandstein, der wegen der kurzen Lieferfrist gewählt worden ist. Die flachen, nur skizzenhaften Figuren als Pfeilerabschluss stammen von Bildhauer A. Meyer. Auch der übrige ornamentale Schmuck ist wenig hervortretend und die Ruhe des Ganzen nicht beeinträchtigend, in wohlthuendem Gegensatz zu seinem

Nachbar. Etwas ortsfremd, wenn auch nicht störend, wirkt die an den gelbgrünen Ostermündinger Sandstein gemahnende Farbe des stattlichen Gebäudes, das indessen zufolge seiner Lage für sich zur Geltung kommt und das Strassenbild vorteilhaft belebt.

## Zur Berechnung der Deckenkonstruktionen.

Von Ingenieur R. Maillart in Zürich.

Bei der Berechnung von Brücken können ziemlich bestimmte Belastungsannahmen gemacht werden, da das grösste Gewicht der Fahrzeuge und das Menschengedränge annähernd feststellbare Werte sind.

Anders bei den Deckenkonstruktionen, wenn es sich nicht um Räume handelt, wo ebenfalls Menschengedränge vorzusehen ist. In gewöhnlichen Wohnräumen ist letzteres ausgeschlossen und es betragen die gewöhnlichen Belastungen durch Menschen und Möbel nur einen kleinen Bruchteil davon. Mit  $50 \text{ kg/m}^2$  ist die normale Belastung reichlich eingeschätzt. Trotzdem wird man mit diesem kleinen Wert niemals rechnen, weil doch hin und wieder wesentlich grössere Lasten aufgenommen werden müssen. Die Frage dreht sich darum, wie man diese Zufälligkeiten in die Rechnung bringt. Man hilft sich damit, dass man statt etwa  $50 \text{ kg/m}^2$  das drei- bis fünffache in Rechnung setzt, wobei wohl als einzige Begründung die Tatsache gelten kann, dass sich derart gebaute Decken in der Praxis im Allgemeinen bewährt haben. Ausnahmslos ist das aber nicht der Fall. Denn meist ist die zufällige starke Belastung nicht gleichförmig verteilt, sondern sie wirkt in einem Punkt als Einzellast. Naheliegender ist beispielsweise die Möglichkeit, dass beim Transport eines schweren Möbels dieses zu Falle kommt und mit einer Ecke auftritt, sodass in einem Punkte eine grosse Last stossweise wirkt. Trifft diese Beanspruchung ein Tragelement von geringer Aus-

## Zum blauen Störchli.



Abb. 8. Blick aus der Augustinergasse nach der Bahnhofstrasse.

dehnung, so kann dieses leicht brechen, wenn es nur für gleichmässig verteilte Belastung dimensioniert worden ist.

Mit vollem Recht hat deshalb Professor F. Schüle in seinem am 1. November 1911 im Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein gehaltenen Vortrag das Verlangen gestellt, es möchten die Eisenbetonvorschriften in dieser Richtung ergänzt werden. Und zwar schlug er vor, für die Platten und Gewölbekonstruktionen zwischen Tragbalken statt einer gleichmässig verteilten Last eine Einzellast der Berechnung zu Grunde zu legen. Ich habe damals diesen Gedanken begrüsst mit dem Beifügen, dass diese Massnahme auch für die Haupttragelemente eingeführt werden sollte. Diese sind oft sehr schmal, nehmen dann wenig gleichmässig verteilte Belastung auf und werden deshalb durch Einzellasten oft überbeansprucht. Dies trifft zu bei den heute in Aufnahme gekommenen Rippenhohldecken, bei denen die Trägerdistanz 50 bis 60 cm beträgt und ganz besonders bei den aus Einzelbalken bestehenden Decken, deren zum voraus gefertigte Träger von nur 20 bis 25 cm Breite nebeneinander gelegt werden.

Professor Schüle, der, nebenbei gesagt, in seinem Vortrag die letztgenannten Decken scharf gerügt hatte, widersprach meiner Anregung, indem er anführte, dass bei den Rippenhohldecken Querrippen angeordnet werden, welche die Rippen solidarisch verbinden und so gegen Einzellasten unempfindlicher machen.

Dieser Einwand ist nicht stichhaltig. Und zwar zunächst, weil bei den zuletzt erwähnten Balkendecken eine Solidarisierung durch Querrippen nicht möglich und eine solche durch andere Mittel nicht in genügendem Masse erreichbar ist. Zweitens werden die Querrippen auch da, wo sie möglich sind, meist nicht angeordnet, weil sie auf Grund der bestehenden Vorschriften nicht gefordert werden können. Da diese Querrippen nötig sind — darin ist man einig — so sollte womöglich ihre Notwendigkeit aus den Vorschriften hervorgehen. Dies geschieht in einfachster Weise, wenn vorgeschrieben wird, die Berechnung auch mit einer Einzellast durchzuführen. Dann muss der Konstrukteur Querrippen anwenden, um der Notwendigkeit sehr starker und teurer Längsrippen auszuweichen.

Hier sei noch bemerkt, dass sich die Querrippen als kontinuierliche Träger auf elastisch senkbaren Stützen berechnen lassen. Nur die Endauflager, bei denen der bedeckte Raum durch Mauern begrenzt wird, sind nicht senkbar, sodass sich in der Nähe der Auflager ziemlich bedeutende Beanspruchungen ergeben. Hier bildet dann eben die Querrippe für die der Mauer zunächst liegenden Tragrippen ein Zwischenaufleger und es sollten deren Eisen angesichts des auftretenden, negativen Momentes entsprechend aufgebogen werden. Die Querrippe wird hier besonders stark auf Abscheren beansprucht und muss demgemäss armiert werden, wenn sie nicht abbrechen soll. In vielen Fällen beachtet man alle diese wichtigen Punkte nicht.

Vermehrt man die Zahl der Querrippen, so entsteht eine nach beiden Hauptrichtungen tragfähige Kassettendecke. Ihre Berechnung erfolgt nach ähnlichen Prinzipien wie die der gekreuzt armierten Platten. Man kann sich ja die Kassettendecke auch entstanden denken aus einer weitmaschig armierten einfachen Platte, aus der auf der Zugseite aller Beton herausgeschnitten ist, der nicht zur Umhüllung der Eisenstäbe eben gerade nötig ist. Bei einer solchen Kassettendecke wird die grösstmögliche Solidarität der Rippen erreicht sein, leider erfordert sie aber eine komplizierte und teure Schalung. Um diese zu vereinfachen und zugleich eine bessere Schallisolierung und direktes Anbringen des Deckenputzes zu ermöglichen, werden statt der Hohlräume mit Vorteil leichte, also poröse oder sonst gelochte Einlagekörper angeordnet, die auf eine einfache, völlig ebene Schalung verlegt werden. Ein Hauptvorteil derartiger Decken ist die bessere Schallisolierung, weil nicht nur eine grössere Materialdicke von den Schallwellen zu durchdringen ist, sondern auch die eingefügten Körper schlechte Schall-Leiter sind und weil endlich

Schwingungen in einer heterogenen Platte viel rascher gedämpft werden als in einem homogenen Gebilde.

In den an die Diskussion anschliessenden Schlussbemerkungen anerkannte Prof. Schüle diesen Vorteil, sagte aber, dass im Uebrigen diese Einlagen nichts als eine unnütze Mehrbelastung darstellen.

Auch gegen diesen Standpunkt lässt sich Mehreres einwenden. Zweifellos mehren diese Einlagen die Feuersicherheit ganz erheblich. Auch die Decken mit nackten Rippen mögen ja als „feuersicher“ bezeichnet werden, aber Feuersicherheit bleibt stets ein relativer Begriff. Durch andauernde, starke Erhitzung muss schliesslich jedes Tragwerk seine Stärke einbüssen. Nun ist doch einleuchtend, dass die schlecht wärmeleitenden Einlagestücke eine Erhitzung des Traggerippes ganz erheblich verzögern werden und dass somit dessen Tragfähigkeit viel länger erhalten bleiben wird, als bei Decken mit 5 bis 8 cm breiten Tragrippen. Ob die guten Erfahrungen, die man mit weniger gegliederten Eisenbetonarbeiten punkto Feuersicherheit gemacht hat, sich ohne weiteres auf so magere Gebilde übertragen lassen, darf überhaupt in Zweifel gezogen werden.

Aber auch in Bezug auf ihr Verhalten gegen Lastwirkungen sind die materialreichen und schwereren Plattenkonstruktionen den Rippenkonstruktionen überlegen. Wenn die auf der Zugseite liegenden Materialmassen auch in der Rechnung nicht auftreten, so bleiben sie eben doch nicht spannungslos; im Stadium des praktischen Gebrauches nehmen sie einen grossen Teil der Zug- und Scherspannungen auf, die rechnermässig dem Eisen zufallen und vermindern deshalb dessen Spannungen. Beim Auflager, wo immer Einspannung vorhanden ist, werden sie Druckspannungen aufnehmen — bei 50 bis 100 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit sind sie dazu im Stande — und damit werden die schmalen Betonrippen entlastet. Schon aus diesen Gründen werden solche Decken relativ kleinere Durchbiegungen zeigen als solche ohne Einlagekörper.

Aber noch ein anderer Umstand spielt hier mit: Wenn zwei Decken für dieselbe Nutzlast berechnet werden, die eine aber schwerer konstruiert wird als die andere, so wird sich die erstere unter der Nutzlast weniger senken als die letztere, sie wird also weniger „federn“, kurz, gegen die Belastung weniger reagieren. Zum Beispiel: Eine Decke für 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast werde nach der ersten Bauart 200, nach der zweiten 400 kg/m<sup>2</sup> schwer. Dann wird die Beanspruchung des Materials im ersteren Fall zwischen 50 % und 100 % des Höchstwertes schwanken, im letzteren Fall aber nur zwischen 66 2/3 % und 100 %. Da die Durchbiegungen den Materialbeanspruchungen proportional sind, werden erstere, also bei der leichten Decke unter derselben Nutzlast um 50 % grösser ausfallen müssen.

Fasst man die Wirkung beider Umstände zusammen, so folgt, dass sich bei einer leichten Rippendecke unter derselben Nutzlast etwa doppelt so starke Senkungen zeigen werden, als bei einer schwereren glatten Decke, oder dass man letzterer eine bedeutend grössere Konstruktionshöhe geben muss, um eine ebenso geringe Federung zu erwirken.

Aber auch die Sicherheit gegen Bruch der schwereren Decke ist bedeutend grösser, wenn man als deren Massstab die zum Bruche nötige Auflast anwendet. Nennen wir sie „Sicherheit gegen Auflast“ im Gegensatz zur in der Technik gebräuchlichen „Sicherheit gegen Vollast“, welche beim Eisenbeton = 3 gesetzt werden kann. Die den Bruch herbeiführende Auflast ist dann

$$p_b = 3(g + p) - g = 2g + 3p,$$

was bei der ersten der erwähnten Decken 1000, bei der zweiten aber 1400 kg/m<sup>2</sup> ergibt, d. h. die Sicherheit gegen Auflast ist bei der ersten Decke eine fünffache, bei der zweiten dagegen eine siebenfache. Daraus ergibt sich wiederum, dass letztere einen grösseren praktischen Wert hat; bei einem Brande wird beispielsweise eine solche Decke einem einstürzenden Bauteil viel besser standhalten, auch abgesehen davon, dass sie selbst unter dem Brande weniger gelitten haben wird.

Gewiss wäre es nicht richtig, nur auf die Sicherheit gegen Auflast abzustellen, also etwa indem man sie gleich 5 setzt und unsere zulässigen Spannungen beibehält, zu rechnen mit einer ideellen Totallast von

$$q = \frac{g + 5p}{3} \dots \dots \dots (1)$$

aber man wird sich fragen dürfen, ob nicht ein Mittelwert

$$q = \frac{2g + 4p}{3} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{oder } q = \frac{2,4g + 3,6p}{3} = 0,8(g + 1,5p) \dots \dots (3)$$

am Platze wäre. Letzterer Wert hätte schon deshalb etwas für sich, weil er die bei der Probelastung vorhandene Totallast enthält und nichts anderes besagt, als dass man die Rechnung für die Probelast, also das anderthalbfache der Nutzlast durchführen solle, wogegen die zulässigen Spannungen um 25% erhöht werden dürfen, also für Eisenbeton bei Biegung auf 50 kg/cm<sup>2</sup> im Beton und 1500 kg/cm<sup>2</sup> im Eisen. Bei der vollen Probelast wären somit alle Objekte durchaus gleich beansprucht, während heute je nach der Grösse des Eigengewichtes, die Probelast immer verschiedene, und zwar oft recht hohe Spannungen ergibt.

Den Effekt der verschiedenen Berechnungsweisen (1), (2) und (3) zeigt nachstehende Zusammenstellung.

Unter Beibehaltung der gebräuchlichen, zulässigen Spannungszahlen wäre bei nachstehenden Fällen A, B und C statt mit der Zahl  $q = 600$  zu rechnen mit:

A	B	C
$g = 200, p = 400$	$g = 300, p = 300$	$g = 400, p = 200$
1. $q = 733$	$q = 600$	$q = 467$
2. $q = 667$	$q = 600$	$q = 533$
3. $q = 640$	$q = 600$	$q = 560$
jetzt $q = 600$	$q = 600$	$q = 600$

Die Sicherheiten der Konstruktion gegen Vollast  $v = 3q : (g + p)$  und gegen Auflast  $a = (3q - g) : p$  ergeben sich dann mit:

	A		B		C	
	$v$	$a$	$v$	$a$	$v$	$a$
1.	3,7	5	3	5	2,3	5
2.	3,3	4,5	3	5	2,7	6
3.	3,2	4,3	3	5	2,8	6,2
jetzt	3	4	3	5	3	7

Vorschlag (2) erscheint gegenüber dem jetzigen Zustand richtiger, da die Schwankung für  $a$  von 3 auf 1,5 sinkt, während die von  $v$  von 0 auf 0,6 steigt. Vorschlag (3) ist als Vermittlungsvorschlag zu betrachten, der sich, wie gesagt, auch im Hinblick auf die Probelasten direkt rechtfertigen lässt. Die Spannungen im Eisen würden unter grösster Nutzlast zwischen 1120 und 1280 kg/cm<sup>2</sup> schwanken und unter der Probelast in allen Fällen 1500 kg/cm<sup>2</sup> betragen.

Man wird sagen, dass die Durchführung dieser Massnahme die Berechnung kompliziere. Dies ist indes nur in ganz geringem Masse der Fall, da  $p$  immer eine runde Zahl und die Multiplikation mit 0,8 eine geringfügige Kopfrechnung ist.

Dasselbe Argument wird man übrigens auch gegen die Einführung von Einzellasten in's Feld führen und es soll dieser Punkt deshalb noch berührt werden. Als Einzellast wird man ein zwei- oder mehrfaches der Quadratmeterlast annehmen, also  $P = mp$ .

Die Berechnung mit einer Einzellast ist natürlich nicht schwieriger als mit verteilter Last, es handelt sich lediglich darum, die Grenze zu finden, wo die eine oder andere Rechnungsart gilt, um nicht beide durchführen zu müssen.

#### 1. Einfache, frei aufliegende Platte.

Die in Rechnung zu bringende Einzellast pro 1 m Breite beträgt nach den Normen

$$P' = \frac{P}{\frac{2}{3}l} = \frac{3mp}{2l}$$

Für den Grenzfall ist also

$$M_p = \frac{1}{4} \cdot \frac{3mp}{2l} \cdot l = \frac{p \cdot l^2}{8}, \text{ somit } l = \sqrt{3m}$$

$$\text{für } m = 2 \text{ wird } l = \sqrt{6} = 2,45 m,$$

d. h. bei über 2,45 m. Stützweite ist mit verteilter Last zu rechnen, darunter ist das Moment für ein gegebenes  $p$  konstant, nämlich  $M_p = \frac{3}{8} \cdot m \cdot p$ ;

$$\text{für } m = 2 \text{ wird } M_p = \frac{3}{4} \cdot p.$$

Die Berechnung ist also höchst einfach und zwar auch dann, wenn man nach dem Vorschlag (3) weiterrechnet:

$$M = 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{8} + 1,5 \cdot \frac{3}{4} p \right) = 0,1 \cdot g \cdot l^2 + 0,9 p.$$

#### 2. Einfache, vollkommen eingespannte Platte.

Auch hier wird selbstverständlich das Moment für die Einzellast bis zu einer gewissen Stützweite konstant bleiben und zwar für Oeffnungsmitte und Auflager gleich

$$M_p = \frac{P}{\frac{2}{3} \cdot l} \cdot \frac{1}{8} = \frac{3}{16} \cdot mp.$$

$$\text{für } m = 2 \text{ wird } M_p = \frac{3}{8} \cdot p.$$

Nach den Vorschriften ist allerdings in Oeffnungsmitte ein grösseres Moment anzunehmen, nämlich

$$M_p = \frac{3}{16} \cdot m \cdot p + \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{16} \cdot m \cdot p = \frac{1}{4} \cdot m \cdot p.$$

$$\text{für } m = 2, \text{ somit } M_p = \frac{1}{2} \cdot p.$$

Leider ist hier die Grenze für  $l$  nicht konstant, sondern es ergibt sich

a) für Auflagermoment

$$M_p = \frac{3}{16} \cdot m \cdot p = \frac{p \cdot l^2}{12}; \quad l = \sqrt{\frac{9}{4}m} = 2,14 m.$$

b) für theoretisches Moment in der Mitte

$$M_p = \frac{3}{16} \cdot m \cdot p = \frac{p \cdot l^2}{24}; \quad l = \sqrt{\frac{9}{2}m} = 3 m.$$

c) für Moment in der Mitte nach Vorschriften

$$M_p = \frac{1}{4} \cdot m \cdot p = \frac{5 \cdot p \cdot l^2}{72}; \quad l = \sqrt{\frac{18}{3}m} = 2,68 m.$$

Immerhin ist die Differenz nicht so gross, dass man nicht die einfache Regel aufstellen dürfte: Für Platten unter 2,5 m Stützweite ist mit einer Einzellast zu rechnen, darüber mit verteilter Last.

Unter diesem Wert sind die Momente für die nach meinem Vorschlag (3) zu berechnende, eingespannte Platte

a) für Auflagermoment

$$M_q = 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{12} + 1,5 \cdot \frac{3}{8} p \right) = 0,67 g \cdot l^2 + 0,45 p.$$

b) für theoretisches Moment in der Mitte

$$M_q = 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{24} + 1,5 \cdot \frac{3}{8} p \right) = 0,33 g \cdot l^2 + 0,45 p.$$

c) für Moment in der Mitte nach Vorschriften

$$M_q = 0,8 \left( \frac{5 \cdot g \cdot l^2}{72} + 1,5 \cdot \frac{1}{2} p \right) = 0,56 g \cdot l^2 + 0,6 p.$$

#### 3. Frei aufliegender Balken mit Belastungsbreite $b$ .

Der Grenzfall ergibt sich aus

$$M_p = \frac{mp \cdot l}{4} = \frac{b \cdot p \cdot l^2}{8}$$

$$\text{d. h. } b \cdot l = 2 \cdot m \text{ für } m = 2 \text{ zu } b \cdot l = 4 m^2.$$

Also: Sobald die Belastungsfläche unter 4 m<sup>2</sup> sinkt, ist mit einer Einzellast zu rechnen.

Dabei ist das Moment  $M_p = \frac{p \cdot l}{2}$  und wie vorhin, wenn  $g$  hier das Eigengewicht pro m<sup>2</sup> bezeichnet:

$$M_q = 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{8} + 1,5 \cdot \frac{p \cdot l}{2} \right) = 0,1 \cdot g \cdot l^2 + 0,6 p \cdot l.$$

#### 4. Eingespannter Balken mit Belastungsbreite $b$ .

Es ist analog (2)

$$\text{a) } M_p = \frac{m \cdot p \cdot l}{8} = \frac{p \cdot l}{4} = \frac{b \cdot p \cdot l^2}{12}; \quad b \cdot l = 1,5 m = 3 m^2.$$

$$\text{b) } M_p = \frac{m \cdot p \cdot l}{8} = \frac{p \cdot l}{4} = \frac{b \cdot p \cdot l^2}{24}; \quad b \cdot l = 3 m = 6 m^2.$$

$$\text{c) } M_p = \frac{m \cdot p \cdot l}{8} + \frac{1}{3} \cdot \frac{m \cdot p \cdot l}{8}; \quad b \cdot l = \frac{12}{5} m = 4,8 m^2.$$



Hier liegen die Grenzen weiter auseinander, als bei der Platte und man wird für jeden Fall die passende anwenden müssen. Als Gesamtmomente für geringe Belastungsflächen ergeben sich also entsprechend 2)

$$\begin{aligned} \text{a) } M_g &= 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{12} + 1,5 \cdot \frac{p \cdot l}{4} \right) = \\ &= 0,67 \cdot g \cdot l^2 + 0,3 \cdot p \cdot l. \\ \text{b) } M_g &= 0,8 \left( \frac{g \cdot l^2}{24} + 1,5 \cdot \frac{p \cdot l}{4} \right) = \\ &= 0,33 \cdot g \cdot l^2 + 0,3 \cdot p \cdot l. \\ \text{c) } M_g &= 0,8 \left( \frac{5 \cdot g \cdot l^2}{72} + 1,5 \cdot \frac{p \cdot l}{3} \right) = \\ &= 0,56 \cdot g \cdot l^2 + 0,4 \cdot p \cdot l. \end{aligned}$$

Sind genügende Querrippen vorhanden, so kann man die für die Platten geltenden Beziehungen auch auf die Balkendecken anwenden. Bemerkenswert ist, dass die Einzellast gerade bei kurzgespannten Rippen grossen Einfluss ausübt, wo nie Querrippen nötig sind. Bei grösserer Spannweite sind die Balken durch Einzellasten weniger gefährdet. Querrippen haben dann vorwiegend den Zweck, die Durchbiegungen gleichmässiger zu gestalten, sodass die Zwischenkonstruktion keine abnormalen Verbiegungen erleidet.

Kann man die Einführung von Einzellasten nach Vorstehendem zwar nicht als wesentliche Komplikation der Rechnung betrachten, so bedeutet sie doch anderseits einen Materialmehrabbedarf und eine daherige Verteuerung der Konstruktionen, deren Notwendigkeit bestritten werden dürfte. Besonders scheint dies bei Spannweiten der Platten von 1 bis 2,50 m berechtigt zu sein, indem es hauptsächlich die Spannweiten von 50 cm bis 1 m sind, die zu Beanstandung Anlass geben.

Nun steht fest, dass man nicht nur mit Rücksicht auf Erschütterungen, sondern mehr oder weniger unbewusst auch wegen allfälliger Einzellasten die gleichmässig verteilten Belastungen stets höher angenommen hat als eigentlich nötig wäre. Hier sollte nun bei Einführung der Einzellast ein Ausgleich derart hergestellt werden, dass die jetzt gültigen Annahmen für gleichmässig verteilte Last um  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  ermässigt werden. In der Tat ist eine Belastung von 150 kg/m<sup>2</sup> für einen Wohnraum mehr als genügend, wenn zugleich eine massgebende Einzellast von 300 kg festgesetzt wird. Ebenso sind 300 kg/m<sup>2</sup> für Schulräume übertrieben, indem schon wegen der Bestuhlung die effektive Last nur 50 bis höchstens 100 kg/m<sup>2</sup> betragen kann. Mit 200 kg/m<sup>2</sup> ist dann allen möglichen Erschütterungswirkungen reichlich Rechnung getragen, so dass ein Mehreres füglich als Verschwendung bezeichnet werden darf. Auch bei Werkstätten und Fabriken, wo jetzt oft mit 1000 kg/m<sup>2</sup> gerechnet wird, wird man gerne auf 700 kg/m<sup>2</sup> zurückgehen, wenn dabei Einzellasten von 1400 kg/m<sup>2</sup> berücksichtigt werden.

Ohne Zweifel wäre es zweckmässig, unter Erhöhung von  $m$  auf 2,5 bis 3 die verteilte Last noch weiter zu reduzieren, doch empfiehlt sich ein allzugrosser Sprung gegenüber dem Hergebrachten nicht.

Die schweizerischen Vorschriften gestatten bei Platten eine Verteilungsbreite für Einzellasten von mindestens  $\frac{2}{3} l$ . Offenbar ist dies bei der frei aufliegenden Platte etwas zu wenig, wogegen bei eingespannten Platten das umgekehrte zutreffen dürfte. Diese Frage sollte durch Biegemessungen an Platten von grosser Breite noch eingehend untersucht werden. Die in der Materialprüfungsanstalt Zürich an Platten von nur anderthalbfacher Stützweite als Breite ausgeführten Versuche geben darüber nicht bündigen Aufschluss.

Ein Streitpunkt bei der Deckenberechnung sind stets die *Einspannungsverhältnisse*. Belastungsproben mit Beobachtung der Biegelinien zeigen, dass die Einspannung in den meisten Fällen fast vollständig ist. Professor Schüle hat nun in seinem schon erwähnten Vortrag die Ansicht geäussert, dass dies für Eigengewicht nicht zutrefte, son-

dern dass hier mit freier Auflagerung gerechnet werden müsse. Dies begründete er damit, dass beim Ausrüsten die Bauteile noch nicht genügend erhärtet seien, um die Einspannung zu erwirken. Hiergegen sind starke Zweifel am Platze. Das Abbinden geschieht zum grössten Teil während der ersten 28 Tage und die Decken bleiben doch mindestens 20 bis 100 Tage eingerüstet und dann wird meist bald zur Probelastung geschritten, wobei sich dann stets die gute Einspannung erweist. Zwischen Einspannung unter Eigengewicht und unter zufälliger Last kann also kein grundsätzlicher, sondern höchstens ein relativer Unterschied herrschen und dieser relative Unterschied muss ganz verschwinden, wenn die Einrüstungsdauer gross ist.

Wenn Professor Schüle seine Ansicht damit stützt, dass Decken beobachtet werden, die schon unter der Eigenlast in sichtbarer Weise durchgebogen sind, so bestreite ich diese sichtbare Durchbiegung nicht. Aber sie rührt — im Uebrigen richtige Konstruktion vorausgesetzt — doch stets von Senkungen der eben eingebrachten, weichen Betonmasse her. Es kann jedem Unternehmer begegnen, dass eine tagsüber genau horizontal fertiggestellte Decke sich über Nacht um eine kleinere oder grössere Anzahl Millimeter setzt, indem eben auch die beste Holzschalung nie etwas ganz unbewegliches darstellt. Besonders bei Kellerdecken werden solche Senkungen beobachtet und zwar in verstärktem Masse bei andauerndem Regenwetter. Selbst wenn grosse Brettstücke unter die Stützen gelegt werden, erfährt der mehr oder weniger weiche Boden eine gewisse Eindrückung, die nicht ganz vermieden werden kann. Da Kellerdecken naturgemäss am besten eingespannt sind, und da sie am längsten eingeschalt bleiben, so beweist diese Beobachtung zur Genüge, dass nicht mangelhafte Einspannung und unvollkommenes Abbinden die Ursachen der Senkungen sind, denn sonst müssten diese Senkungen bei den oberen Stockwerken in verstärktem Masse auftreten.

Will man dieser Sache noch weiter auf den Grund gehen, so beobachte man die Durchbiegungen von Decken während des Ausrüstens. Mit den Griot'schen Apparaten ist dies leicht durchzuführen, sofern über der zu untersuchenden Decke noch eine weitere vorhanden ist, woran der Messdraht aufgehängt werden kann.

Aber selbst in einer Unterschätzung der Einspannung glaubt Professor Schüle keine grosse Gefahr zu erblicken, sofern nur der Querschnitt in Oeffnungsmitte reichlich bemessen sei. Denn auf letzteren komme es schliesslich im Bruchstadium der Decke allein an.

Auch hier muss ich eine andere Ansicht geltend machen. Zwar ist es bei Unglücksfällen meist nicht möglich, nachzuweisen, wo die Zerstörung ihren Anfang genommen hat. Wo aber etwas konstatiert werden konnte, ergab sich durchweg die fehlerhafte Ausbildung beim Auflager als Bruchursache. Oft erfährt man in diesen Fällen, dass die Konstruktion keine sichtbare Schwäche gezeigt hatte ausser einem kleinen Riss oben längs der Auflagermauer. Aber gerade diese Risse sind höchst gefährlich, viel gefährlicher als Risse im innern der Deckenfelder, da sie in der Nähe der Enden der Eisen liegen. Diese Risse besagen nicht nur, dass die aufgebogenen Eisen — sofern solche überhaupt vorhanden sind — eine gewisse Ueberlastung und Streckung erfahren haben, sondern auch, dass das noch im Auflager steckende kurze Eisenstück wahrscheinlich locker geworden ist. Im ersteren Fall wäre ja die Stärke der Armierung nach erfolgter kleiner Streckung noch intakt, dagegen kann sie im letzteren Fall auf Null sinken, wenn die Auflagerung kurz ist. Dann müssen die unteren, geraden Eiseneinlagen die gesamte Scherkraft aufnehmen, wozu sie schwerlich im Stande sind; sie werden sich krümmen und aus dem Auflager lösen. Die Decke wird dann einstürzen, indem das Gegenauflager einen Drehpunkt bildet und der Mittelquerschnitt intakt bleiben kann. Mag letzterer also noch so stark sein, er wird den Bruch nicht hindern können. Misslich bei dieser Art von Einstürzen ist, dass sie plötzlich, ohne weitere Anzeichen als den erwähnten Riss eintreten, den man übrigens vielerorts als

ungefährliche, sozusagen normale Erscheinung in Kauf nimmt. Demgegenüber wird eine Konstruktion, die infolge überschätzter Einspannung bei starker Belastung in Oeffnungsmitte zu Grunde geht, alle leicht sichtbaren und sich nur allmähig folgenden Stadien der Zerstörung zeigen, die man bei allen Versuchsbalken konstatiert, die sonst in allen Teilen richtig konstruiert sind.

Ich glaube deshalb, dass die auf Grund der schweizerischen Vorschriften vielerorts üblich gewordene Berechnungsweise das Richtige trifft, wonach überall da, wo nicht aus ersichtlichen Gründen keine Einspannung vorhanden sein kann, am Auflager mit dem Moment

$$M = \frac{q \cdot L^2}{12}$$

oder bei stark voutenförmigem Anschluss mit

$$M = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

gerechnet wird, wogegen man zur Ermittlung der Momente in Oeffnungsmitte nur  $\frac{2}{3}$  dieser Momente annimmt. Es ist mir dabei kein einziger Fall bekannt, wo Misserfolge auf diese Art der Berechnung hätten zurückgeführt werden können.

\* \* \*

Wenn diese verschiedenen Punkte von mir öffentlich besprochen werden, so geschieht es natürlich nicht, um die darin enthaltenen Vorschläge der Fachwelt ohne weiteres aufzudrängen, sondern um die Diskussion darüber in Fluss zu bringen, was am ehesten eine Abklärung herbeiführen wird.

*Anmerkung der Redaktion.* Eine erste Äusserung zu dem Gegenstand ist uns von Herrn Prof. F. Schüle zugekommen; sie soll in der nächsten Nummer veröffentlicht werden.

### † Professor Dr. H. F. Weber.

(Mit Tafel 65.)

Nach kurzem Krankenlager und völlig unerwartet ist Professor Dr. H. F. Weber, Direktor des physikalisch-elektrotechnischen Institutes der Eidgenössischen Technischen Hochschule am 24. Mai d. J. gestorben. Die Hochschule verliert durch den Heimgang des hervorragenden Gelehrten, der ihr seit 1875 angehört hat, wieder einen der ausgezeichneten Lehrer, die ihren Ruf begründen und festigen halfen, dessen grosse Leistungen und Arbeit aber glücklicherweise weiter fruchtbringend an ihr fortwirken werden in einer Reihe der heute an ihr tätigen jüngeren Lehrkräfte, die einst zu Webers Füßen sassen.

Prof. Weber wurde am 7. November 1843 in Magdala (Sachsen-Weimar) geboren und erhielt seine Vorbildung am Gymnasium zu Weimar. Von 1861 bis 1865 studierte er in Jena mathematische und physikalische Wissenschaften und erhielt im Juni 1865 den ersten Preis für die Lösung einer mathematischen Preisaufgabe. Im August des gleichen Jahres promovierte er in Jena mit einer Abhandlung mathematisch-physikalischen Inhaltes: „Neue Probleme der Diffractionstheorie des Lichtes“. Als Privatlehrer setzte er seine Studien unter Prof. Kirchhoff fort, war dann von 1869 bis 1871 Assistent bei Prof. Wiedemann in Karlsruhe und von 1871 bis 1873 bei Helmholtz in Berlin. Seit 1873 war Weber als Professor für Physik und Mathematik an der württembergischen land- und forstwirtschaftlichen Akademie Hohenheim tätig, als ihn 1875 der schweizerische Schulrat, nach dem frühen Tode von Prof. J. J. Müller als dessen Nachfolger für den Lehrstuhl der Physik und Elektrotechnik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule gewinnen konnte, auf dem vor Müller Männer wie Rud. Clausius, A. E. Kundt, F. Kohlrausch gewirkt hatten. Weber erwies sich seinen Vorgängern ebenbürtig und hat zum Ausbau der physikalisch-mathematischen Abteilung unserer Hochschule, der während der 37 Jahre seine ganze Tätigkeit gewidmet war, in ganz hervorragender Weise beigetragen.

Die ihm übertragene Professur umfasste ursprünglich den Unterricht und das Laboratorium an der Mechanisch-Technischen Abteilung, der Ingenieurabteilung und der Fachlehrerabteilung; von diesen wurde später, als die Besucherzahl sich ständig mehrte, die Ingenieurabteilung ausgeschieden. In dem von ihm geleiteten physikalischen Institut war von Anbeginn die wissenschaftliche und die elektrotechnische Richtung seiner speziellen Führung vorbehalten. Bald nach dem Antritte seines Lehramtes fand sich Weber vor die Aufgabe gestellt, für die von ihm geleiteten Disziplinen, denen der alte Bau zu eng geworden, eine neue, würdige Heimstätte zu schaffen. Er entwarf den Plan für das neue Physikgebäude und für dessen den Bedürfnissen der Wissenschaft entsprechende Ausstattung. Seine Voraussicht, die sich seither glänzend bewährt hat, steckte das Ziel gleich weiter, als den weniger Einsichtigen gerechtfertigt erschien. Doch Weber hielt fest und hatte die Genugtuung, endlich durch den Bundesbeschluss von 1886 seinen Plan genehmigt zusehen und im Herbst 1890 das neue Haus beziehen zu können.

In ähnlicher Weise hat Weber auch gleich die ungeheure Tragweite der die Welt so schnell erobernden Elektrotechnik erkannt. Er verfasste das Gutachten über eine der ältesten Kraftübertragungen mittelst hochgespannten Gleichstromes, die Ende der achtziger Jahre erstellte Uebertragung Kriegstetten-Solothurn<sup>1)</sup>, wobei er auf den hohen Wirkungsgrad dieser Art der Uebertragung hinwies und dadurch deren weitere Anwendung mächtig förderte. Er sass in der Kommission, die die epochemachenden Versuche Lauffen-Frankfurt leitete<sup>2)</sup>, und veröffentlichte schon 1892 Abhandlungen über Messungen an Wechselstromtransformatoren, sowie über „Strahlung und Theorie des elektrischen Glühlichtes“, während er dann im Publizieren späterhin und bis an sein Ende äusserste Zurückhaltung beobachtete. Im Jahre 1897 erstattete er, zusammen mit Gisbert Kapp und Silv. Thomson das massgebende Gutachten, durch das der Burgdorf-Thun-Bahn<sup>3)</sup> eine Spannung von 750 Volt zugestanden wurde, womit der erste entscheidende Schritt zur Höherlegung der bei elektrischen Bahnen behördlich zugestandenen Spannung getan wurde. Ein Grossteil seiner Forschungen ist auch in den äusserst gründlich und fleissig durchgeführten Arbeiten seiner Diplomanden und Doktoranden niedergelegt. Desgleichen auch in Versuchen und weitem Gutachten, die er über bedeutsame Neuerscheinungen in seinem Wissensgebiete veranstaltet hat; es sei u. a. auf sein mit Prof. Schröter und Professor Lindley verfasstes, auf sehr eingehende Versuche in Newcastle gegründetes Gutachten über die Parsonsdampfturbine hingewiesen.

Das Hauptwerk seines Lebens hat aber Weber in seiner Lehrtätigkeit geleistet. Die Gabe, seinen Vortrag mit grosser Präzision und Eleganz für seine Zuhörer im höchsten Grade fesselnd und anregend zu gestalten, und seine ungewöhnliche Gedächtnisstärke, die ihm dabei zu Hilfe kam, übten auf die Studierenden eine geradezu suggestive Wirkung; der unermüdliche Fleiss, der ihn Tag für Tag und oft auch während der Ferienzeit an sein Laboratorium fesselte, zeigte ihnen die Wege, auf denen ein gründlicher Forscher seinen Zielen zustreben muss. Das Beispiel des Lehrers hat vielen das Verständnis dafür geöffnet, wie die Arbeit anzufassen sei, und das Bedürfnis gestärkt, mit gleichem Ernste ihren Aufgaben gerecht zu werden, sodass auch jene unter seinen Schülern ihm in ebenso hohem Masse Dank und Anerkennung zollen, die mit der fortschreitenden Zeit in ihrer Forschertätigkeit heute etwa neue Wege wandeln.

So hat Weber bis zu seinem Lebensende gewirkt, hoch angesehen als Gelehrter und dankbar geschätzt von denen, die unter seiner Leitung gearbeitet haben. Unsere Hochschule wird seinen Namen stets mit jenen der Männer nennen, die ihr zur besondern Zierde und Ehre gereicht haben.

<sup>1)</sup> Siehe Bericht von Weber vom 26. Dez. 1887, Schweiz. Bauzeitung Band XI, Seite 1 und 9.

<sup>2)</sup> Siehe Schweiz. Bauzeitung, Bd. XXIII, S. 134 unter Literatur.

<sup>3)</sup> Schweiz. Bauzeitung, Band XXXV.