

Les portées théoriquement maxima des ponts en arc de béton armé

Autor(en): **Baravalle, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3074>

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.

IV b 13

Les portées théoriquement maxima des ponts en arc de
béton armé.

Die theoretisch größtmöglichen Spannweiten von
Eisenbetonbogenbrücken.

The Theoretical Maximum Spans of Reinforced Concrete
Arch Bridges.

Dr. techn. F. Baravalle,
Ingenieur im Stadtbauamt Wien.

L'Ingenieur *S. Boussiron* a calculé et représenté entre autres, dans son intéressant rapport de la Publication préliminaire, l'allure de la variation de la section moyenne d'un arc en fonction du taux de travail pour des arcs de béton armé de portées différentes mais de surbaissement constant $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$ (Publication préliminaire, p. 755, fig. 11). Les hypothèses introduites dans ses calculs sont représentées par les considérations théoriques qu'il indique $\left(1 = \frac{\varepsilon \cdot R^n}{e^\alpha} \dots\right)$ et par l'hypothèse que chaque arc doit supporter outre son propre poids une charge permanente provenant du tablier, des suspentes, etc. de 4,6 t/m et une charge utile de 2 t/m (correspondant à $\sim \frac{2}{4} = 0,5 \text{ t/m}^2$). Les variations de température sont prises égales à $\pm 25^0 \text{ C}$.

Les courbes représentées montrent que pour $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$ et $\sigma_{\text{adm}} = 100 \text{ kg/cm}^2$ la portée maxima est d'environ 600 m et pour $\sigma_{\text{adm}} = 150 \text{ kg/cm}^2$ d'environ 900 m.

Pour compléter ces explications et la contribution à la discussion du Professeur Dr. Ing. *K. Gaede* nous voudrions exposer nos études qui conduisent à la détermination des portées maxima des ponts en arc de béton armé.

Hypothèses fondamentales.

Le type d'arc qui autorise les portées maxima, et par conséquent qui servira de base à notre étude, est l'arc à encastrement total, sans articulation, avec tablier surélevé.

D'après la méthode de calcul indiquée par l'Ingénieur A. *Straßner*¹ nous avons déterminé, pour les contraintes admissibles de $\sigma_b = 100$ et 150 kg/cm^2 , les épaisseurs à la clé et aux naissances correspondant à différents surbaissements avec les hypothèses suivantes :

I. Type d'arc.

Encasté, sans articulations, à section pleine et avec tablier surélevé.

II. Calcul.

(Les principes fondamentaux du calcul sont qu'avec l'application d'une loi de variation de la charge, l'axe de la voûte, tiré du funiculaire du poids propre, soit représenté par une fonction géométrique de ce dernier et que les grandeurs hyperstatiques soient déterminées avec les équations d'élasticité. La variation de l'épaisseur de la voûte est introduite dans le calcul sous forme de loi. Nous avons entièrement conservé les notations du Dr. Ing. A. *Straßner*).

1° Les forces agissent dans le plan principal de symétrie longitudinale.

2° La détermination du système d'axes dans le sens vertical résulte du choix des grandeurs m_a et m_b . Ces valeurs sont choisies de telle sorte que

$$\begin{aligned}\gamma_a + \varepsilon_a m_a &= 0 \\ \gamma_b + \varepsilon_b m_b &= 0\end{aligned}$$

c'est-à-dire que les angles des naissances pour une charge $H = 1$ et les angles de la section d'encastrement pour la même charge, respectivement pour une charge de sens contraire, coïncident.

3° La détermination du système d'axe dans le sens horizontal résulte du choix des grandeurs z_a et z_b . Ces valeurs sont choisies de telle sorte que

$$z_a (\alpha_a + \beta + \varepsilon_a) = z_b (\alpha_b + \beta + \varepsilon_b).$$

4° Equilibre entre les forces internes et externes.

5° Module d'élasticité E constant sur toute la longueur de l'arc.

6° Loi de répartition linéaire des contraintes d'après Navier.

7° Proportionnalité entre les contraintes et les allongements (loi de Hook)
 $\sigma = \varepsilon \cdot E$.

$$8^\circ Z = \int z^2 \cdot \frac{r}{r+z} \cdot dF \approx J, \text{ exactement } J = \int z^2 \cdot dF$$

$$\frac{r}{r+z} = 1 - \frac{z}{r} + \left(\frac{z}{r}\right)^2 - \left(\frac{z}{r}\right)^3 \dots\dots\dots$$

Pour la section rectangulaire on obtient

$$Z = J \left[1 + \frac{3}{5} \left(\frac{d}{2r}\right)^2 + \frac{3}{7} \left(\frac{d}{2r}\right)^4 \dots\dots\dots \right]$$

équation qui donne pour le cas où $r = 10 d$; $Z = 1,0015 J$.

¹ Dr. Ing. A. *Straßner*: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Berlin 1927.

9° On néglige :

a) la valeur $\frac{M}{r}$ par rapport à N dans l'expression $\varepsilon = \frac{1}{E \cdot F} \cdot \left(N + \frac{M}{r} \right)$

de telle sorte que l'on a $\varepsilon = \frac{N}{E \cdot F}$.

b) La valeur $\frac{\varepsilon}{r}$ par rapport à $\frac{M}{EJ}$ dans l'expression $\frac{\Delta d\varphi}{ds} = \frac{M}{EJ} + \frac{\varepsilon}{r}$

et l'on obtient $\frac{\Delta d\varphi}{ds} = \frac{M}{EJ}$.

10° Arc symétrique avec encastrement total des deux côtés.

De là on a $z_a = z_b = \frac{l}{z}$

$$m_0 = \frac{\int y_0 \cdot dw}{\int dw}; \quad \psi = 0.$$

11° Loi de charge géométrique $g_z = g_s \left(1 + \frac{y'}{f} (m-1) \right)$.

12° L'axe de la voûte coïncide avec le funiculaire du poids propre.

$$y' = \frac{f}{m-1} (\text{Ch } \zeta k - 1).$$

13° Variation géométrique des moments d'inertie des différentes sections

$$\frac{J_s}{J_z \cos \varphi} = 1 - (1 - n) \cdot \zeta^1.$$

14° *Seule la contrainte de compression du béton est considérée pour le calcul des épaisseurs de l'arc.* Les contraintes de traction sont supportées par les armatures.

III. Charge.

1° Par suite du poids propre.

La variation de section de la clé aux naissances doit suivre la loi indiquée ci-dessus

$$\frac{J_s}{J_z \cos \varphi} = 1 - (1 - n) \zeta^1, \quad \text{où } n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k}.$$

2° Par suite du poids du tablier et de la superstructure ajourée.

Pour le poids du tablier, comprenant le poids du revêtement, de la dalle, des longerons et des entretoises nous avons introduit une charge de 2 t/m². Pour la superstructure de l'arc on a également introduit une charge en t/m², à savoir :

1,9 t/m ²	pour une portée jusqu'à	250 m
4,0 t/m ²	pour une portée de	500 m
8,0 t/m ²	pour une portée de	750 m

Cette simplification est erronée mais elle n'influence que peu le résultat final.

3° Par suite de la charge utile. Nous avons admis comme charge mobile répartie $p = 1,0 \text{ t/m}^2$ ce qui correspond à peu près à la surcharge d'un pont-route de 1^{ère} classe (Oenorm B 6201, cas 1). Comme il s'agit en général ici de portées de plus de 100 m, la valeur de p est tout-à-fait suffisante et correspondrait encore à une augmentation éventuelle de la charge. La charge utile a une si faible influence dans les grandes portées qu'une réduction de p ne jouerait aucun rôle sur le résultat final; on est donc en droit de conserver pour p la valeur de $1,0 \text{ t/m}^2$. Pour le calcul de M_p et N_p nous avons employé les ordonnées des lignes d'influence calculées par le Dr. Ing. A. Straßner.

4° Les variations de température ont été posées égales à $\pm 15^\circ \text{ C}$ et la chute de température correspondant au retrait à -15° C . Les mesures effectuées aux ponts de Langwies et de Hundwilertobel justifient complètement ces valeurs. L'effet du retrait peut être fortement limité par des méthodes spéciales d'exécution mais nous avons négligé cette possibilité dans notre étude.

5° Nous avons négligé les sollicitations engendrées par la pression du vent, par les forces de freinage et par les mouvements des culées.

Résultats.

a) De l'étude avec $\sigma_{b adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Considérons d'abord l'arc de 250 m de portée. Si l'on reporte les épaisseurs calculées de la voûte pour les différents surbaissements, on obtient une représentation très instructive (fig. 1).

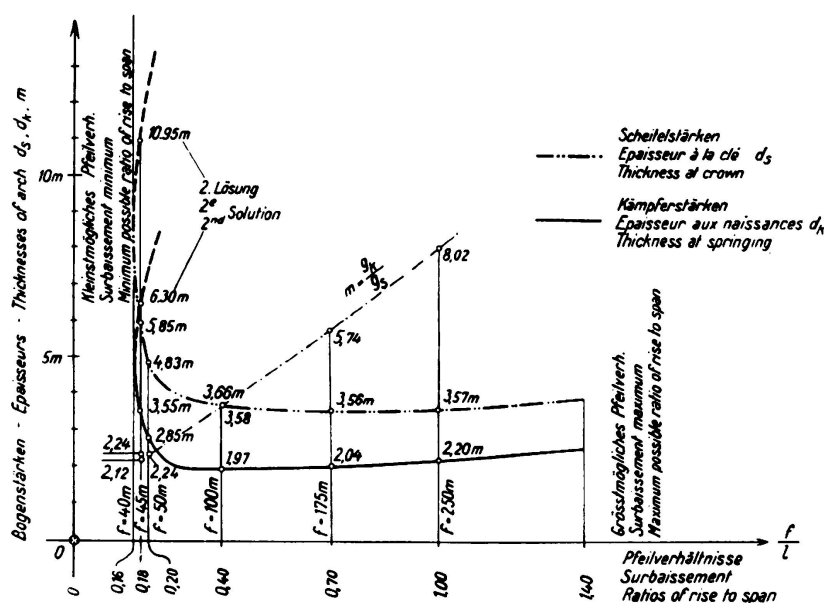


Fig. 1.

Épaisseur à la clé et aux naissances d'un pont en arc de 250 m de portée et de surbaissement variable.

$$\sigma_{b adm} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Les courbes ainsi obtenues ont une tangente verticale pour le surbaissement minimum, elles présentent ensuite une courbure maxima et deviennent rapidement

plates pour les grands surbaissements. Après avoir atteint une valeur minima, les épaisseurs croissent lentement mais d'une façon continue avec l'accroissement de la flèche f . Les courbes prennent fin pour le surbaissement correspondant à la flèche maxima calculée. La courbe en traits-points représente le rapport

$$m = \frac{g_k}{g_s}$$

Nous avons reporté à la fig. 2 l'épaisseur à la clé en fonction de la seule flèche f ; cette figure est expliquée par les résultats de la fig. 1.

Pour simplifier nous ne considérerons dans la suite que l'allure de l'épaisseur à la clé. Du fait que la clé et les naissances de l'arc suivent la même loi, les résultats obtenus pour la clé peuvent être appliqués à la section aux naissances.

Si l'on reporte maintenant les épaisseurs à la clé, calculées pour des arcs de différentes portées (fig. 3), on constate que les extrémités des courbes, extrémi-

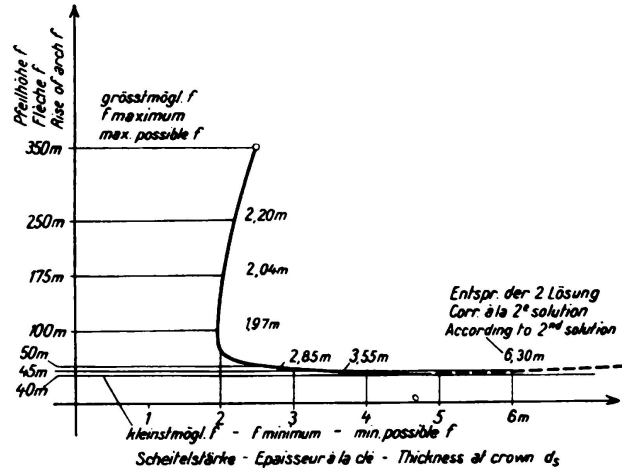


Fig. 2.

Épaisseur à la clé d'un pont en arc de 250m de portée et de surbaissement variable.

$$\sigma_{b adm} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

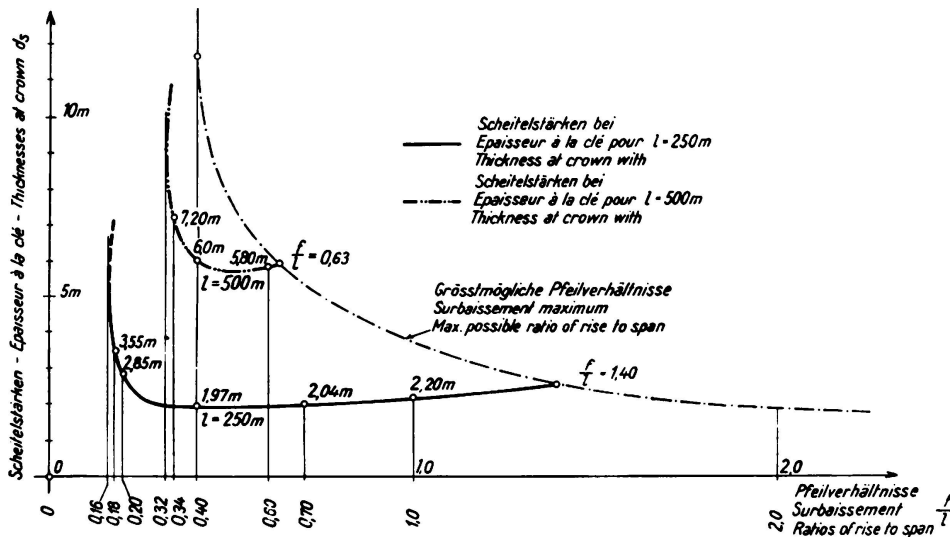


Fig. 3.

Épaisseur à la clé d'arcs de portée et de surbaissement variables.

$$\sigma_{b adm} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

tés qui correspondent à la flèche maxima, peuvent être reliées par une ligne continue (en traits-points à la fig. 3).

Si maintenant l'on reporte (fig. 7), pour les différentes portées, ces points ainsi que les surbaissements correspondant aux flèches minima, on obtient au point d'intersection la portée maxima.

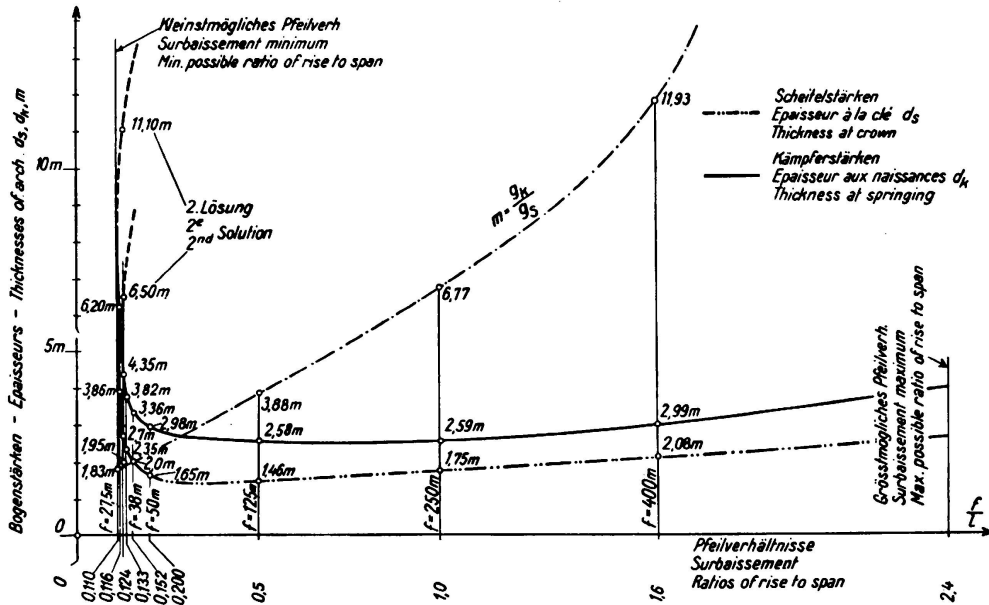


Fig. 4.

Epaisseur à la clé et aux naissances d'un pont en arc de 250 m de portée et de surbaissement variable.

$$\sigma_{b adm} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

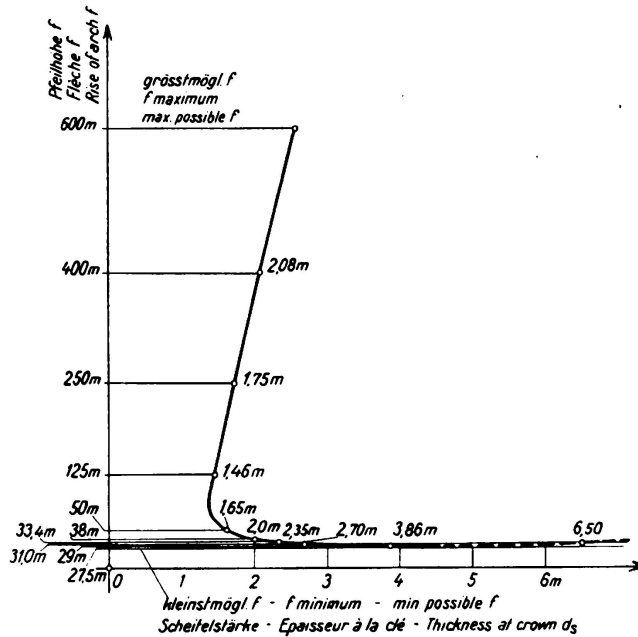


Fig. 5.

Epaisseur à la clé d'un pont en arc de 250 m de portée et de surbaissement variable.

$$\sigma_{b adm} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

La surface comprise entre les courbes limites supérieures et inférieures représente le domaine de tous les arcs possibles. On voit comme cette surface décroît

rapidement pour les grandes portées, pour finir par un point. La portée maxima, qui est ici de 650 m, n'est possible que pour un seul surbaissement ($\frac{f}{l} = 0,40$).

b) De l'étude avec $\sigma_{b adm} = 150 \text{ kg/cm}^2$.

Nous avons considéré à la fig. 4 l'arc avec $l = 250 \text{ m}$ seulement. A la fig. 5 nous avons représenté les épaisseurs à la clé en fonction de la flèche f . Les courbes ainsi obtenues présentent le même caractère que celles obtenues sous a).

Ce que nous avons dit dans ce cas est entièrement valable ici.

Par suite de la plus forte compression admissible du béton nous obtenons d'autres limites, représentées aux fig. 4 à 7. La portée maxima est de 1000 m et n'est aussi possible dans ce cas que pour un seul surbaissement ($\frac{f}{l} = 0,40$).

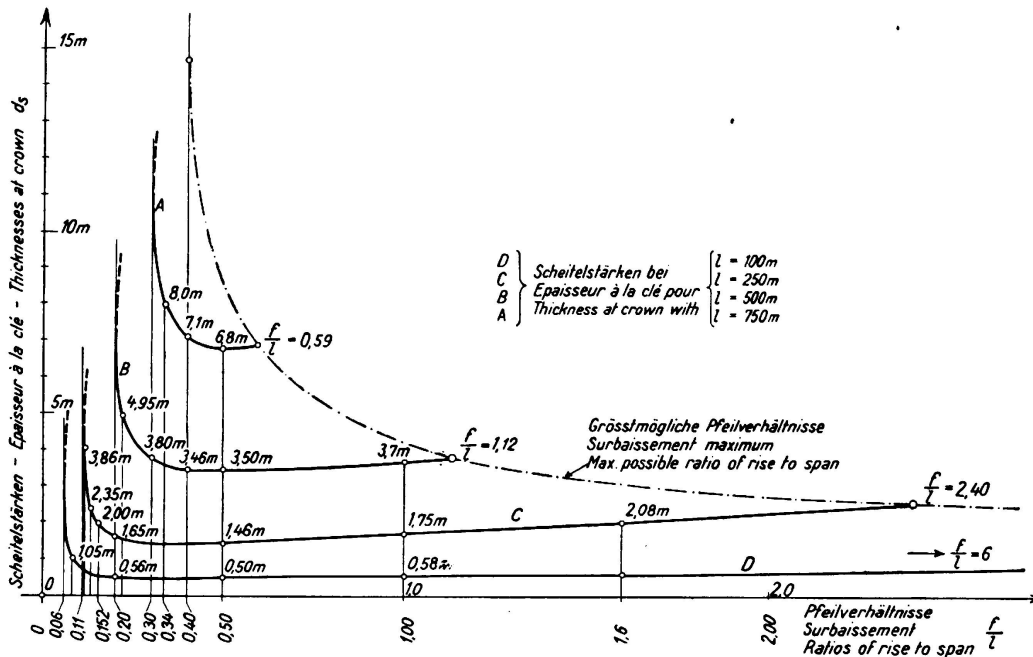


Fig. 6.

Epaisseur à la clé d'arcs de portée et de surbaissement variables.

$$\sigma_{b adm} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Les domaines de tous les surbaissements $\frac{f}{l}$ possibles pour des portées et des compressions admissibles différentes sont représentés à la fig. 7.

On peut s'attendre encore à bien des progrès dans la construction des ponts en arc de béton armé. Preuve en est le fait que l'on parle actuellement de prendre en considération des compressions admissibles du béton de 200 à 300 kg/cm^2 pour les ouvrages en arc exceptionnels et qu'il existe des projets sérieux pour des ponts en arc de béton armé de 400 m (*Havranek*, $\sigma_{b adm} = 160 \text{ kg/cm}^2$) et de 1000 m de portée (*Freyssinet*, $\sigma_{b adm} = 280 \text{ kg/cm}^2$).

Le développement des techniques d'exécution et de préparation du béton, ainsi que le développement de la théorie statique de ces ouvrages, permettront de passer à la réalisation de ces projets.

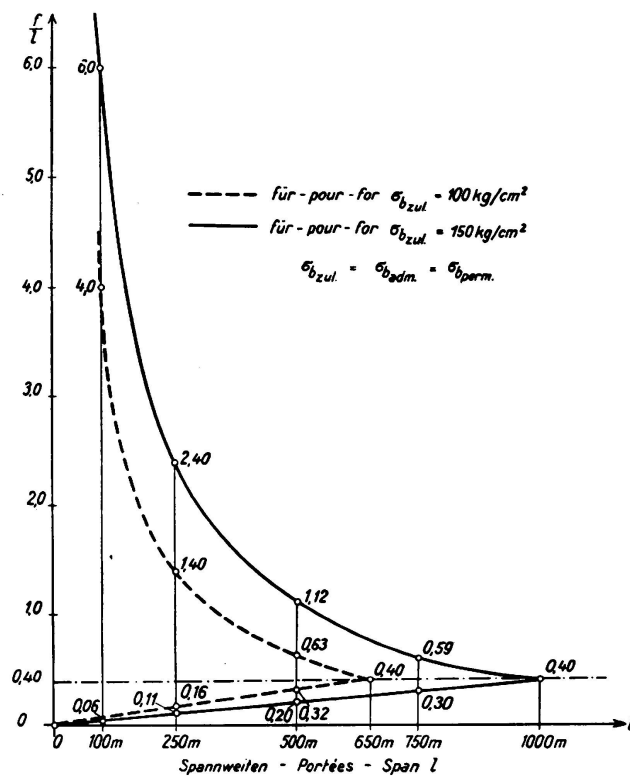


Fig. 7.

Courbes des arcs possibles et des portées maxima pour les hypothèses admises.