

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 125/126 (1945)  
**Heft:** 1

**Artikel:** Der Pistenbelag für moderne Grossflughäfen: praktische Berechnung, Konstruktion und Dimensionierung der Betonpisten  
**Autor:** Soutter, P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-83693>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 16.05.2025

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

## An die Leser und Mitarbeiter der Schweiz. Bauzeitung

Zu Beginn des 126. Halbjahres der SBZ habe ich meinen Freund, Dipl. Masch.-Ing. Adolf Ostertag von Basel, in die Redaktion aufgenommen. Damit wird nun das maschinentechnische Gebiet wieder durch eine volle Arbeitskraft betreut und umso besser zum Vorteil unserer Leser gestaltet werden können, als Kollege Ostertag auf eine vielseitige Praxis zurückblickt: 1919 bis 1927 Konstrukteur für Dieselmotoren und Dampfmaschinen bei Gebr. Sulzer, Winterthur, sodann Professor für Maschinenbau am Technikum Winterthur, 1930 Konstruktionschef der Maschinenfabrik Burckhardt in Basel und von 1933 bis 1945 Konstruktionschef der Abteilung Kältebau der Escher Wyss Maschinenfabriken in Zürich.

Schon seit März dieses Jahres arbeitet Ing. Ostertag auf der Redaktion mit; er hatte somit noch Gelegenheit, durch meinen Vater in das Wesen unserer Zeitschrift eingeführt zu werden. Dies, sowie der Umstand, dass der neue Redaktor auch durch seine Tätigkeit in der G. E. P. und im S. I. A. zahlreichen Kollegen wohlbekannt ist, bürgen dafür, dass die bewährte Tradition kollegialer Zusammenarbeit der SBZ mit den schweizerischen Fachkreisen auch durch ihn erhalten und gemehrt wird.

Der Herausgeber: Werner Jegher

## Der Pistenbelag für moderne Grossflughäfen

### Praktische Berechnung, Konstruktion und Dimensionierung der Betonpisten

Von Dipl. Ing. P. SOUTTER, Zürich

Mit Rücksicht auf die mehrjährige Bauzeit von Grossflugplätzen ist es angebracht, sofort und mit aller Gründlichkeit die besonderen baulichen Fragen, die damit im Zusammenhang stehen, abzuklären. Eine der wichtigsten Fragen ist diejenige der Berechnung und Konstruktion der Start- und Landepisten.

#### 1. Bituminöse Decke oder Betonbelag?

Massgebend für die Solidität des Belages ist die Beschaffenheit und Frostsicherheit der Unterlage, sodass in der Regel ein standfester und frostsicherer Koffer wird hergestellt werden müssen. Für die Wahl des zweckmässigsten Belages sind neue Ueberlegungen erforderlich, da es sich um ganz andere Verhältnisse handelt, als beim Bahn- oder Strassenbau. So spielt z. B. das elastische Verhalten der Pistendecke praktisch keine Rolle gegenüber demjenigen des Fahrgestelles des Flugzeuges. Die Einsenkungen der Decke unter der Radlast bleiben minim im Verhältnis zu der Zusammendrückung der Fahrgestellfederung. Sie betragen z. B. im Falle einer Radlast von 40 t, für Betonplatten von  $5 \times 5$  m und 30 cm Stärke unter den Annahmen der folgenden Beispiele 0,32 cm und für die bituminöse Decke bei einer Lastübertragung unter  $45^\circ$  1,7 cm. Demgegenüber beträgt die Zusammendrückung der Fahrgestellfederung 50 cm und mehr. Dieses Beispiel zeigt eindeutig, dass ein Unterschied in der elastischen Nachgiebigkeit zwischen einer Decke mit bituminösem Belag und einer solchen mit hartem Betonbelag für die Dämpfung des Landestosses praktisch keine Rolle spielt im Gegensatz zum Bahn- oder Strassenbau, wo die Einsenkungen des Unterbaues und die Deformation der Federung des Fahrzeuges Grössenordnungen aufweisen, die einander viel näher liegen.

Von verschiedenem Einfluss auf das Fahrzeug ist lediglich die Oberflächenrauigkeit des Belages, die für die Abnutzung der Bereifung der Räder massgebend ist, solange nicht besondere Vorkehrungen getroffen werden, wie z. B. Antrieb der Räder vor dem Landen usw. Die Oberfläche eines Betonbelages kann aber mit modernen Mitteln derart glatt ausgeführt werden, dass der Rauigkeits-Unterschied gegenüber einem bituminösen Belag unbedeutend wird. Auch kann der glatte Betonbelag noch mit einer Asphaltemulsion gespritzt werden, um die Rauigkeit weiter herabzusetzen (wobei aber die dunkle Färbung als Nachteil in Rechnung zu setzen wäre). Für den Vergleich des bitumi-

nösen mit dem Beton-Belag kommen somit neben wirtschaftlichen Ueberlegungen (Kosten und Unterhalt) in erster Linie die Eigenschaften des Belages selbst, d. h. sein Widerstand gegen die Belastungen und andere Einflüsse, in Betracht.

Hauptvorteile des Betonbelages sind die weitgehende Verteilung der Last auf den Baugrund, die grössere Widerstandskraft gegenüber mechanischen, chemischen (Öl, Benzin usw.) und Witterungseinflüssen. Der Betonbelag dürfte überall gegeben sein, wo der Baugrund nur eine mässige Belastung erträgt und der zu erwartende Grossverkehr den Pistenbelag stark beansprucht. Der bituminöse Belag wird aber trotzdem, je nach den an ihn gestellten Forderungen, in bestimmten Fällen auch im Pisten- oder Rollwegbau wertvolle Dienste leisten.

Ueber die Berechnung und Dimensionierung von Betonpisten sind in der Fachliteratur wenig Angaben zu finden, die eine rasche überschlägige Bemessung gestatten. Ebenfalls sind keine brauchbaren Versuchsergebnisse von grösserer Bedeutung bekannt. Es ist anzunehmen, dass in der Kriegszeit im Ausland auf diesem Gebiet Forschungsarbeit geleistet wurde, doch kann hier nicht zugewartet werden, bis diese Ergebnisse bekannt werden. Die vorliegende Studie will daher mit Rücksicht auf die kommenden schweizerischen Ausführungen von Flugplätzen einen Beitrag zur Klärung dieser Fragen leisten. Eine restlose Abklärung kann allerdings von einer statischen Untersuchung allein nicht erwartet werden; sie bildet erst eine Grundlage für die Dimensionierung und Ausbildung der Platten und muss durch eingehende Versuche und durch die Erfahrungen ergänzt werden.

#### 2. Die Berechnung der Betonplatte

##### a) Last in der Plattenmitte

Wir betrachten den meist vorhandenen Fall der quadratischen oder annähernd quadratischen Platte und benützen die von Schleicher für eine Kreisplatte mit Hilfe von Zylinderfunktionen angegebene strenge Lösung<sup>1)</sup>. Die quadratische Platte kann für den vorliegenden Belastungsfall durch die eingeschriebene Kreisplatte ersetzt werden, da die Ecken sich nur schwach an der Lastaufnahme beteiligen (Abb. 1). Das für die Dimensionierung massgebende Moment in der Plattenmitte kann nach Umformung

<sup>1)</sup> Dr. Ing. F. Schleicher: Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Berlin 1926, Julius Springer.

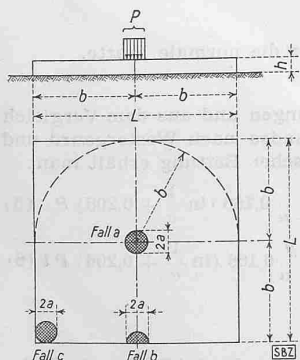


Abb. 1. Die drei typischen Lastfälle

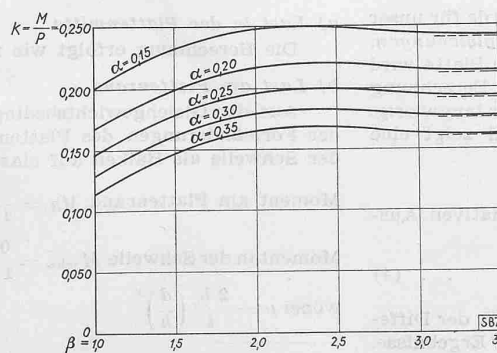


Abb. 2. k-Werte für das Moment in Plattenmitte, nach Schleicher

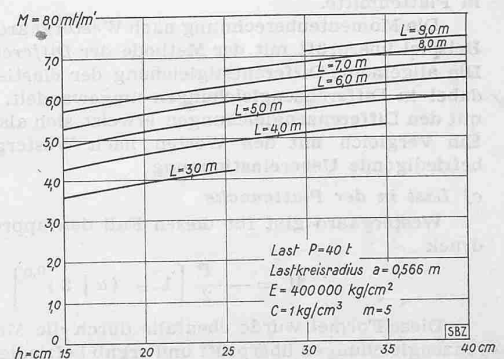


Abb. 3. Moment für Last in Plattenmitte, Rechnungsbeispiel

der Schleicher'schen Formel wie folgt an-  
geschrieben werden:

$$M = kP \quad (1)$$

wobei die Zahl  $k$  eine etwas komplizierte Kombination von Zylinderfunktionen ersetzt. Mit Rücksicht auf die umständliche Berechnung ist  $k$  für den in der Praxis vorkommenden Bereich ausgerechnet und in Abb. 2 graphisch dargestellt worden.  $k$  ist eine Funktion von  $E$  = Elastizitätsmodul des Betons in  $\text{kg/cm}^2$ ,  $m$  = Querdehnungszahl,  $C$  = Bettungsziffer des Baugrundes in  $\text{kg/cm}^3$ ,  $h$  = Plattenstärke in cm,  $a$  = Lastkreisradius in cm,  $b$  = Plattenradius in cm,  $M$  = Moment in  $\text{mt/m}$ . Von diesen Werten lassen sich zweckmässig vier in einer neuen veränderlichen Grösse, der charakteristischen Länge  $l$  der Platte, zusammenfassen:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 \left(1 - \frac{1}{m^2}\right) C}}$$

Mit der Bezeichnung  $\alpha = a/l$  und  $\beta = b/l$  wird  $k$  nur noch Funktion von  $\alpha$  und  $\beta$ . Es sei noch bemerkt, dass  $l$  und damit  $k$  und  $M$  von einer Änderung von  $E$  und insbesondere von der oft unsicheren Bettungsziffer  $C$  nur relativ schwach beeinflusst werden, da  $E$  und  $C$  unter der vierten Wurzel stehen. Die Werte der Abb. 2 sind für  $m = 5$  ausgerechnet. Die  $k$ -Werte für  $\beta = \infty$  (unendlich ausgedehnte Platte) stimmen gut überein mit der von Westergaard<sup>2)</sup> für diesen Spezialfall abgeleiteten Näherungs-Formel

$$M = \frac{1 + \frac{1}{m}}{4\pi} \left( \ln \frac{1}{\alpha} + 0,6159 \right) P \quad (2)$$

Aus Abb. 2 ersieht man, dass  $M$  seinen Maximalwert nicht für  $\beta = \infty$ , sondern für eine endliche Platte mit  $\beta = 2,4 \div 2,5$  erreicht. Abb. 3 stellt das Moment dar für das Beispiel einer Last von 40 t in Plattenmitte.

#### b) Last am Plattenrand

Die Theorie von Schleicher lässt sich nur auf zentralsymmetrische Belastungsfälle anwenden, sodass der Fall einer Belastung am Plattenrand nicht nach seiner Theorie behandelt werden kann. Dafür hat aber Westergaard eine Lösung gefunden. Allerdings setzt er dabei immer noch eine unendlich lange Platte voraus. Doch stimmen hier die Ergebnisse mit denen endlicher Platten besser überein als bei einer Belastung in der Plattenmitte. Die Plattenlänge fällt eben bei der Belastung des Randes weniger ins Gewicht als bei der Belastung der Plattenmitte. Die Lösung von Westergaard ergibt nach kleinen Umformungen für  $M$  den Wert

$$M = 0,166 \left( \ln \frac{1}{\alpha} + 0,206 \right) P \quad (3)$$

Das Moment am Plattenrand wird also grösser als dasjenige in Plattenmitte.

Die Momentenberechnung nach Westergaard wurde für unser Beispiel überprüft mit der Methode der Differenzengleichungen. Die allgemeine Differentialgleichung der elastischen Platte wird dabei in Differenzengleichungen umgewandelt. Die Berechnung mit den Differenzengleichungen erweist sich als sehr langwierig. Ein Vergleich mit den Werten nach Westergaard zeigt eine befriedigende Übereinstimmung.

#### c) Last in der Plattenecke

Westergaard gibt für diesen Fall den approximativen Ausdruck

$$M = -\frac{P}{2} \left[ 1 - (\alpha \sqrt{2})^{0,6} \right] \quad (4)$$

Diese Formel wurde ebenfalls durch die Methode der Differenzengleichungen überprüft und ergab befriedigende Ergebnisse.

<sup>2)</sup> H. M. Westergaard: Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. «Public Roads», Heft 2, 1926.

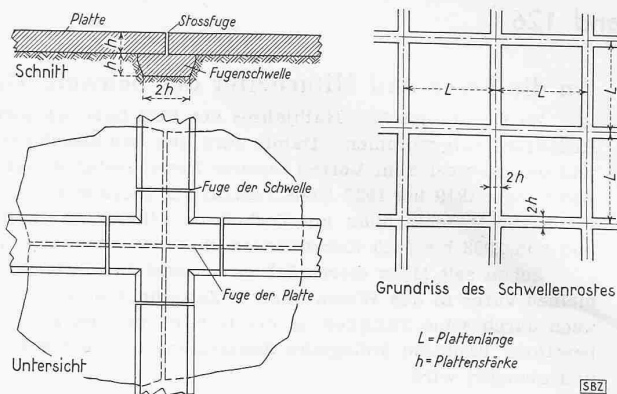


Abb. 5. Betonplatte mit Randschwellen

Die Momentenwerte sind ebenfalls grösser als in Plattenmitte, jedoch kleiner als am Rand.

#### Zusammenfassung

Zusammenfassend kann über die Dimensionierung folgendes gesagt werden: Für die Laststellung in der Plattenmitte ergibt die Berechnung nach Schleicher zutreffende Ergebnisse, für Laststellungen am Rand und in der Ecke jedoch können die einfachen Beziehungen von Westergaard verwendet werden.

Es sei noch auf die Abhandlung von G. Murphy<sup>3)</sup> hingewiesen. Nach Entwicklung der strengen Theorie der Rechteckplatten auf elastischer Bettung wird sie mit Versuchen an Stahlplatten auf Gummiunterlagen bestätigt. In einem Beispiel wird gezeigt, dass die Westergaard'sche Formel für quadratische Platten genügend genaue Werte ergibt. So erhält Murphy für eine Bodenplatte mit  $l = 3,05$  m (10 ft.),  $h = 15,24$  cm (6 in.),  $E = 211\,000$   $\text{kg/cm}^2$  (3 000 000 lb. per sq. in.),  $m = 0,15$ ,  $C = 7,03$   $\text{kg pro cm}^3$  (10 000 lb. per sq. in.),  $P = 4,536$  t, Lastfläche  $38,7 \cdot 38,7$  cm für Mitte und Ecke, bzw.  $38,7 \cdot 19,35$  cm für Rand, die folgenden Spannungen und Abweichungen:

|                  | Strenge Theorie       | Formeln von Westergaard | Differenz in % |
|------------------|-----------------------|-------------------------|----------------|
| Last in der Ecke | 37,8 $\text{kg/cm}^2$ | 39,4 $\text{kg/cm}^2$   | 4              |
| Last am Rand     | 38,8 $\text{kg/cm}^2$ | 43,6 $\text{kg/cm}^2$   | 11             |

In Diagramm 4 sind die Momente unseres Beispiels für die drei Laststellungen in Abhängigkeit der Plattenstärke dargestellt. Für die Laststellung in Plattenmitte sind die Ergebnisse nach Schleicher und Westergaard, für die übrigen beiden Laststellungen nach Westergaard angegeben.

#### 3. Die Berechnung der Betonplatte mit Randschwellen

Diese neue Lösung (Abb. 5) hat neben konstruktiven Vorteilen den Zweck, das Moment für die Rand- oder Ecklast derart zu ermässigen, dass es nicht grösser wird als für die Mittelast. Dadurch wird eine Randverstärkung oder Verdübelung bzw. Verzahnung überflüssig. Das elastische Verhalten und die gegenseitige Beeinflussung der drei Elemente Boden-Schwelle-Platte können mit einer strengen Theorie ohne weitläufige Rechnung nicht erfasst werden. Man ist deshalb vorerst auf Näherungslösungen angewiesen, die sich ohnehin mit Rücksicht auf die vereinfachenden Annahmen der Bettungsziffer rechtfertigen und für die Praxis genügend genaue Schätzungen erlauben. Es ist aber klar, dass diese Ergebnisse durch Versuche und weitere Forschung nachgeprüft und ergänzt werden müssen.

##### a) Last in der Plattenmitte

Die Berechnung erfolgt wie für die normale Platte.

##### b) Last am Plattenrand

Aus den Gleichgewichtsbedingungen und aus dem Vergleich der Formänderungen des Plattenrandes nach Westergaard und der Schwelle als Balken auf elastischer Bettung erhält man:

$$\text{Moment am Plattenrand } M_R = \frac{1}{1 + \mu} 0,166 \left( \ln \frac{1}{\alpha} + 0,206 \right) P \quad (5)$$

$$\text{Moment in der Schwelle } M_{\text{Schw}} = \frac{0,5 \mu}{1 + \mu} 0,166 \left( \ln \frac{1}{\alpha} + 0,206 \right) P l \quad (6)$$

$$\text{wobei } \mu = \frac{2 b_0}{l} \left( \frac{d}{h} \right)^3$$

<sup>3)</sup> G. Murphy: Stresses and Deflections in Loaded Rectangular Plates on Elastic Foundations. Jowa Eng. Experiment Station. June 1937, Bulletin 135.

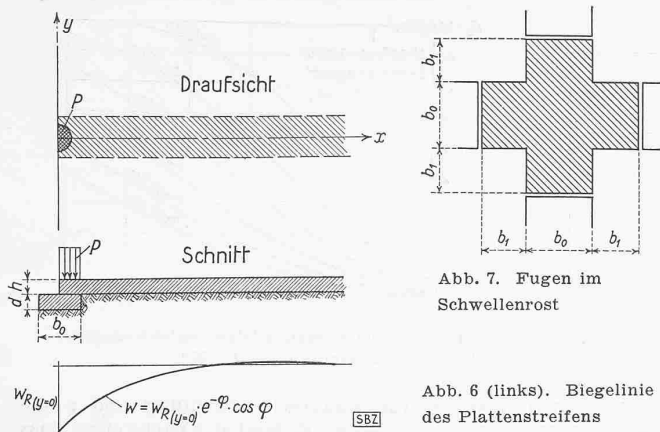


Abb. 6 (links). Biegelinie des Plattenstreifens

Dabei wird angenommen, dass die Biegelinie eines Plattenstreifens nach Abb. 6 die selbe Form habe wie diejenige eines Balkens auf elastischer Bettung mit der Randlast  $P$ .

$$w = w_R(y=0) e^{-\varphi} \cos \varphi^4$$

Darin ist  $\varphi = \frac{x}{l}$  und  $l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1 - \frac{1}{m^2})C}}$  = charakteristische

Länge der Platte.  $M_R$  ist in  $\text{mt/m}$ ,  $M_{\text{Schw}}$  in  $\text{mt}$  gemessen. Aus der Bedingung, dass das Randmoment der Platte nicht grösser sein soll als das Mittelmoment, ergibt sich für  $b_0 = 2d$

$$d = h \sqrt[4]{\frac{1}{4} \left( \frac{M_{R_0}}{M_m} - 1 \right) \frac{l}{h}} \quad (7)$$

$M_{R_0}$  = Randmoment der Platte ohne Schwelle,  $M_m$  = Moment in Plattenmitte. Falls  $\frac{M_{R_0}}{M_m}$  aus Abb. 4 für das ausgerechnete Beispiel entnommen wird, liefert die Auswertung für verschiedene Plattenstärken:

|          |          |    |    |    |    |       |
|----------|----------|----|----|----|----|-------|
| Platte   | h = 15   | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 cm |
| Schwelle | d = 10,1 | 17 | 23 | 29 | 35 | 40 cm |

Die Ausrechnung für einige andere Beispiele mit Platten von 3 bis 6 m liefert ähnliche Ergebnisse. Daraus folgt die allgemeine einfache Regel, die Schwelle zweimal so breit wie hoch und in gleicher Stärke auszuführen wie die Platte. Unter diesen Voraussetzungen werden auch die Spannungen in Platte und Schwelle nahezu gleich gross. So erhält man für das Verhältnis der Betonzugspannungen im betreffenden Beispiel:

|                                                                |        |      |      |      |      |       |
|----------------------------------------------------------------|--------|------|------|------|------|-------|
| Plattenstärke                                                  | = 15   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40 cm |
| $\frac{\sigma_{bz \text{ Schw.}}}{\sigma_{bz \text{ Platte}}}$ | = 0,67 | 0,87 | 0,92 | 0,97 | 1,00 | 1,00  |

#### c) Last in der Ecke

Die Einsenkung der normalen Platte an der Ecke unter der Last beträgt nach Westergaard für die Platte ohne Schwelle:

$$w_{E_0} = (1,1 - 1,25 \alpha) \frac{P}{C l^2}$$

$$\text{das Moment } M_{E_0} = - \left( 1 - (\alpha \sqrt{2})^{0,6} \right) \frac{P}{2}$$

Die Schwellen können entweder kontinuierlich oder mit Fugen beim Schwellenkreuz ausgebildet werden. Mit den gleichen Ueberlegungen wie unter b) lassen sich die massgebenden Momente aus den Gleichgewichts- und Deformationsbedingungen ermitteln. Es ergibt sich daraus, dass die Anwendung von Fugen besonders bei nicht armierten Schwellen zweckmässig ist, da sonst im allgemeinen eine Ueberlastung der Schwellen gegenüber der Platte eintritt (Abb. 7).

Das Eckmoment für die Platte beträgt dann:

$$M_E = \frac{1}{1 + \mu} M_{E_0} \quad (8)$$

wobei

$$\mu = \left( 1,1 - 1,25 \alpha \right) \frac{F}{l^2}$$

Für  $F$  gilt nach Abb. 7  $F = b_0^2 + 4 b_0 b_1$

Aus der Bedingung, dass das Eckmoment in der Platte nicht grösser wird als das Mittelmoment, kann  $b_1$  ermittelt werden. Zum Beispiel ergibt sich für eine 5 m-Platte und die Bedingungen der Abb. 4:

|                     |    |    |       |
|---------------------|----|----|-------|
| h = 25              | 30 | 35 | 40 cm |
| b <sub>0</sub> = 50 | 60 | 70 | 80 „  |
| b <sub>1</sub> = 20 | 45 | 62 | 75 „  |

Für Plattenstärken unter etwa 21 cm ist das Eckmoment in der Platte ohnehin kleiner als das Mittelmoment.

\*) Dr. H. Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin 1888.

Das maximale Moment in der Schwelle ergibt sich für den ungünstigsten Belastungsfall zu

$$M_{\max} \cong -0,32 \frac{P}{2} \frac{s^2 b_0}{\varepsilon + F + s b_0} \quad (9)$$

wobei  $\varepsilon = 1,1 - 1,25 \alpha$

$$s = \sqrt[4]{\frac{4 E J}{b_0 C}} = \text{charakteristische Länge der Schwelle}$$

Unter dieser Voraussetzung wird die maximale Spannung in der Schwelle ebenfalls von gleicher Grössenordnung wie die Spannung in der Platte.

#### 4. Die dynamischen Wirkungen

Bei den Pisten sind die Verhältnisse grundsätzlich anders als z.B. im Eisenbahnbrückenbau, wo man mit dem Begriff der Stossziffer arbeitet. Wir haben bereits erwähnt, dass die kinetische Energie beim Landen fast ausschliesslich vom Fahrgestell aufgenommen wird. Andererseits rollt das Flugzeug beim Landen mit hoher Geschwindigkeit weiter, sodass sich die theoretisch ermittelte Deformation der Betonplatte unter Umständen nicht vollständig vollziehen kann. Der Angriffspunkt der Last verschiebt sich, bevor sich die Platte unter der Last vollständig deformieren kann. Der Zeitfaktor spielt hier eine massgebende Rolle und wird in noch zu erforschender Weise in der Berechnung berücksichtigt werden müssen. Hinzu kommt noch die Ueberlegung, dass die Bruchsicherheit einer Betonplatte im Gegensatz zum Hoch- und Brückenbau nicht identisch ist mit Sicherheit schlechthin. Eine gerissene oder abgescherte Pistenplatte wird ihren Dienst u.U. ohne weiteres versehen können. Aus allen diesen Gründen dürften die dynamischen Wirkungen im Betonpistenbau nicht mit einer Erhöhung der statischen Lasten, sondern mit einer vorsichtigen Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen des Betons berücksichtigt werden. Die Abklärung der dynamischen Vorgänge ist aber von grösserer Bedeutung für die zuverlässige Dimensionierung der Platten, und es ist zu hoffen, dass es in der nächsten Zeit gelingt, theoretisch und versuchsstechnisch eine Klarstellung dieser Fragen zu fördern.

#### 5. Die Beanspruchung der Platte durch Temperatur- und Schwindwirkung

Den Temperatur- und Schwindwirkungen, die bei den üblichen Konstruktionen des Hoch- und Brückenbaues oft eine untergeordnete Rolle spielen, ist hier volle Beachtung zu schenken. Die Bedeutung dieser Beanspruchungsarten erkennt man sofort, wenn man eine fugenlose, allseitig unendlich ausgedehnte Platte untersucht. Hier gilt bekanntlich, dass aus Symmetriegründen die von Temperaturänderung oder vom Schwinden herrührenden Formänderungen durch die Spannungen rückgängig gemacht werden müssen:

$$\sigma_t = \frac{E}{1 - \frac{1}{m^2}} \omega_t t \quad (\text{Temperaturspannung})$$

$$\sigma_s = \frac{E}{1 - \frac{1}{m^2}} \varepsilon_s \quad (\text{Schwindspannung})$$

Die Ausdrücke sind gültig für beliebige Verteilung der Temperatur  $t$  und des Schwindmasses  $\varepsilon_s$  über den Plattenquerschnitt. Setzt man beispielsweise  $E = 400\,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $m = 5$ ,  $\omega_t = 0,00001$ ,  $t = 10^\circ$  (Abkühlung),  $\varepsilon_s = 0,0002$  (Schwindmass genügend, da nur einseitige Belüftung, Bodenfeuchtigkeit usw.), so erhält man als Zugspannungen:

$$\sigma_t = \frac{400\,000}{0,96} \cdot 0,00001 \cdot 10 = 41,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{400\,000}{0,96} \cdot 0,0002 = 83,4 \text{ kg/cm}^2$$

Die Grösse dieser Spannungen zeigt eindeutig die unbedingte Notwendigkeit der Anordnung von Fugen. Es fragt sich nun, welche Herabsetzung der Spannungen durch eine Unterteilung erreicht werden kann.

#### a) Ungleichmässige Temperaturänderung

Für einen in einer Richtung unendlich ausgedehnten Plattenstreifen (Abb. 8) von der Breite  $b$  gilt nach Westergaard<sup>5)</sup>, nach vereinfachender Umformung für die Randspannungen:

$$\sigma_y = \sigma_0 \left[ 1 - 2 \frac{\sin \lambda \cos \lambda + \cos \lambda \sin \lambda}{\sin 2 \lambda + \sin 2 \lambda} \right] \quad (10)$$

$$\text{worin } \lambda = \frac{b}{l \sqrt{8}}; \quad l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) C}}$$

Die Formel gilt für eine lineare Temperaturänderung von  $t$  am oberen Plattenrand auf  $t_u = -t_0$  am untern Rand.  $\sigma_0$  ist dabei

5) H. M. Westergaard: Analysis of Shores in Concrete Roads caused by Variations of Temperature. «Public Roads», May 1927.

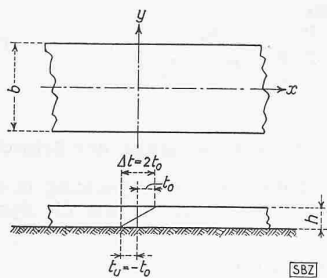


Abb. 8. Ungleichmässige Temperatur-Aenderung im Plattenstreifen

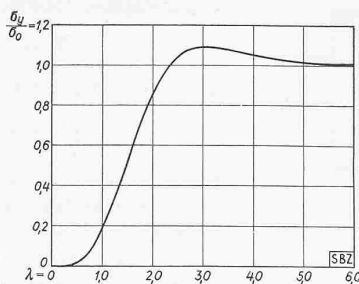
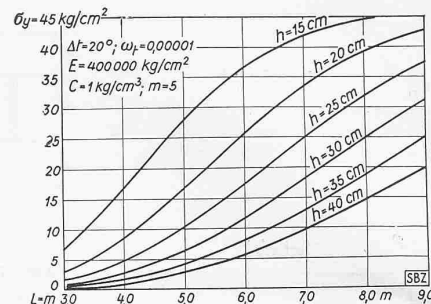


Abb. 9. Ungleichmässige Temperatur-Aenderung; Abminderungsfaktor

Abb. 10. Spannungen infolge ungleichmässiger Temperatur-Aenderung  $\Delta t = 20^\circ$ 

die Spannung, die in einer nach allen Richtungen unendlich ausgedehnten Platte entstehen würde. Mit  $\Delta t = t_0 - t_u = 2 t_0$  gilt

$$\sigma_0 = \frac{E}{1 - \frac{1}{m^2}} \omega_t \frac{\Delta t}{2}$$

Der Abminderungsfaktor  $\frac{\sigma_y}{\sigma_0}$  ist in Abb. 9 graphisch für einige Werte von  $\lambda$  dargestellt. Bemerkenswert ist, dass gewisse endliche Platten ( $\lambda > 2,4$ ) grössere Spannungen aufweisen als eine unendliche Platte, in Analogie zu den Momenten infolge der Belastung in Plattenmitte.

Für eine Platte mit  $b = 500$  cm,  $d = 25$  cm,  $E = 400\,000$  kg/cm²,  $m = 5$ ,  $\omega_t = 0,00001$ ,  $\Delta t = 20$ ,  $C = 1,0$  kg/cm³ erhält man

$l = 1,530$  m,  $\lambda = 1,156$ ,  $\sigma_0 = 41,6$  kg/cm², und aus Abb. 9  $\sigma_y = 0,241 \sigma_0 = 10$  kg/cm²

$$\sigma_x = 41,6 + \frac{1}{5} (10 - 41,6) = 35,3 \text{ kg/cm}^2$$

Die Spannungen sind gegenüber der allseitig unendlich ausgedehnten Platte bedeutend kleiner. Falls die Platten in der  $x$ -Richtung ebenfalls eine endliche Dimension aufweisen, wird vor allem  $\sigma_x$ , dann aber auch  $\sigma_y$  entsprechend kleiner werden. Man kann damit rechnen, dass  $\sigma_x$  für quadratische Platten nicht grösser wird als das oben berechnete  $\sigma_y$  und deshalb den Wert  $\sigma_y$  für quadratische Platten mit guter Näherung als massgebend betrachten.

Die Westergaard'sche Formel lässt sich auch vereinfachen zu

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{64} \Delta t \omega_t C \frac{b^4}{h^3}} \dots \dots \dots (11)$$

die für  $\frac{b^4}{h^3} \leq \frac{16}{3} \left( \frac{E}{1 - \frac{1}{m^2}} \right) C \cong 2\,200\,000$

praktisch genügend genau gilt (max. Fehler: 10%).

Abb. 10 gestattet für verschiedene Plattenstärken und Plattenbreiten den zugehörigen Wert von  $\sigma_y$  zu ermitteln.

#### b) Gleichmässige Temperaturänderung und Schwinden

Um die Grössenordnung der Spannungen und Verschiebungen zu ermitteln, denken wir uns aus der Platte einen schmalen Streifen von der Länge  $L$  und der Breite  $\Delta b = 1$  herausgetrennt und betrachten als Näherung dieses Element für sich allein (Abb. 11). Unter der Wirkung von  $t$  (Erhöhung der Temperatur) dehnt sich die Platte aus und zwingt den Boden solange die waagrechte Verschiebung mitzumachen, bis die zwischen Platte und Boden auftretende Schubspannung die Haftfestigkeit überschreitet. Wächst die Ausdehnung noch weiter an, so setzt der Boden der Bewegung nur noch Reibungskräfte  $\tau = \mu \sigma$  entgegen. Wann dieser Zustand eintritt, hängt von der Herstellungsart der Piste ab. Die Haftfestigkeit wird bei einer Platte, die unmittelbar auf den eventuell noch verdichteten Boden aufbetoniert ist (und wo es unter Umständen schwer fällt, eine genaue Grenze zwischen Platte und Boden anzugeben) bedeutend grösser sein als bei einer solchen, die auf einer Gleitzwischenschicht (Sand, Karton usw.) aufruhrt. Allerdings ist, wie weiter unten nachgewiesen wird, die Schubspannung in den praktisch vorkommenden Fällen derart gering, dass man wohl immer annehmen kann, der Untergrund wirke solidarisch mit der Platte zusammen. Es gilt dann analog wie für senkrechte Belastungen

$$\tau = K u$$

wo  $K$  die Bettungsziffer für waagrechte Richtung und  $u$  die waagrechte Verschiebung bedeutet. Es lässt sich nachweisen, dass  $K \cong C$  ist.

Mit diesem Ansatz erhält man nach Stüssi<sup>6)</sup>:

Max. Längskraft in der Mitte des Streifens (auf Breite 1 bezogen):

$$N_{\max} = E h \omega_t t \left( 1 - \frac{1}{\cos \varepsilon} \right)$$

Max. Ausdehnung am Rand

$$u_{\max} = \omega_t t \frac{L}{2} \frac{\text{Tg } \varepsilon}{\varepsilon}$$

Max. Schubspannung zwischen Platte und Boden

$$\tau_{\max} = K u_{\max}$$

Darin ist

$$\varepsilon = \frac{L \sqrt{K}}{2 \sqrt{E h}}$$

Da  $\varepsilon$  immer sehr klein ist (für  $E = 400\,000$  kg/cm²,  $L = 2b = 800$  cm,  $h = 25$  cm,  $K = 1$  kg/cm² wird  $\varepsilon = 0,1265$ ), kann man durch Reihenentwicklung die folgenden Ausdrücke erhalten:

$$N_{\max} = \frac{1}{8} \omega_t t L^2 K \quad u_{\max} = \omega_t t \frac{L}{2} \left( 1 - \frac{\varepsilon^2}{3} \right)$$

Da  $N_{\max}$  an der untern Plattenfläche angreift, folgt für die max. Randspannung

$$\sigma_{\max} = \frac{\omega_t t L^2 K}{2 h} \dots \dots \dots (12)$$

Abb. 12 stellt die Randspannung  $\sigma$  für  $t = 10^\circ$  bzw.  $\varepsilon_s = 0,0001$  und verschiedene Längen und Stärken der Platte dar.

Die Schubspannung wird

$$\tau_{\max} = \omega_t t \frac{L}{2} K \left( 1 - \frac{\varepsilon^2}{3} \right) \dots \dots \dots (13)$$

Wenn die Schwindwirkung untersucht werden soll, ist in den obigen Formeln  $\omega t = \varepsilon_s$  einzusetzen.

Die Schubspannungen sind sehr klein. Sollte die Haftfestigkeit doch überwunden werden, so tritt Reibung auf:

$$\tau = \sigma_v \mu = \gamma_B h \mu \quad \mu = \text{Reibungsbeiwert} \leq 1$$

Ferner ergibt sich ganz unabhängig vom Schwindmass

$$N = \frac{l}{2} \tau \quad \text{und} \quad \sigma = 2 \gamma_B \mu L$$

Z. B. mit den obigen Werten

$$\sigma = 2 \cdot 2,50 \cdot 1,0 \cdot 8,0 = 40 \text{ t/m}^2 = 4,0 \text{ kg/cm}^2$$

#### Beispiel

$L = 5,0$  m,  $K = 1$  kg/cm²,  $h = 30$  cm,  $E = 400\,000$  kg/cm²,  $\varepsilon = 0,072$

a. gleichmässige Temperaturänderung:

$\omega_t = 0,00001$ ;  $t = 10^\circ$

$\sigma_{t \max} = 0,42$  kg/cm² (Druck bei Erwärmung, Zug bei Abkühlung)

$u_{\max} = 0,025$  cm,  $\tau_{\max} = 0,025$  kg/cm²

b. Schwinden:

$\varepsilon_s = 0,0002$ ,

$\sigma_{s \max} = 0,83$  kg/cm²

$u_{\max} = 0,050$  cm,

$\tau_{\max} = 0,05$  kg/cm²

#### 6. Konstruktion und Dimensionierung der Platten

Die Ausbildung der Fugen (Abb. 13) ist massgebend für die Wirkungsweise der Platten. Die normale Platte wirkt als einfache Platte mit maximalem Moment am Rand. Aus wirtschaftlichen Gründen wird es sich aber empfehlen, die Platte nach dem maximalen Moment für die Last in der Mitte zu bemessen

<sup>6)</sup> Prof. Dr. F. Stüssi: Zur Theorie der Schienenatmung. SBZ Bd. 121, S. 231\* (8. Mai 1943).

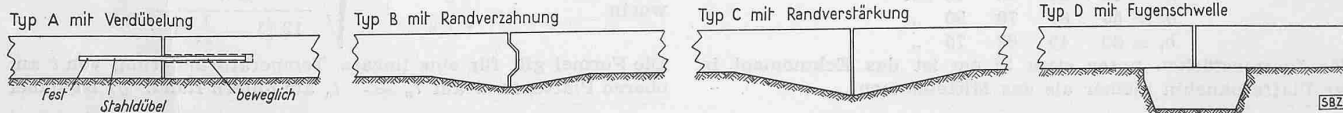


Abb. 13. Verschiedene Möglichkeiten der Ausbildung des Plattenrandes

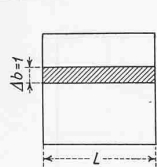
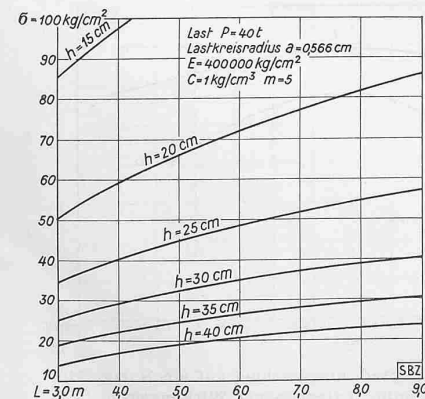
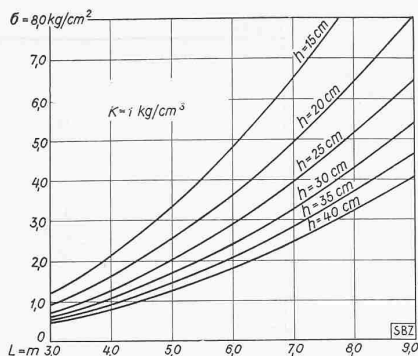


Abb. 11

und die grösseren Rand- und Eckmomente mit einer Platten-Verstärkung oder einer Bewehrung aufzunehmen. Bei normaler Baustoffbeschaffungsmöglichkeit wird sich die Bewehrung der Ränder und Ecken empfehlen, da die Ausbildung der Randverstärkungen die Ausführung und Verdichtung der Bodenunterlage wesentlich erschwert. Im Falle einer Verdübelung oder Verzahnung der Plattenränder wird das Moment in der Plattenmitte ohnehin massgebend sein. Die Verdübelung ist auf Abscheren und Lochleibungsdruck auf den Beton zu dimensionieren, sie muss konstruktiv ein freies Bewegen der Platten in horizontaler Richtung gewährleisten. Die Nachteile der Verdübelung sind bekannt: Konstruktion und Ausführung der Fugen sind heikel und kostspielig, die gegenseitige freie Bewegung der Platten ist unsicher usw.

Die Ausführung mit *Randschwellen* schaltet diese Nachteile aus und bietet darüber hinaus noch verschiedene Vorteile für die Ausführung. Der Boden wird zuerst auf U. K. Platte verdichtet. Dann wird der Schwellenstreifen ausgehoben und satt ausbetoniert. Der betonierte Schwellenrost stellt eine feste und sichere Grundlage dar, auf der die Betonpiste mit aller wünschbaren Genauigkeit (Querfälle 0,5 %) angelegt werden kann. Ebenso wird die Ausführung der Fugen der Platten wesentlich erleichtert. Weitere Schwellen können innerhalb der Plattenfelder angeordnet werden, um eine bessere Verteilung der Belastung auf dem Baugrund und eine entsprechende Minderbeanspruchung der Platten zu erzielen. Einige Untersuchungen haben gezeigt, dass die weitere Unterteilung der Maschenweite des Schwellen-Rostes Ersparnis an Beton von 10 bis 15 % erbringen kann. Eine nennenswerte Senkung der Kosten ist aber mit Rücksicht auf die etwas teurere Ausführung kaum zu erwarten. Dagegen bietet diese Lösung die Möglichkeit, auch bei grösseren Belastungen und Plattenabmessungen die Belagstärke so klein zu wählen, dass der Einbau *einschichtig* ausgeführt werden kann.

Die Wahl des zweckmässigsten Systems ist in normalen Zeiten vor allem eine wirtschaftliche Angelegenheit, wobei aber die konstruktiven Vorteile der einen oder andern Lösung in Bezug auf Dauerhaftigkeit und Unterhalt der Betonplatten in Rechnung gesetzt werden müssen. Es sollen möglichst wenig, wenn möglich gar keine Raumfugen angeordnet werden. Die zweckmässigste Lösung ist die raumfugenlose Ausführung z. B. über Feld, mit bituminösem Anstrich der Plattenränder, wo jede Platte für sich arbeiten kann. Jedes Plattenfeld besitzt somit durchgehende Stossfugen, die nach dem Schwinden der einzelnen Felder Raum für die Temperaturendeckungen aufweisen. Diese Stossfugen können höchstens Druckspannungen in den Platten verursachen, die, weil entlastend, nur willkommen sind. Ebenfalls ist der einschichtigen Bauweise gegenüber der doppelschichtigen unbedingt der Vorzug zu geben.

Abb. 14. Spannungen infolge  $P = 40\text{ t}$  in PlattenmitteAbb. 12. Spannungen infolge gleichmässiger Temperaturänderung  $t = 40^\circ$ 

muss sich hier nicht zu sehr an die Tradition festkrampfen. Die Pistenplatten sind nicht im gleichen Sinne wie im Strassenbau der Oberflächenabnutzung ausgesetzt; eine Sonderbehandlung der Oberschicht ist nicht gerechtfertigt. Die Entwicklung im Fahrgestellbau der Flugzeuge geht zur Schonung der Reifen mit grossen Schritten in Richtung der Ermässigung der Reibung beim Landen zwischen Rad und Piste, also auch der möglichst geringen Abnutzung der Piste. Am wichtigsten ist die einheitliche, gute Betonqualität der Platte. Zu starke Dosierungen sind mit Rücksicht auf die Schwind-Spannungen nicht angebracht, das Hauptgewicht liegt bei der Qualität, der Zusammensetzung und der Granulometrie des Kies- und Sandmaterials. Nicht armierte Platten haben sich im Strassenbau seit Jahren bewährt.

Die Entwicklung dürfte nicht- oder nur leichtarmierte Platten bringen, die unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons dimensioniert werden. Maillart hat eine Ausführung mit einer durchgehenden Bewehrung in mittlerer Höhe vorgeschlagen, damit im Falle von Rissbildungen und Abscheren der Platte die Bewehrung wie eine Verdübelung wirkt und die Zerstörung der Rissränder infolge Randbelastung verhindert. Die Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit, die einzig eine wirtschaftliche Ausführung ermöglicht, ist auch wegweisend für die erforderlichen Eigenschaften des Betons, der vor allem eine maximale Zugfestigkeit aufzuweisen hat. Es empfiehlt sich ferner, nach den Versuchen von Melan und Moersch, den Querschnitt als inhomogen zu betrachten, also einzusetzen:

$$n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}} = 0,5$$

Für einen unarmierten Rechteckquerschnitt folgt der Nulllinien-Abstand  $x = h(\sqrt{2} - 1) = 0,414h$  und die max. Zugspannung am unteren Rand

$$\sigma_{bz} = \frac{5,11 M}{h^2}$$

Abb. 14 gibt einige Rechnungsergebnisse zu Vergleichszwecken für folgende Annahmen:  $E = 400\,000\text{ kg/cm}^2$ ,  $m = 5$ ,  $C = 1,0\text{ kg/cm}^3$ ,  $P = 40\text{ t}$ , Aufsitzfläche  $F = 1,0\text{ m}^2$ , somit  $a^2\pi = 1,00$  und  $a = 0,566\text{ m}$ . In Abb. 14 erkennt man deutlich, dass bei Pistenplatten die Plattenstärke von viel grösserem Einfluss auf die Randspannung ist als die Plattenlänge, im Gegensatz zu den freigespannten Balken und Platten.

## 7. Schlussfolgerungen

Die in diesem Aufsatz angegebenen Berechnungen dürften genügen, um eine erste Dimensionierung der Platten durchführen zu können; für die endgültige muss dagegen die Berechnungsmethode verfeinert werden. Diese Verfeinerung genügt aber allein nicht, denn die Rechnung enthält noch viele unbestimmte Grössen, die erst auf dem Versuchswege genauer ermittelt werden können: Zusammenwirken von Platten und Unterbau, Wirkung von dynamischen Lasten, Grösse der Temperatur- und Schwindspannungen, Biegezugfestigkeit des Betons, usw. Ein erheblicher Aufwand an Berechnungen und Versuchsanlagen wird sich aber unbedingt lohnen in Anbetracht der vielen Millionen, die in diesen Pisten beim Bau der kommenden Flughäfen investiert werden müssen.

## Zwanzig Jahre später

Im Schatten der imposanten 75. Jubiläums-Generalversammlung der G. E. P. vom 23./24. Sept. 1941<sup>1)</sup> feierten die *Maschinen- und Elektro-Ingenieure, die 1921 diplomiert hatten*, ihr zwanzigstes Diplomjubiläum. Der Jahrgang, der da zusammen kam, zeichnete sich durch keine Besonderheiten aus; es ist gerade seine Durchschnittlichkeit, die ihn für uns interessant macht. So mögen die nachfolgenden Mitteilungen, die sich eben so gut auf einen anderen Kurs beziehen könnten, das Bild des Durchschnittingenieurs wiedergeben und vielleicht zu einer wissenschaftlichen und auf breiter Grundlage aufgebauten Erhebung ähnlicher Art anregen.

Von den 117 Diplomanden (wovon 29 Ausländer, 16 Adressen unbekannt, fünf gestorben) wurden 67 eingeladen; 35 erschienen, 13 entschuldigten sich (wegen Krankheit vier, wegen Militärdienst vier, wegen Ausland drei, wegen Ferien zwei), 14 antworteten nicht. Den 67 Einladungen wurde je ein Fragebogen beigelegt, von denen 44 ausgefüllt eingingen. Die dabei verlangten zwei Photos — «einst und jetzt» wurden am Abend projiziert. Die von einem Kursteilnehmer, Dipl. Ing. Paul Silberer, ausgewerteten Lebenskurven ergaben folgende «Längs- und Querschnitte»:

*Personalien:* Geburtsjahr: Mittelwert 1900, Streuung 1897 bis 1903; Körpergewicht: 71,6 kg, Streuung 51 bis 90 kg; dabei

<sup>1)</sup> Vgl. SBZ Bd. 125, S. 168\* (1945).