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

Band: 2 (1936)

Artikel: Sollicitations dans un ouvrage reposant sur un sol compressible

Autor: Kögler, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3119

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: 26.12.2025

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

VIII 1

Sollicitations dans un ouvrage reposant sur un sol compressible.

Beanspruchung eines Bauwerkes auf einem nachgiebigem Untergrunde.

The Stresses Imposed on a Structure by a Yielding Subsoil.

Professor Dr. Ing. F. Kögler,
ord. Professor an der Bergakademie, Freiberg/Sa.

Dans toute cette étude nous admettons un terrain qui, sous la charge, ne peut que se comprimer et non pas céder latéralement.

I° — Cas du faisceau de forces.

Admettons que *l'ouvrage* ne possède *aucune rigidité* et qu'au contraire il soit complètement mou et mobile, c'est-à-dire composé de pièces indépendantes les unes des autres; ses parties s'affaisseront exactement dans la même mesure que le sol sous l'effet de la charge. L'ouvrage suivrait ces affaissements sans opposer

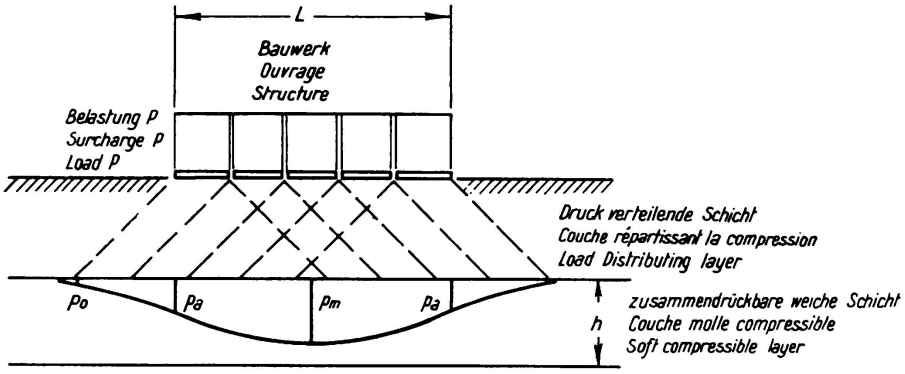

Fig. 1.

aucune rigidité; il ne pourrait supporter aucun moment de flexion. Nous voulons désigner par «*faisceau de forces*» cette mise en charge du terrain par une telle construction ou par plusieurs charges indépendantes.

La répartition de la pression dans le sol ne dépend plus maintenant de la rigidité de l'ouvrage: elle se propage de la façon usuelle, comme le représente la fig. 1. Une couche molle compressible, située à une certaine profondeur, est soumise aux pressions indiquées: au milieu, la pression maxima p_m; au droit des

extrémités de l'ouvrage, la pression p_a et sur les côtés, la petite pression p_o. La répartition de la pression se calcule d'après les formules usuelles, par ex. aussi d'après le diagramme de *Steinbrenner*.

La compression de la couche mince correspondra à la répartition de la pression, suivant les pressions p_m, p_a et p_o qui agissent à sa surface.

La construction doit s'affaisser d'une façon correspondant aux compressions de la couche molle, plus en son milieu, de z_m par ex., moins à ses extrémités, de z_a par ex. (fig. 2). Nous ne considérerons aucun effet égalisateur de la couche répartissante sur la couche molle, et qui pourrait avoir comme conséquence une certaine réduction de z_m et une augmentation de z_a.

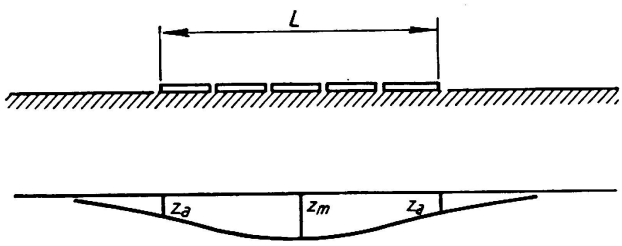

Fig. 2.

La différence des affaissements z_m au milieu et z_a aux extrémités de l'ouvrage représente la flèche que subit l'ouvrage, constitué de différentes pièces indépendantes, *sans opposer la moindre résistance*, car, par définition, il ne possède aucune rigidité. La flèche de la construction se monte donc a:

$$s = z_m - z_a. \tag{1a}$$

II° — Ouvrage rigide.

Si maintenant on admet que *l'ouvrage est rigide*, il ne suivra pas complètement cette déformation, au contraire, il lui opposera une certaine résistance dont la grandeur dépend de la rigidité de la construction. La consequence en est que l'ouvrage ne fléchira pas autant en son milieu, ce qui signifie, qu'en ce milieu, le terrain ne se comprimera pas de z_m, mais seulement de $z_m - \Delta z_m$. L'ouvrage supporte donc une partie Δp_m, correspondant à sa rigidité, de la pression p_m. Le sol sera pour ainsi dire déchargé de Δp_m. L'ouvrage ne peut supporter la charge Δp_m qu'en s'appuyant à ses deux extrémités sur le sol, comme une poutre sur deux appuis; le sol supportera en ces points un excédent de charge Δp_a qui s'ajoutera à la pression p_a. En ces endroits, la couche molle subira donc une plus grande compression que z_a, par ex. $z_a + \Delta z_a$.

L'affaissement est encore plus grand au milieu qu'aux extrémités de l'ouvrage; la différence, c'est-à-dire le fléchissement de l'ouvrage, n'est plus aussi grande que dans le cas I du faisceau de forces; le fléchissement n'est plus maintenant que de:

$$\begin{aligned} s &= z_m - \Delta z_m - (z_a + \Delta z_a) \\ &= (z_m - z_a) - (\Delta z_m + \Delta z_a) \end{aligned} \tag{1b}$$

Cette réduction du fléchissement provient de la rigidité de l'ouvrage. Ce dernier supporte en son milieu la charge Δp et augmente sa pression de Δp_a aux deux extrémités, afin de travailler comme une poutre sur deux appuis. La charge de l'ouvrage est représentée à la fig. 3.

En ce qui concerne la *répartition* de la charge Δp_m et des réactions Δp_a, on en est évidemment réduit à des hypothèses, de même qu'en ce qui concerne le rapport de leur grandeur. Admettons une répartition telle que celle indiquée à la fig. 4: répartition parabolique des pressions, les quarts extérieurs de la longueur

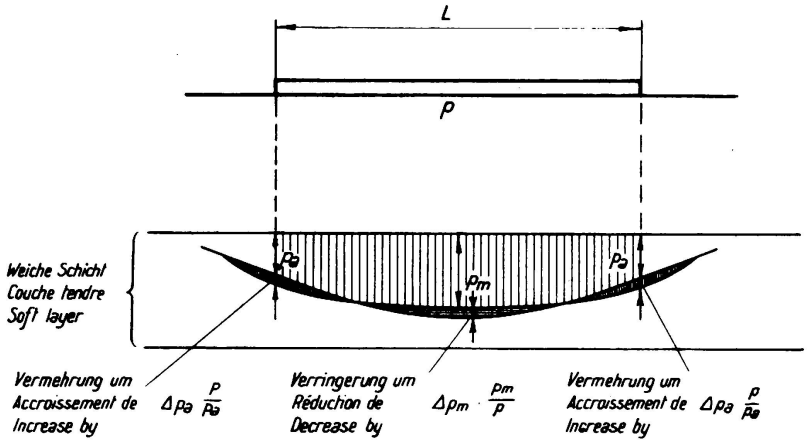

Fig. 3.

L agissent comme appuis et la demi-longueur centrale est chargée. La somme des réactions Δp_a doit être égale à la somme des charges Δp_m, on peut donc écrire:

$$\frac{2}{3} \cdot \Delta p_m \cdot \frac{1}{2} L = 2 (\Delta p_a \cdot {}^2/_3 \cdot {}^1/_4 L)$$

$$\Delta p_m = \Delta p_a = \Delta p. \qquad (2)$$

La portée de la poutre simple ainsi chargée est $l = \frac{3}{4} L$.

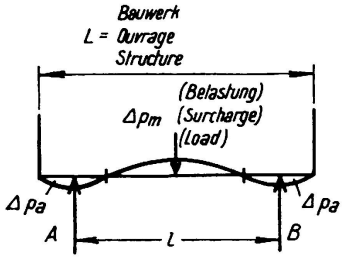

Fig. 4.

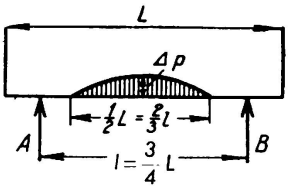

Fig. 5.

III° — Charge supportée par l'ouvrage.

On peut tenir le raisonnement suivant pour déterminer la grandeur de Δp: *La flèche de la poutre chargée suivant la fig. 4 peut se calculer de deux façons différentes:*

1° *En tant que flèche d'une poutre sur deux appuis, d'après les formules usuelles de la résistance des matériaux;* grandeur f_L, voir IV°.

2° *En tant que différence de compression de la couche molle*

a) *sous le mileu de l'ouvrage par suite d'une charge* $p_m - \Delta p$,

b) *sous les bords de l'ouvrage par suite d'une charge* $p_a + \Delta p$,

calculée suivant les lois sur la compression du sol; grandeur s, voir V°. *Les valeurs* f_L *et* s *doivent être égales entre elles.*

IV° — Calcul de la flèche de la poutre (suivant III° 1°).

La poutre est chargée et appuyée suivant la fig. 4. Au lieu de l'appui par les réactions Δp_a, réparties sur les longueurs $^1/_4$ L, admettons simplement les réactions concentrées A et B. La portée est $l = {}^3/_4$ L. La charge s'étend sur $^1/_2$ L $= {}^2/_3$ l. On peut calculer la flèche au milieu de la poutre de longueur totale L par rapport à ses extrémités libres en porte-à-faux.

a) *La flèche de la poutre de portée l.*

Comme on en est réduit à des hypothèses, un calcul précis n'a aucun sens. Le cas de charge de la fig. 5 est à peu près l'intermédiaire entre une charge

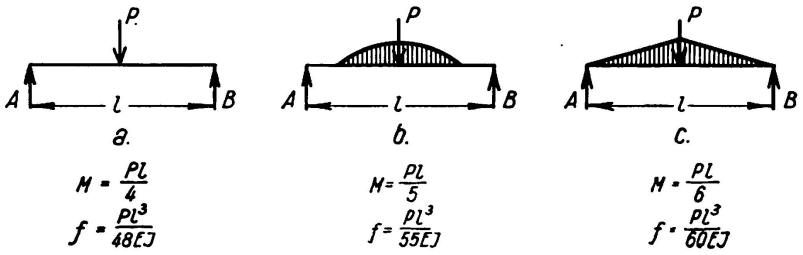

Fig. 6.

concentrée suivant la fig. 6a et une charge triangulaire suivant la fig. 6c. On peut donc admettre

$$\text{moment de flexion: } M = \frac{Pl}{5} \tag{3}$$

$$\text{flèche: } f = \frac{Pl^3}{55\,EJ} \tag{4}$$

On a donc:

$$P = {}^2/_3 \cdot \Delta p \cdot {}^2/_3\, l \cdot t = {}^4/_9\, \Delta p \cdot l \cdot t$$

$$M = \frac{({}^4/_9 \cdot \Delta p \cdot l \cdot t)\, l}{5} = {}^4/_{45} \cdot \Delta p \cdot l^2 \cdot t = \frac{1}{20} \cdot \Delta p \cdot L^2 \cdot t \tag{5}$$

$$f_l = \frac{{}^4/_9 \cdot \Delta p \cdot l \cdot t \cdot l^3}{55\,EJ} = \frac{4}{495} \cdot \Delta p \cdot \frac{l^4 \cdot t}{EJ} = \frac{\Delta p \cdot l^4 t}{124\,EJ} \tag{6}$$

où t est la profondeur de la charge et de l'élément portant, perpendiculairement au plan du dessin,

J le moment d'inertie de l'élément portant sur cette profondeur,

E le module d'élasticité du matériau de l'ouvrage.

b) *La flèche de la poutre de longueur L.*

Suivant ce que nous avons dit sous III, on se sert de la différence des affaissements entre le milieu de l'ouvrage et ses extrémités, c'est-à-dire de la flèche de la poutre de longueur L. D'après ce qui précède, on peut raisonner comme suit en se basant sur la fig. 7. Le fléchissement f_l se propage au delà des appuis de la poutre de portée L sous forme de mouvement des extrémités libres. A la fig. 7 on a admis que la ligne de flexion était une parabole au-dessous de l. L'inclinaison des tangentes est donnée par $\operatorname{tg}\alpha = \frac{2 f_l}{l/2}$.

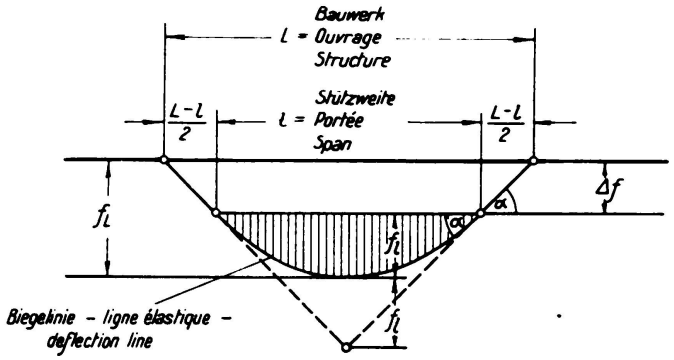

Fig. 7.

D'autre part:

$$\Delta f = \frac{L - l}{2} \cdot \operatorname{tg}\alpha = \frac{L - l}{2} \cdot \frac{2 f_l}{l/2} = 2 f_l \cdot \frac{L - l}{l}$$

$$f_L = f_l + \Delta f = f_l + 2 f_l \cdot \frac{L - l}{l} = \frac{f_l}{l}(l + 2L - 2l)$$

$$= f_l \cdot \frac{2L - l}{l} = f_l\left(2\frac{L}{l} - 1\right).$$

Du fait que $l = {}^3/_4\, L$ on a:

$$f_L = \frac{5}{3} f_l = \frac{5}{3} \cdot \frac{\Delta p \cdot l^4 t}{124\, EJ} = \frac{5}{372} \frac{\Delta p l^4 \cdot t}{EJ}$$

$$f_L = \frac{5}{372} \cdot \frac{\Delta p \cdot L^4 \cdot t}{EJ} \cdot ({}^3/_4)^4 = 0{,}00426 \frac{\Delta p L^4 t}{EJ} \qquad (7)$$

V° — Compression de la couche molle sous le poids de l'ouvrage (suivant III° 2°).

Suivant la fig. 1, la couche molle supporte de la part de l'ouvrage les pressions p_m sous le milieu, p_a sous les extrémités lorsque le sol est soumis, à la base de la construction, à la pression p. Par suite de la rigidité de l'ouvrage, il se produit une diminution de la pression de Δp_m au milieu et une augmentation Δp_a aux bords, ainsi que l'indique la fig. 4; d'après l'équation (2) on a $\Delta p_m = \Delta p_a = \Delta p$. Cette modification de la pression à la base de l'ouvrage a pour conséquence une modification de la pression sur la couche molle située dans le soussol; *on admet que ces dernières modifications se comportent dans le même rapport que les pressions sous la base de l'ouvrage et les pressions sur la couche molle entre elles.* Dans cette hypothèse sont exprimées:

1° la répartition des pressions dans le sens de la longueur du bâtiment, comme indiquée à la fig. 1;

2° la répartition des pressions en profondeur, perpendiculairement au plan de la fig. 1,

en d'autres termes, la distribution des pressions par la couche répartissante: la pression p à la base de l'ouvrage se modifie jusqu'à la couche compressible en p_m et en p_a, suivant la fig. 1.

Les véritables modifications de la pression à la profondeur de la couche molle sont donc:

$$\text{au milieu } \Delta p_m \cdot \frac{p_m}{p}, \quad \text{aux bords } \Delta p_a \cdot \frac{p_a}{p}$$

$$= \Delta p \cdot \frac{p_m}{p} \qquad\qquad = \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}$$

les pressions sur la couche molle sont donc:

$$\text{au milieu } p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p}, \quad \text{aux bords } p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}$$

voir fig. 3.

La compression de la couche molle d'épaisseur h se monte à:

$$\text{au milieu: } \left(p_m - \Delta p \frac{p_m}{p}\right) \cdot \frac{h}{K_m}, \quad \text{aux bords: } \left(p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}\right) \cdot \frac{h}{K_a}$$

où h est l'épaisseur de la couche molle, K_m et K_a les modules de compressibilité du terrain de la couche molle sous le milieu de l'ouvrage et ses extrémités. Ces deux dernières valeurs sont à tirer des diagrammes de compression de la terre. *La différence de ces deux compressions correspond à la flèche de l'ouvrage:*

$$s = \left(p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p}\right) \frac{h}{K_m} - \left(p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}\right) \cdot \frac{h}{K_a}. \tag{8}$$

VI° — Détermination de Δp.

D'après III on doit avoir: $f_L = s$, c'est-à-dire

$$\left(p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p}\right) \frac{h}{K_m} - \left(p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}\right) \frac{h}{K_a} = 0{,}00426 \cdot \frac{\Delta p \cdot L^4 t}{EJ}.$$

Il en résulte que:

$$\Delta p = \frac{h\left(\frac{p_m}{K_m} - \frac{p_a}{K_a}\right)}{0{,}00426 \cdot \frac{L^4 t}{EJ} + \frac{h}{p}\left(\frac{p_m}{K_m} + \frac{p_a}{K_a}\right)} \tag{9}$$

Dans la plupart des cas $K_m = K_a = K$, ce qui *simplifie* notre équation:

$$\Delta p = \frac{\frac{h}{K} \cdot (p_m - p_a)}{0{,}00426 \cdot \frac{L^4 t}{EJ} + \frac{p_m + p_a}{p} \cdot \frac{h}{K}} = \frac{p_m - p_a}{0{,}00426 \cdot \frac{L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \frac{p_m + p_a}{p}} \tag{10}$$

VII° — Résultat.

La partie de charge supportée par l'ouvrage: Δp, et par le fait même *les contraintes de flexion* dans ce dernier sont déterminées:

1° par *la différence des pressions* $p_m - p_a$ (fig. 1) agissant sur la *couche molle* du sous-sol. La charge Δp croît proportionnellement à cette différence.

2° par *la longueur L de l'ouvrage;* la charge Δp décroît très rapidement avec l'accroissement de L. Lorsque L est très grand, $\Delta p = 0$.

3° par *l'épaisseur h de la couche molle;* Δp croît en même temps que h.

4° *par le module de compressibilité K (rigidité) de la couche molle.* Δp diminue avec l'accroissement de la rigidité de la couche molle.

5° par *la rigidité EJ de l'ouvrage.* Δp croît en même temps que EJ: un ouvrage complètement mou ne supporte aucune charge Δp et par le fait même aucune flexion; la charge provenant de la compressibilité du sol est plus grande dans un ouvrage très rigide que dans un ouvrage peu rigide.

6° Le dernier point ne dit pas encore que les contraintes de flexion sont plus grandes dans un ouvrage rigide que dans une construction molle. L'exemple numérique suivant prouve le contraire.

VIII° — Exemple numérique.

Soit un réservoir de béton armé (fig. 8) de 24 m de longueur, 12 m de largeur et 4 m de hauteur. Pression à la base $p = 4{,}5\ t/m^2 = 0{,}45$ atm. Nature

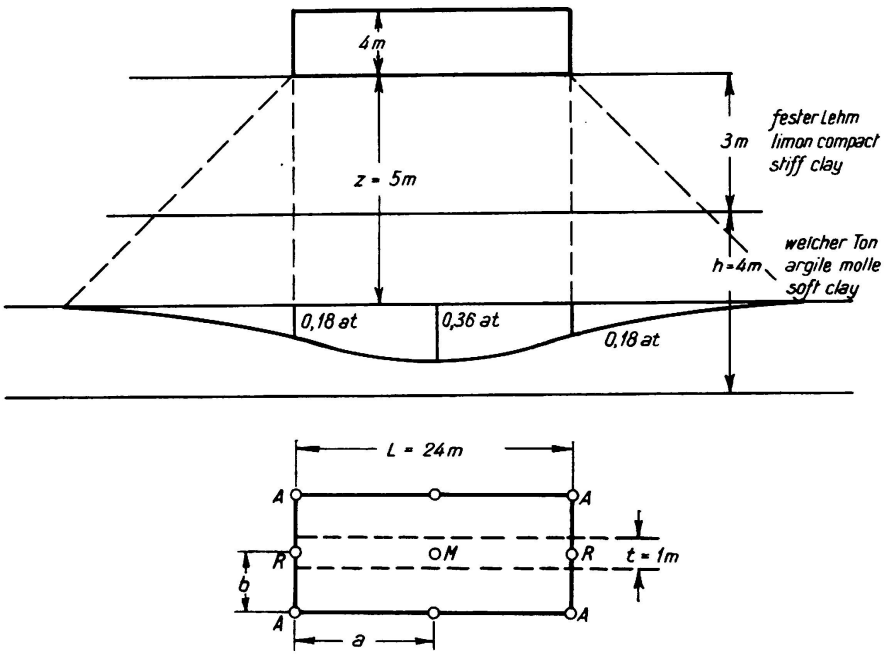

Fig. 8.

du sol: 3 m de limon compact et au-dessous 4 m d'argile molle avec module de compressibilité $K = 60\ kg/cm^2$ dans la zone de compression. Détermination de la répartition des pressions suivant *Steinbrenner:*

$$\sigma_R = 0{,}18 \text{ atm}, \quad \sigma_M = 0{,}36 \text{ atm}.$$

La base du réservoir est renforcée par des nervures distantes de 3 m et dont les dimensions sont données à la fig. 9. Considérons une bande de largeur $t = 1$ m le long de l'axe longitudinal du réservoir; cette bande a les caractéristiques suivantes:

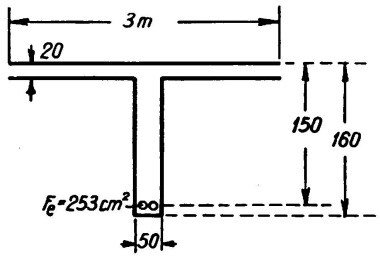

Fig. 9.

$$J = 15{,}2 \cdot 10^6 \text{ cm}^4,$$

$$F_e = 84{,}3 \text{ cm}^2;$$

$$W_b = 2{,}37 \cdot 10^5 \text{ cm}^3, \; W_e = 1{,}78 \cdot 10^5 \text{ cm}^3;$$

$$E = 1{,}5 \cdot 10^5 \text{ atm}.$$

D'après l'équation (10) *la charge du réservoir* est:

$$\Delta p = \frac{0{,}36 - 0{,}18}{0{,}00426 \cdot \dfrac{2400^4 \cdot 100 \cdot 60}{1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 15{,}2 \cdot 10^6 \cdot 400} + \dfrac{0{,}36 + 0{,}18}{0{,}45}}$$

$$= \frac{0{,}18}{0{,}93 + 1{,}2} = \frac{0{,}18}{2{,}13} = 0{,}085 \text{ atm} = \mathit{0{,}85\ t/m^2}.$$

On calcule d'après l'équation (5) les contraintes dans les nervures

$$M = \frac{1}{20} \cdot 0{,}85 \cdot 24^2 \cdot 1 = \mathit{24{,}5\ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{24{,}5 \cdot 10^5}{2{,}37 \cdot 10^5} = \mathit{10{,}3\ kg/cm^2}, \qquad \sigma_e = 15 \cdot \frac{24{,}5 \cdot 10^5}{1{,}78 \cdot 10^5} = \mathit{206\ kg/cm^2}.$$

La flèche du réservoir par rapport à sa longueur $L = 24$ m se monte, d'après l'équation (7), à:

$$f_L = \frac{4{,}26 \cdot 8{,}5 \cdot 3{,}318 \cdot 10^{13} \cdot 10^2}{10^3 \cdot 10^2 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 15{,}2 \cdot 10^6} = \frac{10^{15}}{10^{16}} \cdot 5{,}27 = \mathit{0{,}53\ cm}.$$

La compression de la *couche molle en sous-sol*, c'est-à-dire *l'affaissement* de la poutre en son *milieu* atteint, d'après l'équation (8):

$$\left(0{,}36 - 0{,}085 \cdot \frac{0{,}36}{0{,}45}\right) \cdot \frac{400}{60} = (0{,}36 - 0{,}0680) \cdot 6{,}67 = \mathit{1{,}95\ cm}.$$

L'affaissement à l'extrémité de la poutre est de:

$$\left(0{,}18 + 0{,}085 \cdot \frac{0{,}18}{0{,}45}\right) \cdot \frac{400}{60} = (0{,}18 + 0{,}034) \cdot 6{,}67 = \mathit{1{,}42\ cm}.$$

IX° — Influence de la rigidité de l'ouvrage.

Pour donner une idée de l'influence de la rigidité de l'ouvrage, nous ajouterons ce qui suit à l'exemple numérique donné sous VIII°:

Hypothèse: Le *moment d'inertie* des *nervures raidisseuses* et leur *moment résistant* sont:

a) deux fois plus grands, b) la moitié moins grands que précédemment.

La *hauteur* de la poutre reste donc inchangée dans cette hypothèse

$$\text{Cas a)} \quad \Delta p = \frac{0.18}{0{,}46 + 1{,}2} = \frac{0{,}18}{1{,}66} = 0{,}108 \text{ atm} = 1{,}08 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes dans les nervures:

$$M = \frac{1}{20} \cdot 1{,}08 \cdot 24^2 \cdot 1 = 31{,}1 \text{ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{31{,}1 \cdot 10^5}{4{,}74 \cdot 10^5} = \mathit{6{,}56\ kg/cm^2}, \qquad \sigma_e = \mathit{131\ kg/cm^2}.$$

La flèche du réservoir se monte à $f_L = \mathit{0{,}334\ cm}$.

$$\text{Cas b)} \quad \Delta p = \frac{0{,}18}{1{,}86 + 1{,}2} = \frac{0{,}18}{3{,}06} = 0{,}06 \text{ atm} = 0{,}6 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes dans les nervures:

$$M = \frac{1}{20} \cdot 0{,}6 \cdot 24^2 \cdot 1 = 17{,}28 \text{ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{17{,}3 \cdot 10^5}{1{,}19 \cdot 10^5} = \mathit{14{,}5\ kg/cm^2}, \qquad \sigma_e = \mathit{290\ kg/cm^2}.$$

La flèche du réservoir atteint $f_L = \mathit{0{,}743\ cm}$.

Rigidité de l'ouvrage	Δp t/m²	Contraintes dans le béton σ_b	Contraintes dans les fers σ_e	Flèche de l'ouvrage
1/2 J	0,60	14,5 kg/cm²	290 kg/cm²	0,74 cm
J	0,85	10,3 „	206 „	0,53 „
2 J	1,08	6,6 „	131 „	0,33 „

L'accroissement de la rigidité de la poutre réduit les contraintes de flexion lorsque la hauteur reste constante.

X° — Hauteur (rigidité) optima des poutres d'un ouvrage.

Il est aussi intéressant de savoir quelle influence a la *variation de la hauteur des poutres* sur la grandeur des contraintes. Pour cela considérons une simple section rectangulaire, comme l'indique la fig. 10; $W = {}^1/_6\, tH^2$, $J = {}^1/_{12}\, tH^3 = \frac{H}{2} \cdot W$. D'après les équations (5) et (10) on a:

Fig. 10.

$$M = \frac{1}{20} \cdot \Delta p \cdot L^2 t$$

$$= \frac{1}{20} \cdot L^2 t \cdot \frac{p_m - p_a}{\dfrac{\alpha L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \dfrac{p_m + p_a}{p}}$$

La contrainte de flexion est simplement

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{L^2 \cdot t}{20\,W} \cdot \frac{p_m - p_a}{\frac{\alpha\, L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \frac{p_m + p_a}{p}}$$

et en introduisant les abréviations $p' = p_m - p_a$ et $p'' = \frac{p_m + p_a}{p}$, ainsi qu'en remplaçant J et W par leurs valeurs:

$$\sigma = \frac{3\,L^2 \cdot p' \cdot E \cdot h \cdot H}{120\,\alpha \cdot L^4 \cdot K + 10\,p'' \cdot H^3 \cdot E \cdot h}.$$

Et, en introduisant les abréviations

$$\beta = 3\,L^2 \cdot p' \cdot E \cdot h, \quad \gamma = 120\,\alpha \cdot L^4 \cdot K, \quad \delta = 10\,p'' \cdot E \cdot h$$

notre équation se résume à

$$\sigma = \frac{\beta \cdot H}{\gamma + \delta \cdot H^3}.$$

On obtient la contrainte de flexion maxima à partir de la condition $\frac{d\sigma}{dH} = 0$

$$H = \sqrt[3]{\frac{6\,\alpha \cdot L^4 \cdot K}{p'' \cdot E \cdot H}} \tag{11}$$

On arrive au résultat tout-à-fait intéressant qu'il existe une *hauteur de poutre H défavorable* pour laquelle la *contrainte* σ *est maxima.* Avec les valeurs do l'exemple numérique ci-dessus, on obtient

$$\beta = 3 \cdot 2{,}4^2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}18 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2 = 18{,}65 \cdot 10^{13}\ \mathrm{kg^2\,cm^{-1}}$$

$$\gamma = 1{,}2 \cdot 10^2 \cdot 4{,}26 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}4^4 \cdot 10^{12} \cdot 6 \cdot 10 = 10{,}16 \cdot 10^{14}\ \mathrm{kg\,cm^2}$$

$$\delta = 10 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2 = 7{,}2 \cdot 10^8\ \mathrm{kg\,cm^{-1}}$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{25{,}56 \cdot 10^{-3} \cdot 33{,}17 \cdot 10^{12} \cdot 6 \cdot 10}{1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2}} = \sqrt[3]{706 \cdot 10^3} = 89\ \mathrm{cm} = \mathit{0{,}9\ m}.$$

$$\sigma = \frac{18{,}65 \cdot 10^{15} \cdot H}{10{,}16 \cdot 10^{14} + 7{,}2 \cdot 10^{14}\,H^3} = \frac{186{,}5 \cdot H}{10{,}16 + 7{,}2\,H^3},$$

lorsque H est exprimé en m.

Le calcul avec différentes valeurs de H donne:

H =	0,3	0,5	0,7	0,8	*0,9*	1,0	1,1	1,3	1,5 m
σ =	5,51	8,43	10,33	10,75	*10,90*	10,85	10,38	9,32	8,13 kg/cm².

La fig. 11 donne la représentation graphique de cette relation.

Lorsque la hauteur de la poutre se trouve *au-dessous* de la valeur la plus défavorable, les contraintes sont *plus faibles* dans la poutre, car cette dernière est *plus molle,* possède une rigidité moins grande et s'adapte mieux aux affaissements du sol.

Lorsque par contre la hauteur de la poutre se trouve *au-dessus* de la valeur H = 0,90 m, les contraintes de flexion deviennent également *plus faibles* dans la poutre, car cette dernière est plus rigide et prend une plus grande partie de la charge, cependant son moment résistant croît avec le carré de la hauteur et

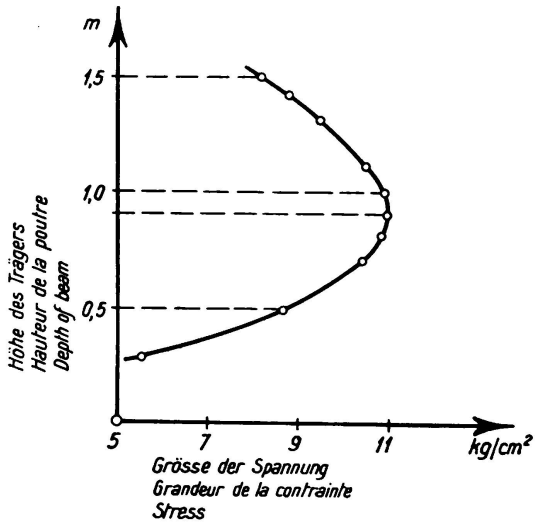

Fig. 11.

elle supporte plus facilement les moments de flexion produits par la charge plus grande.

On peut en tirer la *règle importante* qu'il faut donner aux ouvrages construits sur un sol compressible, une grande flexibilité qui leur permette de *suivre facilement les fléchissements* (ouvrages mous, décomposés par des joints en différentes parties) ou, au contraire, les rendre *très rigides et inflexibles* afin qu'ils puissent supporter facilement toutes les contraintes de flexion. *L'intermédiaire est ici mauvais;* il engendre dans l'ouvrage *les contraintes relativement les plus grandes.*