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

**Band:** 34 (1908)

**Heft:** 21

**Artikel:** Planchers suspendus en béton armé, au Grand Hôtel Royal, à Lausanne

**Autor:** Paris, A.

**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-26868

**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:** 15.07.2025

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

34me Année. 10 novembre 1908. N° 21.

# Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES. — Paraissant deux fois par mois.

Rédacteur en chef : P. MANUEL, ingénieur, professeur à l'Ecole d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

Secrétaire de la Rédaction : Dr H. DEMIERRE, ingénieur.

SOMMAIRE : *Planchers suspendus en béton armé, au Grand Hôtel Royal, à Lausanne,* par M. A. Paris, ingénieur. — *Application de la statique graphique aux systèmes de l'espace* (suite), par M. B. Mayor, professeur. — **Divers** : Concours pour un pavillon de musique, à Genève. — Concours pour un bâtiment scolaire, à Monthey : rapport du jury. — Schweizerische Wasserwirtschaft. — *Bibliographie.* — Association amicale des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne : Offre d'emploi.

## Planchers suspendus en béton armé, au Grand Hôtel Royal, à Lausanne.

Par M. A. PARIS, ingénieur civil.

Lorsqu'en 1907, les travaux en béton armé du nouvel Hôtel Royal, aux Jordils, furent mis au concours, les projets prévoyaient la grande salle à manger, qui occupe l'aile ouest du bâtiment, complètement libre de colonnes intérieures. Chaque poutraison devait se porter d'un mur à l'autre sur un vide de 9m,20 (fig. 2). Mais à l'étude des plans d'exécution, MM. Paris et Berthod, ingénieurs, représentants des brevets Brazzola en Suisse, virent que, s'il était facile de prévoir des sommiers suffisamment robustes sur la salle à manger haute de 7m,80, il n'était plus possible, dans les étages de 3m,40, plancher compris, de faire admettre par les architectes de l'hôtel, MM. Mauerhofer et van Dorsser, les hauteurs de sommiers nécessaires. Les ingénieurs se trouvèrent donc conduits à chercher l'appui de ces planchers dans la charpente, ce qui donna l'idée de suspendre les 4 planchers d'étages et des combles aux fermes en béton armé (fig. 3). L'avantage est d'utiliser la place dans les locaux secondaires pour effacer toute construction apparente des appartements principaux et des couloirs de dégagement. La solution se montre de ce fait déjà économique, puisqu'elle sauvegarde la valeur des locaux principaux.

Mais, pour rendre possible une telle construction, il faut, comme le montre la figure 5, que les trumeaux entre fenêtres soient de section suffisante pour résister à la charge, estimée pour la ferme *C* à 42 tonnes par appui, des pieds de la charpente. Ces trumeaux reposent au niveau du premier étage sur de fortes couvertes qui ménagent le vide des bow-windows de la salle à manger (fig. 1).

Notre figure 3 montre le dispositif adopté pour le libage destiné à répartir la charge sur une tranche de mur suffisante. Les empattements au pied des fermes devaient suffire à combattre la tendance au renversement latéral des trumeaux chargés près des vides des fenêtres. Le libage, d'épaisseur variable, fait le tour complet de l'aile, et forme par son fort chaînage calotte avec la charpente.

Pour combattre la poussée au vide, les grosses fermes sont pourvues de tirants noyés dans le plancher du quatrième étage. Pour la ferme *C* ces tirants comportent 10 aciers ronds de 15 mm. capables d'équilibrer une poussée au vide de 18 tonnes. La poussée calculée était de 15,5 t. La figure 4 montre le détail d'une paire de barres de ces tirants. Le chaînage produit par les planchers eux-mêmes n'a pas été pris en considération.

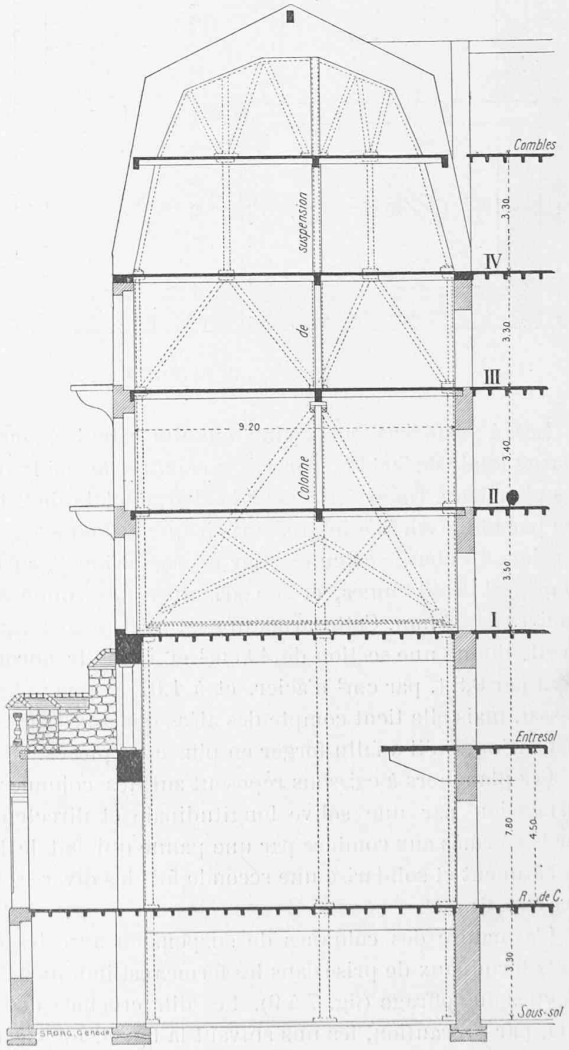


Fig. 1.

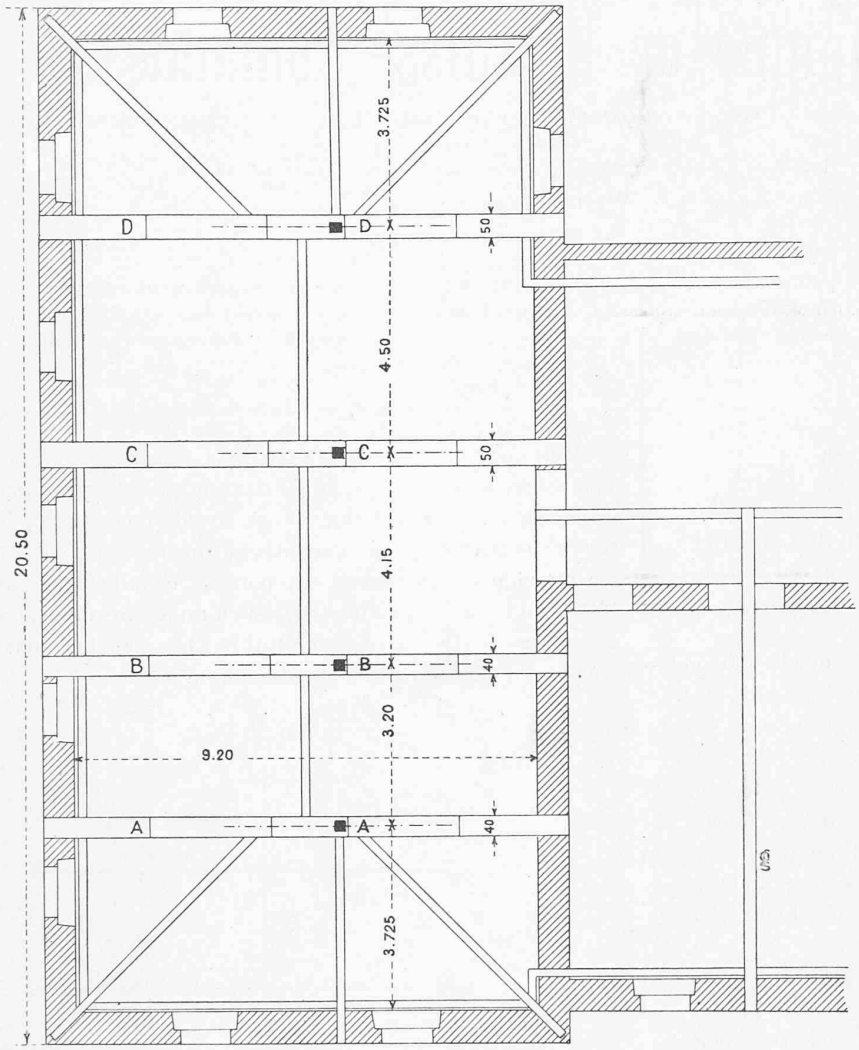


Fig. 2.

Les 4 planchers suspendus ont été calculés pour la charge totale de 500 kg. par m², y compris le poids mort des planchers. On arrive ainsi à la charge totale de 2 tonnes par m² de surface intéressant chaque colonne de suspension. La charge calculée pour la suspension *C*, surface 20 m², est de 40 tonnes, et son armature aux combles de 8 aciers de 28 mm. Cette armature est un peu forte, puisqu'elle donne une section de 49 cm² et travaille normalement par 0,8 t. par cm² d'acier, et à 1,07 t. pour charge d'essai, mais elle tient compte des aléas dus aux barres de suspension, qu'il a fallu forger en plusieurs pièces.

Les planchers à caissons reposent sur les colonnes de suspension par une solive longitudinale et directement sur les fermes aux combles par une panne qui fait le tour du bâtiment et solidarise une seconde fois les diverses fermes (fig. 6).

L'armature des colonnes de suspension avec les crochets terminaux de prise dans les fermes est indiquée dans les vues du coffrage (fig. 7 à 9). Les dits crochets ont été faits, par précaution, les uns suivant la fig. 3, de façon à se prendre sur une clef appuyée sur l'armature supérieure des fermes, les autres comme le montrent nos vues 7 et 8, de manière à se crocher directement sur ces aciers.

Le coulage du béton s'est effectué d'abord jusqu'au plancher des combles, puis, après durcissement de ces premières parties, on a moulé l'arc des fermes d'abord dans les piédroits, puis à la clef. Les raccords se sont faits en voussoirs. Les courbures des aciers étaient reprises par de forts étriers spéciaux pour combattre les efforts au vide (fig. 7). La dernière ferme fut achevée les premiers jours de juillet, mais faute de pouvoir laisser plus longtemps les grands étayages indiqués dans la coupe en travers (fig. 1), il fallut les décintrer déjà le 25 août. Ces étayages étaient calculés pour reporter toute la charge des colonnes de suspension sur les murs extérieurs et des étais placés dans la salle à manger. De forts bois ronds de 30 cm., obliques, formant chevalets et traversant le plancher du second étage, allaient soutenir un collier emprisonnant les suspensions sous le troisième étage. Ces chevalets arrivaient sur des semelles au niveau du premier étage, où ils étaient ancrés par 4 barres de 30 mm., de forme comme figure 3. Des coins, placés entre les semelles et les murs, n'ont décelé aucun mouvement. Sur le collier venaient se reposer des bois accolés aux suspensions pour leur éviter la charge. D'autres che-

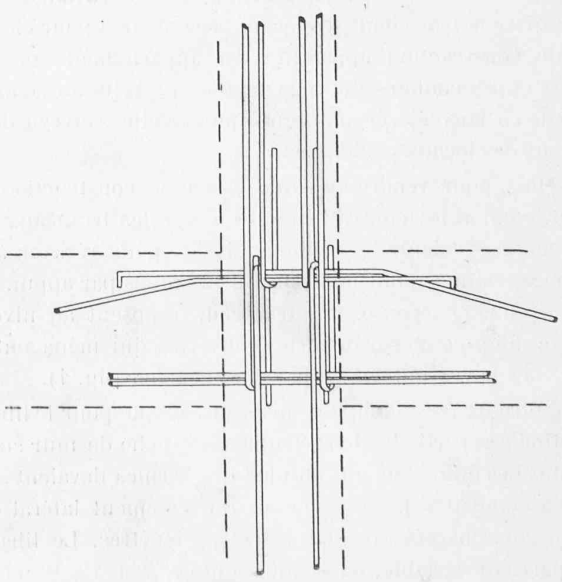

Fig. 4.

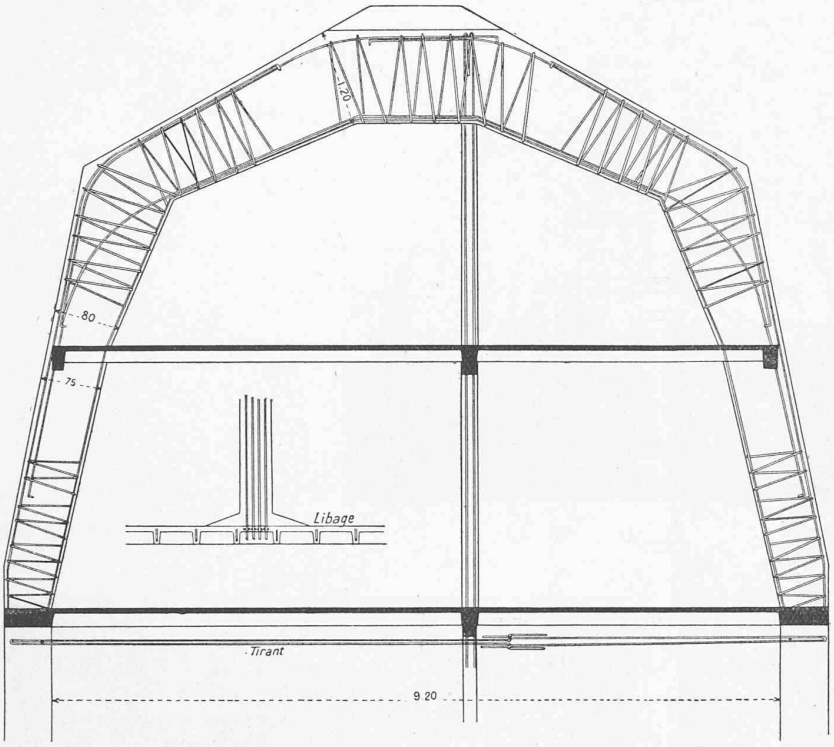


Fig. 3.

valets plus petits se trouvaient au-dessus des grands et complétaient l'échafaudage. Les colonnes de suspension étaient de plus soutenues par des chandelles verticales du sous-sol au plancher du second étage. Ces bois supplémentaires se sont trouvés autant chargés que les grands chevalets.

Au décintrage, on enleva d'abord les coins de la colonne droite, ce qui provoqua un fléchissement de *C* de 0,5 mm. L'enlèvement des coins du collier fit monter la flèche à 0,9 mm. On commença alors la charge d'essai qui porta la flèche à 5,1 mm. vers 6 h. du soir. A 8 h. du matin suivant, la flèche avait la valeur de 5,5 mm., qu'elle conserva tout le jour. Comme la longueur de la colonne est de 12 m., l'allongement calculé pour l'essai ressort de 1,07 × 12,000 mm. : 2200 t., soit de 5,8 mm. Il ne paraît donc pas qu'il y ait eu fléchissement pour la prise de contact des crochets qui avaient été placés avec grand soin du reste. Rien non plus pour la flexion des fermes et le tassement des 10 mètres de murs du premier étage aux combles, l'appareil étant placé au premier étage. La flexion s'est produite d'une façon très régulière. La charge d'essai comportait sur 3 planchers d'étages, une hauteur de 35 à 40 cm. de déblais, gravier et sable, ou leur équivalent en sacs de plâtre et en tuile, lorsque les déblais ont fait défaut. Cette charge de 7 à 800 kg. par m² était concentrée du premier au troisième quart du vide des murs, et cela de manière à intéresser les deux fermes *B* et *C*. Le plancher des combles était resté tel quel sans autre charge que les débris et bois de construction qui s'y trouvaient. Cet essai donnait pour chaque plancher chargé un poids uniforme $p = {}^3/_4 \cdot 720 = 540$ kg.-m². En rapportant cette valeur aux 4 planchers, on trouve une moyenne de 400 kg. environ comme charge d'essai générale.

L'enlèvement de la charge sur premier fit remonter le bas de la colonne de 1,5 mm. Vu la moindre longueur intéressée, le départ de la charge sur second ne fit que 1,0 mm. et sur troisième que 0,5 mm. seulement. Après enlèvement total des déblais, il restait une flèche permanente de 2,5 mm., dont 0.9 mm. précédemment trouvé pour le poids propre. L'allongement de la colonne et le fléchissement des planchers sur la solive médiane font les 1.6 mm. qui restent. Il faut en effet remarquer que la flexion observée pour le poids propre de la construction n'a pas atteint la valeur de 1,8 mm. qu'on en attendait, tiers environ de la flexion totale. Il n'a donné que 0.9 mm., laissant 4.6 mm. pour la charge d'essai. Il faut conclure que le plancher à caissons des 4 étages, c'est-à-dire une dalle de

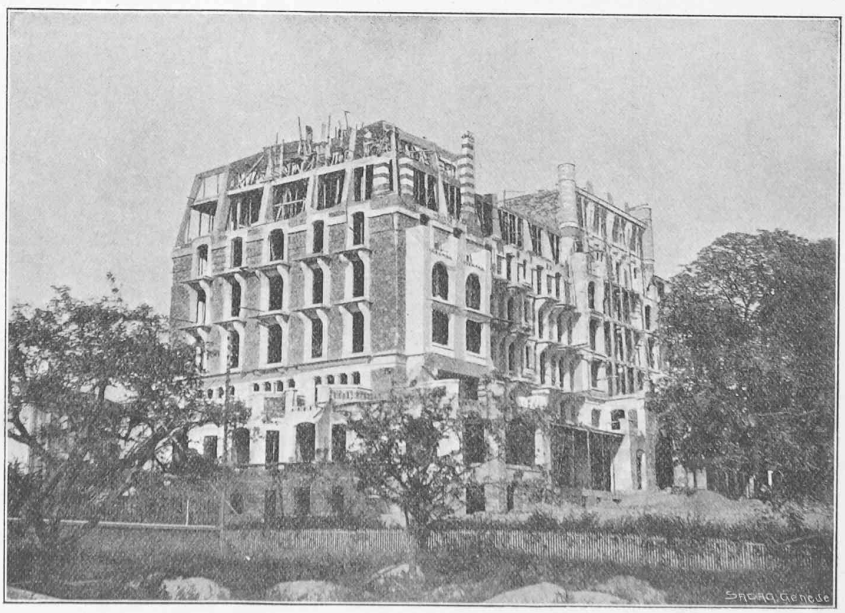

Fig. 5.

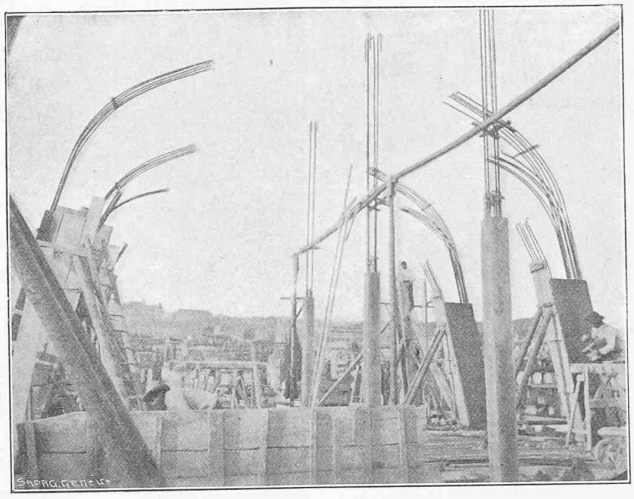


Fig. 9.

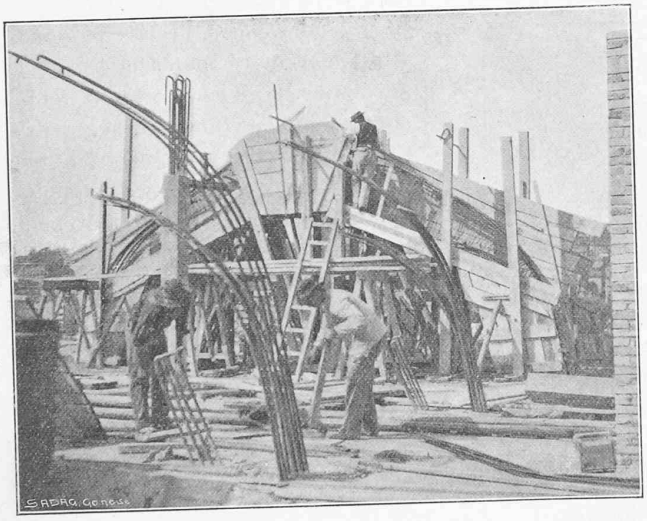


Fig. 7.

Fig. 8.

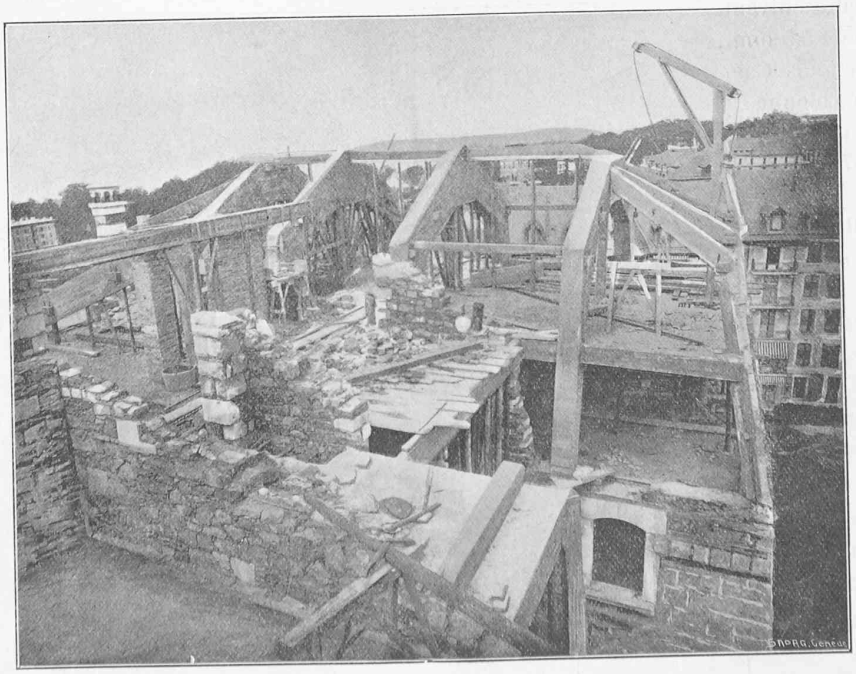


Fig. 6.

5 cm. reposant tous les 50 cm. sur poutrelles de 21 cm. sur 6 cm. d'épaisseur, se portait en grande partie d'un mur à l'autre sans trop charger la solive médiane qui baissait sensiblement aux étages inférieurs. Seule la charge d'essai les y a contraint. Mais une fois la flexion prise au droit de cette solive par striction du métal, le plancher ne devait plus revenir sur lui-même.

Après vérification des diverses parties de la construction, aucune trace de fatigue n'a pu être découverte.

# Application de la statique graphique aux systèmes de l'espace.

Par M. B. Mayor, professeur.

*(Suite [1]).*

## CHAPITRE VIII

### La méthode des sections multiples.

**115.** Pour déterminer les tensions des barres d'un système articulé, on peut encore utiliser un procédé qu'il est naturel de désigner sous le nom de méthode des sections multiples et dont nous avons indiqué le principe dans une note des comptes-rendus des séances de l'Académie des sciences du 20 juillet 1908. Ainsi que cela résulte de la suite, cette méthode comprend comme cas très particulier celle de Culmann et paraît susceptible, en conséquence, d'applications plus nombreuses.

Considérons, en effet, un système articulé libre dans l'espace et en équilibre sous l'action de forces concentrées en ses nœuds. Admettons qu'il possède un groupe $P$ de $p$ barres, dites principales, satisfaisant aux conditions suivantes :

Il existe $n$ sections $S_1, S_2, \ldots, S_i, \ldots, S_n$, dont chacune divise le système en deux parties distinctes en rencontrant toutes les barres principales sans passer par aucun nœud. De plus, chaque section telle que $S_i$ rencontre encore un groupe $Q_i$ de $q_i$ barres, dites auxiliaires, les divers groupes $Q_i$ étant supposés n'avoir en commun aucune barre. Sous certaines réserves qui résultent de la suite, il est possible de déterminer géométriquement ou analytiquement les tensions de toutes les barres principales et auxiliaires, lorsque les nombres $p$, $q_i$ et $n$ vérifient la relation

$$p + \sum_1^n q_i = 6n. \tag{1}$$

En effet, désignons d'une manière générale par $A_i$ et $B_i$ les deux parties en lesquelles le système se trouve divisé par la section $S_i$, et, pour préciser ces notations, remarquons que chacune de ces sections sépare les nœuds situés sur les barres principales en deux classes qui ne dépendent pas de l'indice $i$. Nous admettrons alors que les diverses parties $A_i$ contiennent en commun tous les nœuds de l'une de ces classes, les parties $B_i$ renfermant nécessairement tous les nœuds de l'autre.

Imaginons ensuite que la section $S_i$ ayant été réellement opérée, on supprime la partie $B_i$ en remplaçant son effet par des tensions équivalentes. En exprimant que la partie restante demeure en équilibre sous l'action de ces tensions et des forces extérieures qui y sont appliquées, on obtient un système de six équations linéaires où figurent comme inconnues les tensions principales et les tensions auxiliaires du groupe $Q_i$. Si donc on applique successivement le même raisonnement à chacune des sections $S_i$, on obtient un ensemble de $6n$ équations qui, en général, permet de calculer les tensions principales et auxiliaires, lorsqu'on suppose vérifiée la relation (1), puisque, dans ce cas, le nombre des inconnues est précisément égal à celui des équations.

Avant de poursuivre, quelques remarques sont indispensables.

Tout d'abord, on peut admettre que $q_i$ est inférieur, ou au plus égal, à cinq; car, s'il en était autrement, il y aurait avantage à supprimer la section $S_i$ qui introduirait un nombre de tensions auxiliaires inconnues supérieur ou égal à celui des équations qu'elle fournit.

D'autre part, on peut encore supposer que $p$ est au plus égal à six. Car, si l'on avait $p > 6$, on voit, sans aucune difficulté, qu'on pourrait, par exemple, combiner la section $S_1$ avec chacune des suivantes de manière à constituer un nouveau système de $n-1$ sections ne rencontrant plus les barres principales et conduisant à un système de $6(n-1)$ équations entre des inconnues dont le nombre se trouverait diminué de plus de six unités. Les barres du groupe $Q_1$ deviendraient ainsi principales, tandis que celles des groupes $Q_2, \ldots, Q_n$ resteraient auxiliaires.

Ces diverses conditions étant supposées remplies, la relation (1) montre immédiatement que $n$ est au maximum égal à six. De plus, il devient possible de déterminer géométriquement les tensions dans toutes les barres rencontrées par les diverses sections $S_i$.

Les barres du groupe $Q_1$ peuvent être considérées comme les directrices de $q_1$ complexes spéciaux; elles définissent donc, en général, un système linéaire de complexes dont le système complémentaire possède $6-q_1$ termes. Choisissons, dans ce système complémentaire, $6-q_1$ complexes n'appartenant pas à un même système linéaire dont le nombre de termes soit inférieur à $6-q_1$, et répétons cette opération pour chacune des sections $S_i$. On est ainsi conduit à une suite de complexes dont le nombre est précisément égal à $p$, puisque, d'après la relation (1),

$$\sum_1^n (6-q_i) = 6n - \sum_1^n q_i = p.$$

Convenons de les désigner par $(\Gamma_1), (\Gamma_2), \ldots, (\Gamma_p)$, les $6-q_1$ premiers dépendant de $S_1$, les $6-q_2$ suivants de $S_2$, et ainsi de suite.

On peut déjà observer que ces complexes permettent une détermination analytique très simple de toutes les tensions principales.

[1] Voir N° du 25 juin 1908, page 137.