

Construction en béton armé des nouveaux magasins Bonnard Frères, à Lausanne

Autor(en): **Hoeter, M.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **42 (1916)**

Heft 4

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-32349>

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.

2° *Porte-à-faux de 1.80 m.*

Charge morte
par m² $\frac{0.38 + 0.16}{2} \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \text{ t} = 0.670$ } 1.02 t.
Surcharge par m² 0.350

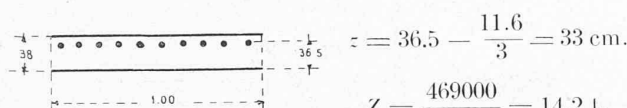
Moment charge concentrée $M_1 = 1.69 \times 1.80 = -3.04 \text{ mt.}$

Moment charge uniforme $M_2 = \frac{1.02 \times 1.80^2}{2} = -1.65 \text{ mt.}$

Moment total = 4.69 mt.

Armature prévue 10 ϕ 13 mm. $F_e = 13.27 \text{ cm}^2.$

$x = \frac{20 \times 13.27}{1.00} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 36.5}{20 \times 13.27}} \right] = 11.6 \text{ cm.}$



$\sigma_e = \frac{14.200}{13.27} = 1070 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_b = \frac{2 \times 14200}{100 \times 11.6} = 24.4 \text{ kg/cm}^2.$

Le moment 4.69 mt., déterminé plus haut, se reporte sur les linteaux *G'* comme moment de torsion par *m. l.*

La réaction par *m. l* de *G'* est :

$1.02 \times 1.80 = 1.84.$

Charge concentrée = 1.694 3.53 t.

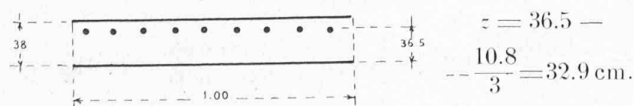
Il y aura lieu de tenir compte de ces deux efforts lors de la détermination des tensions dans les linteaux *G* (voir plus bas).

3° *Porte-à-faux de 1.45 m. et travée attenante de 3.40 m. de portée libre.*

Moment minimum dans la console au droit du sommier *A* = - 3.90 mt. (voir épure).

Armature prévue 10 ϕ 12 mm. $F_e = 11.31 \text{ cm}^2.$

$x = \frac{20 \times 11.31}{1.00} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 36.5}{20 \times 11.31}} \right] = 10.8 \text{ cm.}$



$Z = \frac{390000}{32.9} = 11.85 \text{ t.}$

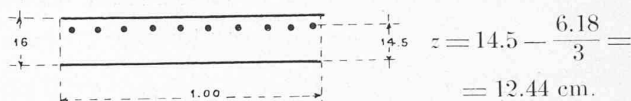
$\sigma_e = \frac{11.850}{11.31} = 1045 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_b = \frac{2 \times 11850}{100 \times 10.8} = 22 \text{ kg/cm}^2.$

Moment minimum dans la travée de 3.40 m. au droit du raccordement de l'épaisseur constante 16 cm. de la dalle avec l'épaisseur variable $M = - 1.5 \text{ mt.}$

Armature prévue 10 ϕ 12 mm. $F_e = 11.31 \text{ cm}^2.$

$x = \frac{20 \times 11.31}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{20 \times 11.31}} \right] = 6.18 \text{ cm.}$



$Z = \frac{150000}{12.44} = 12 \text{ t.}$

$\sigma_e = \frac{12000}{11.31} = 1060 \text{ kg/cm}^2.$

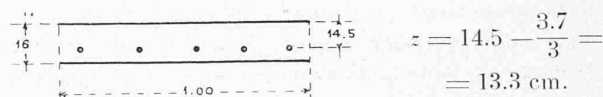
$\sigma_b = \frac{2 \times 12000}{100 \times 6.18} = 39 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_b = \text{ad.} = 40 + \frac{5}{100} (1200 - 1060) = 47 \text{ kg/cm}^2.$

Moment positif dans la travée = + 0.400 mt.

Armature inférieure prévue 5 ϕ 9 mm. $F_e = 3.18 \text{ cm}^2.$

$x = \frac{20 \times 3.18}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{20 \times 3.18}} \right] = 3.7 \text{ cm.}$



$Z = \frac{40000}{13.3} = 3 \text{ t.}$

$\sigma_e = \frac{3000}{3.18} = 945 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_b = \frac{2 \times 3000}{100 \times 3.7} = 16.2 \text{ kg/cm}^2.$

Réaction maximum sur A.

Console $1.02 \times 1.675 = 1.71 \text{ t.}$

Travée $0.840 \times \frac{3.625}{2} = 1.52 \text{ t.}$

Charge concentrée = 1.69 t.
4.92 t.

Réaction minimum sur A.

Console $0.670 \text{ t.} \times 1.675 = 1.12 \text{ t.}$

Travée $0.490 \text{ t.} \times \frac{3.625}{2} = 0.9 \text{ t.}$

Charge concentrée = 0.9 t.
2.92 t.

Il y aura lieu de tenir compte de ces deux forces lors de la détermination des moments maxima et minima dans le sommier *A*.

4° *Consoles de 1.45 m. de porte-à-faux. (Coupe A-B).*

Premier cas. Les deux consoles sont également surchargées de 350 kg/m² (fig. 12).

Dalle de 0.16 m. = 0.400 t. $M_1 = \frac{0.40 \times 1.45^2}{2} = 0.42 \text{ mt.}$

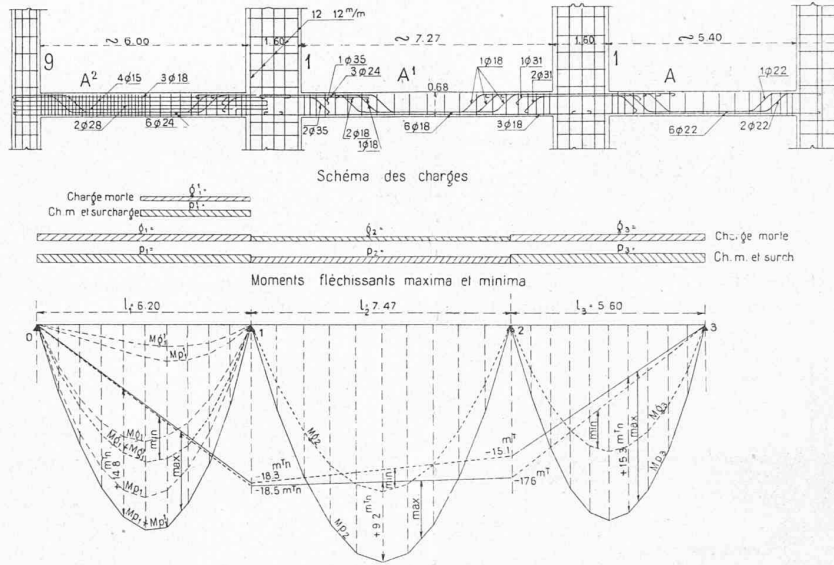


Fig. 13. — Poutraison du rez-de-chaussée. Détail des armatures. — Surcharge : 350 kg.

Armature en tension 1 ϕ 28 = 6.15
 2 ϕ 25 = 9.82
 4 ϕ 18 = 10.18

 26.15.

Dans le calcul qui suit nous ne tenons pas compte des aciers en compression.

$$x = \frac{20 \times 26.15}{90} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 90 \times 32}{20 \times 26.15}} \right] = 14.3 \text{ cm.}$$

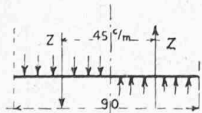
$$z = 32 - \frac{14.3}{3} = 27.2 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{547000}{27.2} = 20 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{20.000}{26.15} = 765 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 20.000}{90 \times 14.3} = 31 \text{ kg/cm}^2.$$

La charge du pilier N° 7, au-dessus du linteau G_1 , est de 106 t. Le moment de torsion 8 mt. à l'appui est équilibré par un couple :



$$Z \times 45 \text{ cm.} = 8 \text{ mt. ;}$$

$$Z = \frac{800000}{45} = 17.8 \text{ t.}$$

Cette force est à doubler pour tenir compte des deux sections de G_1 de part et d'autre du pilier.

$$Z = 2 \times 17.8 = 35.6 \text{ t.}$$

La sécurité contre le soulèvement du pilier N° 7 est donc de :

$$\frac{106}{35.6} = 2.98 \text{ soit } 3.$$

(A suivre).

Aperçu du Développement de l'Architecture moderne en Suisse.

Conférence faite devant la Société vaudoise des Ingénieurs et des Architectes, par M. A. Lavèrrière, architecte.

MESSIEURS,

Monsieur le Président a bien voulu me faire l'honneur de me demander quelques mots — éventuellement sur l'Architecture moderne. Très perplexe, tout d'abord, d'avoir à dire quelque chose sur ce qui paraît aujourd'hui encore si confus, j'ai cru bien faire en acceptant et je reste très flatté d'avoir à vous exposer ce soir, quelques idées sur le mouvement de l'architecture moderne, principalement en Suisse. Je dis principalement, car il est de toute évidence que nous ne pouvons aborder ce sujet qu'après avoir examiné, au moins dans leurs grandes lignes, les caractéristiques des mouvements et des manifestations modernes dans les pays avec lesquels nos rapports artistiques et intellectuels sont les plus étroits.

Puisqu'il s'agit d'Art, je pense qu'il est impossible de ne pas commencer par les manifestations modernes du génie français.

Depuis la Renaissance italienne, c'est en France que l'architecture se développe en vigueur et en noblesse, et c'est de France qu'elle rayonne dans presque tous les pays d'Europe et ceci jusqu'au commencement du XIX^{me} siècle.

A partir de ce moment, les grandes transformations politiques, sociales, économiques semblent avoir coupé court à toute évolution normale en architecture, et, chose curieuse, elle ne suit pas solidairement le développement si intéressant des autres arts plastiques et spécialement celui de la peinture ; pour elle, la tradition est rompue. Il semblerait même que l'effacement de l'architecture ait provoqué plus d'intensité à l'écllosion d'idées créatrices en peinture ; n'est-ce pas pendant que sans énergie l'archi-