Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 60 (1934)
Heft: 18

Artikel: Etude d'un cas concret de poteaux d'une construction à ossature métallique
Autor: Rédaction
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-46408

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: 18.07.2025

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

tel système serait obtenu, par exemple, en calculant le réseau au moyen des éléments strictement nécessaires, toutes les mesures surabondantes étant laissées provisoirement de côté. Chaque mesure surabondante donne lieu à une condition qui se traduit par une équation dans la méthode classique ; l'emploi des vecteurs permet à la fois de diminuer le nombre des équations et d'en simplifier la forme. Avant la compensation on aura, pour un polygone fermé, la forme suivante :

$$\vec{V}_1 + \vec{V}_2 + \vec{V}_3 + \ldots + \vec{w} = 0$$

et, entre les vecteurs compensés :

$$(\vec{V}_1 + d\vec{V}_1) + (\vec{V}_2 + d\vec{V}_2) + (\vec{V}_3 + d\vec{V}_3) + \ldots = 0$$

soit :

$$d\vec{V}_1 + d\vec{V}_2 + d\vec{V}_3 + \ldots = \vec{w}$$

où $\vec{w}$ est un vecteur résiduel facile à calculer. Les inconnues du problème sont les améliorations $d\vec{V}_1$, $d\vec{V}_2$, $d\vec{V}_3$ ... $d\vec{V}_n$ à apporter aux vecteurs, soit les vecteurs d'erreur. Le prof. Schumann applique la méthode des moindres carrés aux carrés scalaires $(d\vec{V}_1 . d\vec{V}_1)$, $(d\vec{V}_2 . d\vec{V}_2)$ ... $(d\vec{V}_n . d\vec{V}_n)$, ce qui conduit, en tenant compte des conditions vectorielles, au principe du minimum vectoriel généralisé :

$$(d\vec{V}_1, d\vec{V}_1) + (d\vec{V}_2, d\vec{V}_2) + \ldots - 2\,(d\vec{V}_1 + d\vec{V}_2 + \ldots - \vec{w}_1) \,.\, \vec{K}_1 - 2\,(-d\vec{V}_2 + d\vec{V}_3 \ldots - \vec{w}_2) \,.\, \vec{K}_2 \ldots = \text{Minimum}$$

où les vecteurs $\vec{K}_1$ $\vec{K}_2$ ... sont dits *corrélatifs* et jouent le rôle des coefficients indéterminés de Lagrange.

Pour les 4 premiers points du réseau et les 6 vecteurs $\vec{V}_1, \vec{V}_2 \ldots \vec{V}_6$ les reliant deux à deux on aura les conditions vectorielles :

$$\begin{aligned}
&\vec{V}_1 + \vec{V}_2 + \vec{V}_3 + \vec{w}_1 = 0 \quad = (\vec{V}_1 + d\vec{V}_1) + (\vec{V}_2 + d\vec{V}_2) + (\vec{V}_3 + d\vec{V}_3) \\
&-\vec{V}_2 + \vec{V}_4 + \vec{V}_5 + \vec{w}_2 = 0 = -(\vec{V}_2 + d\vec{V}_2) + (\vec{V}_4 + d\vec{V}_4) + (\vec{V}_5 + d\vec{V}_5) \\
&\vec{V}_1 + \vec{V}_4 + \vec{V}_6 + \vec{w}_3 = 0 \quad = (\vec{V}_1 + d\vec{V}_1) + (\vec{V}_4 + d\vec{V}_4) + (\vec{V}_6 + d\vec{V}_6)
\end{aligned}$$

et, par suite :

$$\begin{aligned}
&(d\vec{V}_1 . d\vec{V}_1) + (d\vec{V}_2 . d\vec{V}_2) + \ldots + (d\vec{V}_6 . d\vec{V}_6) - \\
&- 2\,(d\vec{V}_1 + d\vec{V}_2 + d\vec{V}_3 - \vec{w}_1) \,.\, \vec{K}_1 \\
&- 2\,(-d\vec{V}_2 + d\vec{V}_4 + d\vec{V}_5 - \vec{w}_2) \,.\, \vec{K}_2 - \\
&- 2\,(d\vec{V}_1 + d\vec{V}_4 + d\vec{V}_6 - \vec{w}_3) \,.\, \vec{K}_3 = \text{Minimum}
\end{aligned}$$

si l'on compense isolément les 4 points.

Il y a donc 3 équations normales :

$$\begin{aligned}
3\,\vec{K}_1 - \vec{K}_2 + \vec{K}_3 - \vec{w}_1 &= 0 \\
-\vec{K}_1 + 3\vec{K}_2 + \vec{K}_3 - \vec{w}_2 &= 0 \\
\vec{K}_1 + \vec{K}_2 + 3\vec{K}_3 - \vec{w}_3 &= 0
\end{aligned}$$

on en déduit les inconnues :

$$\begin{aligned}
d\vec{V}_1 &= \vec{K}_1 + \vec{K}_3 = {}^1/_4\,\vec{w}_1 + {}^1/_4\,\vec{w}_3 \\
d\vec{V}_2 &= \vec{K}_1 - \vec{K}_2 = {}^1/_4\,\vec{w}_1 - {}^1/_4\,\vec{w}_2 \\
d\vec{V}_3 &= \vec{K}_1 \quad\quad = {}^1/_2\,\vec{w}_1 + {}^1/_4\,\vec{w}_2 - {}^1/_4\,\vec{w}_3 \\
d\vec{V}_4 &= \vec{K}_2 + \vec{K}_3 = {}^1/_1\,\vec{w}_2 + {}^1/_4\,\vec{w}_3 \\
d\vec{V}_5 &= \vec{K}_2 \quad\quad = {}^1/_4\,\vec{w}_1 + {}^1/_2\,\vec{w}_2 - {}^1/_4\,\vec{w}_3 \\
d\vec{V}_6 &= \vec{K}_3 \quad\quad = -{}^1/_4\,\vec{w}_1 - {}^1/_4\,\vec{w}_2 + {}^1/_2\,\vec{w}_3
\end{aligned}$$

au lieu du contrôle usuel $\Sigma\,(v\,v) = -\Sigma\,(w\,K)$, on a ici un double contrôle en formant les produits scalaires et vectoriels :

$$\Sigma\,(d\vec{V} \,.\, d\vec{V}) = \Sigma\,(\vec{K} \,.\, \vec{w})$$

et

$$\Sigma\,(d\vec{V} \times d\vec{V}) = \Sigma\,(\vec{K} \times \vec{w}) = 0$$

les erreurs angulaires et linéaires sont implicitement contenues dans les vecteurs $d\vec{V}$; il y aurait lieu de faire intervenir les poids respectifs, mais, pour simplifier, nous avons fait abstraction des différences de poids entre les composantes de circulation et de glissement.

Les quatre points compensés ci-dessus forment un quadrilatère de 6 côtés comprenant 8 angles, ce qui fait, en tout, 14 éléments mesurables, dont 9 sont surabondants (5 côtés et 4 angles) ; trois des équations de condition seulement ont la forme linéaire. On voit combien la compensation vectorielle est plus simple ; mais il faut répartir au préalable les écarts angulaires de fermeture dans les triangles. Les résultats de la méthode vectorielle ne sont pas absolument identiques à ceux obtenus par la compensation directe des quantités mesurées mais si l'on songe à la fragilité des hypothèses qui sont à la base de toute compensation on ne saurait méconnaître les avantages du calcul vectoriel dont les applications à la topographie sont susceptibles d'être encore largement développées. Nous faisons surtout allusion à la compensation vectorielle dans l'espace et au problème fondamental de l'aérophotogrammétrie. Le but de la présente note était d'esquisser très succinctement le principe de la méthode.

Etude d'un cas concret de poteaux d'une construction à ossature métallique.

Nous avons déjà signalé (Bulletin technique *du 31 mars 1934 page 81*) *les très instructifs colloques institués par le « Centre d'études supérieures de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics ».*

L'exposé qui suit est un nouveau témoignage de l'esprit de judicieuse critique et de la volonté d'écarter toute considération théorique oiseuse qui président à l'activité de ce Centre d'études. Il s'agit de la séance du 21 février dernier où, sous la « direction » d'un maître en matière de résistance des matériaux, M. Bertrand de Fontviolant, *professeur à l'Ecole centrale des arts et manufactures, fut examiné par la méthode « clinique » et discuté un cas concret de poteaux de l'ossature métallique d'un bâtiment très spécial, à la fois très mince et très haut.*

Le compte rendu complet de cette séance et ceux des séances du 1er mars (Thème : Influence de l'emploi des matériaux sur l'évolution des formes architectoniques) et du 7 mars (Thème : Composition granulométrique des agrégats pour bétons) ont été réunis en une brochure illustrée, de 215 pages, du plus vif intérêt, en vente au siège de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, à Paris (6e), *100, rue du Cherche-Midi.*

Réd.

Le projet en question est celui d'un établissement médico-chirurgical important dont la construction est envisagée sur un plateau assez élevé dans la banlieue d'un grand centre.

Le plan et les coupes joints à la présente note (fig. 1 et 2)

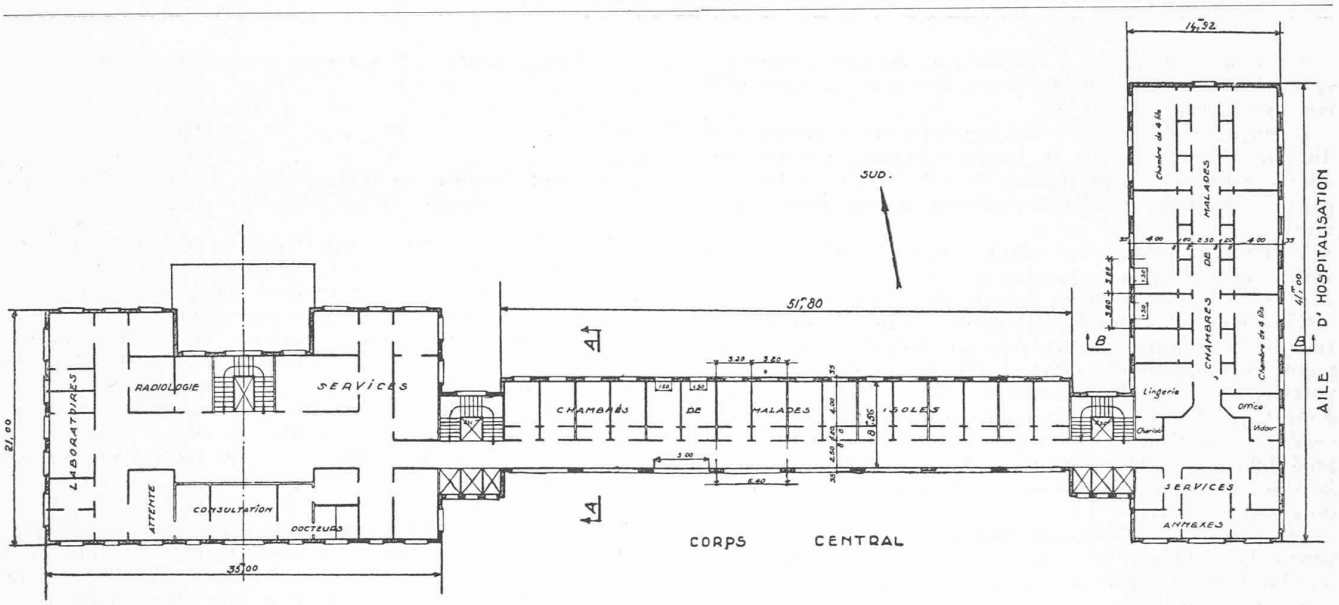

Fig. 1. — Etablissement médico-chirurgical. Plan du 4me étage.

indiquent les dispositions générales prévues par le Maître de l'œuvre pour résoudre les différents problèmes que lui a posés son client.

La distribution des différents étages est identique à celle figurée sur ce plan, sauf au rez-de-chaussée du bâtiment central où les cloisons de séparation correspondant aux axes des baies de la façade nord sont supprimées.

L'ossature de la construction est prévue en métal à partir du rez-de-chaussée. Les points d'appui de cette ossature reposent au niveau du rez-de-chaussée sur des murs en meulière de 70 d'épaisseur en façade et sur des poteaux intermédiaires en béton armé. Le plancher bas du rez-de-chaussée est en béton armé (20 cm d'épaisseur).

Les murs de façade de 35 cm d'épaisseur sont constitués :

a) d'une paroi extérieure réalisée par un voile en béton armé avec enduit de ciment : épaisseur 7 cm ;

b) d'une paroi intérieure en béton cellulaire avec enduit en plâtre : épaisseur, 7 cm.

Les planchers des différents étages comportent :

a) une dalle en béton armé entre solives métalliques dont l'épaisseur au-dessus des poutres principales ne devra pas être inférieure à 2 cm : épaisseur moyenne, 5 cm ;

b) un revêtement en carrelage sur la dalle précitée : épaisseur, 2,5 cm ;

c) un plafond sur armatures métalliques suspendu aux solives et poutres : épaisseur, 2,5 cm.

La surcharge libre à prendre en compte pour le calcul des poutres est de 200 kg/m².

Les cloisons de 8 sont en carreaux de plâtre ; celles de 15 en briques creuses. Les premières sont susceptibles d'être supprimées ultérieurement pour des modifications éventuelles de la destination des locaux.

Il résulte des conditions du programme fixé :

1. Qu'il ne doit y avoir aucun soffite au plafond ni aucune saillie sur les murs et cloisons dans les chambres de malades.

2. Que l'épaisseur des planchers ne doit pas dépasser 25 cm dans les chambres de malades de façon à réserver une hauteur libre sous plafond de 3,25 m.

La discussion porta :

1. Sur les dispositions à adopter pour assurer le contreventement des différents bâtiments, spécialement du corps central et de l'aile droite.

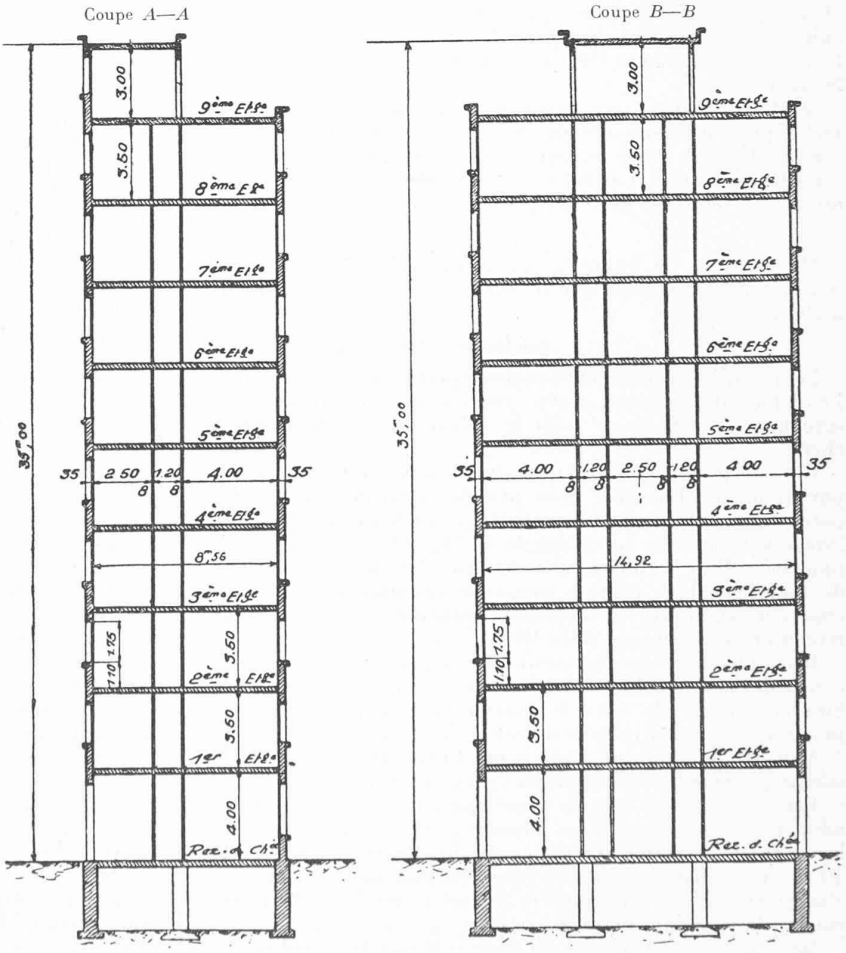

Fig. 2. — Etablissement médico-chirurgical. Coupes transversales.

2. Sur les dispositions à adopter pour assurer la transmission des efforts aux pieds des poteaux et aux joints des différents tronçons.

L'obligation de satisfaire aux prescriptions du programme, dit l'un des rapporteurs, M. Lopez, entraînera comme vous allez le voir, un certain nombre de difficultés et se traduira par un supplément de dépenses qui sera sans nul doute important.

L'auteur du projet, se rendant compte des difficultés que soulève la réalisation du programme, s'est efforcé de faciliter, dans la mesure du possible, la tâche du constructeur.

C'est dans ce but qu'il s'est astreint à adopter une disposition des trumeaux et des cloisons qui permet de prévoir des points d'appui en files perpendiculaires. La disposition des poteaux en quinconce présente en effet deux inconvénients: d'une part, elle nécessite des poutres complémentaires, ce qui conduit à un poids de métal plus élevé ; d'autre part, elle rend difficile et quelquefois impossible le contreventement de la construction. Elle est donc à éviter dans toute la mesure du possible.

Au contraire, la disposition des points d'appui en files perpendiculaires permet les solutions les plus économiques pour les planchers et facilite la réalisation du contreventement de la construction.

Nous avons tenu à montrer que l'auteur du projet se rendant compte des difficultés que comporte l'exécution du programme, avait cherché à ne pas les accroître en imposant des décalages ou des suppressions de poteaux, ce qui aurait fatalement entraîné une augmentation importante du poids de l'ossature et, par suite, un supplément de dépenses.

On reproche souvent aux architectes de passer un peu rapidement, au moment de la conception du projet, sur les difficultés qui attendent les ingénieurs dans leur étude technique. Nous insistons sur ce point que l'auteur du projet s'en est au contraire préoccupé. Nous en sommes donc à ce moment psychologique où l'architecte, ayant arrêté son « parti » en réfléchissant au maximum aux difficultés techniques qu'il va soulever, commence avec l'ingénieur la plus précieuse des collaborations.

M. Blévot, l'autre rapporteur, va vous exposer les questions techniques que pose l'étude de l'ossature métallique de la construction et vous indiquer les conceptions qui, après collaboration avec l'architecte, vont aboutir aux solutions qui seront définitivement adoptées.

M. Blévot. — L'étude de l'ossature métallique en cause soulève quelques questions d'ordre général que nous allons d'abord examiner.

Evaluation des charges verticales.

Les premières concernent l'évaluation des charges verticales. Le cahier des charges établi par l'architecte prescrit une surcharge de 200 kg/m² pour le calcul des différents planchers.

En raison de la destination des locaux, cette valeur est parfaitement admissible. Mais pour le calcul des charges des poteaux, il n'est peut-être pas indispensable de tenir compte intégralement de la surcharge de 200 kg/m² sur les différents planchers. Il ne paraît pas possible, en effet, que les planchers de tous les étages aient à supporter simultanément la surcharge maxima prévue. Il est alors normal de compter sur une réduction de surcharge dans les calculs des poteaux.

Il conviendrait que ce point fût toujours précisé dans le cahier des charges. En effet, seul le maître de l'œuvre devrait être en mesure de fixer le constructeur, puisqu'il connaît mieux que tout autre la destination des locaux.

Admettons donc que l'architecte tolère une réduction de surcharge. Quelle règle appliquer pour en tenir compte ?

Vous connaissez tous la règle suivante qui est souvent admise : à partir de l'étage supérieur sur lequel on suppose la surcharge maxima intégralement appliquée, on réduit de 10 % la surcharge à chaque étage jusqu'à obtenir une surcharge moitié de celle imposée, et cette dernière valeur est conservée pour les étages inférieurs.

Dans le cas que nous examinons, on aurait, par application de cette règle :

au plancher du 9e étage, surcharge 200 kg/m²
» 8e » » 180 »
» 7e » » 160 »
» 6e » » 140 »
» 5e » » 120 »
aux planchers du 4e étage et des étages inférieurs, surcharge 100 kg/m².

Pour des bâtiments d'habitation ou des constructions comme celle que nous examinons, dans lesquels la surcharge prévue est de 200 kg/m², les résultats auxquels conduit cette règle sont en général parfaitement acceptables.

Bien souvent, par raison d'économie, on prescrit dans les bâtiments d'habitation une surcharge de 150 et même de 120 kg/m². L'application de la règle précédente permettrait de réduire la surcharge jusqu'à 75 et même 60 kg/m². Dans des cas semblables, il serait prudent de ne pas appliquer de dégression lorsque la surcharge maxima fixée a une valeur aussi faible.

On peut remarquer également que lorsque le nombre d'étages augmente, la surcharge moyenne correspondant à l'application de la règle précédente diminue et tend vers la moitié de la surcharge maxima. Quand la construction comporte un grand nombre d'étages, il faut donc être plus prudent dans l'évaluation de la surcharge fixée.

Bien entendu, il existe des constructions pour lesquelles la règle de dégression des surcharges n'est pas admissible a priori : c'est le cas en particulier des entrepôts et même des locaux à usage de bureaux.

Le calcul des poteaux pose une autre question : faut-il tenir compte des poids des façades dans l'évaluation des charges apportées aux poteaux ?

En principe quand les matériaux de la façade ne constituent qu'une paroi de remplissage, comme c'est le cas général, il est nécessaire que les sablières portent intégralement à chaque étage les charges correspondantes.

Poids des façades.

Dans le cas qui nous occupe, il ne me paraît pas qu'il y ait matière à discussion : la façade est constituée de deux voiles, l'un extérieur en béton armé de 7 cm d'épaisseur, enduit compris, l'autre intérieur en béton cellulaire de 7 cm également d'épaisseur, y compris l'enduit en plâtre.

Ces deux parois se trouvent séparées par un vide de 21 cm, réservé pour le passage de certaines canalisations. D'autre part, la largeur des trumeaux est relativement très faible, surtout sur la façade nord du corps central.

Dans ces conditions, l'ossature métallique doit être calculée pour supporter intégralement à chaque étage les charges du remplissage de façade.

En présence des deux coupes du bâtiment que représente la figure 2, je suis persuadé que la première question qui s'est présentée à votre esprit est la suivante : comment assurer la résistance de l'ossature de cette construction aux actions du vent ?

Action du vent.

Cette question est bien souvent négligée. Cela vient sans doute du fait que les bâtiments, tels qu'on les construisait avant la guerre, avec murs de façade et murs de refend porteurs, ne soulevaient pas de difficultés à ce sujet. Mais il n'en est pas de même pour la plupart des constructions actuelles à ossature métallique portante : les murs de refend y sont remplacés par des cloisons de faible épaisseur et les façades en matériaux légers ne sont que des remplissages incapables de contribuer à la stabilité de l'édifice. De plus, fréquemment les trumeaux dans la hauteur du rez-de-chaussée ont des dimensions particulièrement restreintes pour permettre l'installation de boutiques.

Les conditions dans lesquelles le contreventement de ces bâtiments est assuré doivent être examinées attentivement et faire l'objet, dans chaque cas particulier, d'une étude spéciale.

La présence de cloisons peut, quelquefois contribuer, dans une certaine mesure, à assurer la stabilité aux efforts horizontaux ; mais il est nécessaire d'examiner de près cette question car, bien souvent, pour des raisons architecturales, les

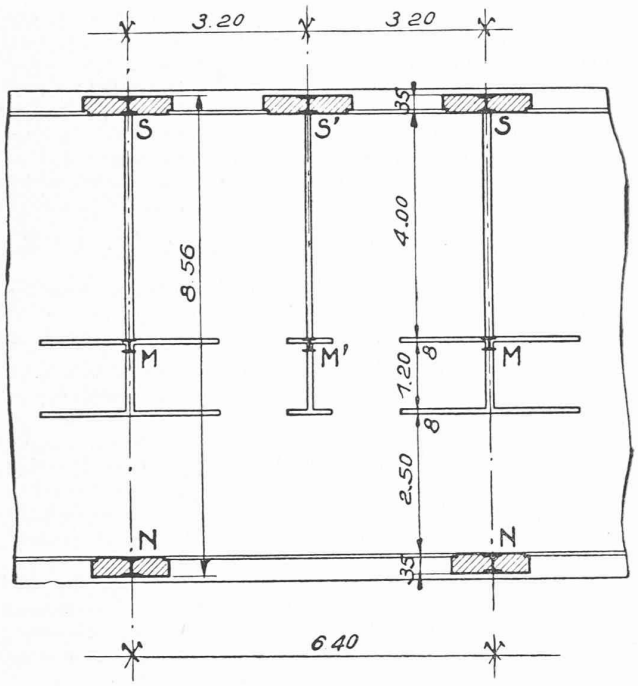

Fig. 3. — Disposition du poutrage et des points d'appui.

cloisons se trouvent supprimées à certains étages du fait des exigences du programme, ou pourront l'être dans l'avenir. Il faut reconnaître que la stabilité de certains bâtiments, particulièrement parmi ceux où l'on adopte la disposition courante des pans de fer avec poteaux tronçonnés à chaque étage, n'est souvent assurée que par la présence de constructions plus anciennes qui étayent en quelque sorte ces bâtiments.

D'ailleurs, lorsqu'on examine des publications techniques étrangères, on constate que ces conditions de contreventement paraissent beaucoup plus préoccuper les constructeurs étrangers que nous. Sans parler des Américains, dont les réalisations ne sont pas toujours comparables aux nôtres, les Allemands prévoient toujours, dans les ossatures de bâtiments de 8 à 10 étages, des triangulations ou des cadres à angles rigides pour résister aux actions du vent.

Dans la plupart des bâtiments courants, les problèmes que pose la résistance aux actions horizontales ne soulèvent pas les mêmes difficultés que dans la construction que nous examinons ; mais cette question doit toujours être étudiée.

Dans le cas qui nous occupe, cherchons d'abord quelle pression du vent il faut considérer dans l'étude de la stabilité du bâtiment.

Calcul de la pression du vent.

Si nous examinons les différents règlements en vigueur concernant les constructions métalliques, nous pouvons faire les remarques suivantes :

Le règlement ministériel de 1927 sur les ponts métalliques impose de considérer dans les calculs une pression du vent de 250 kg/m², cette pression étant toutefois réduite à 150 kg/m² dans le cas où le pont ne supporte pas de train. Ce sont là des conditions très dures, parfaitement légitimes d'ailleurs pour des ponts qui peuvent se trouver en des points exposés à des vents extrêmement violents. Mais en matière de construction de bâtiments, ce n'est évidemment que dans des cas très exceptionnels qu'il pourra y avoir lieu d'envisager des pressions aussi élevées.

Le règlement ministériel de 1928 relatif aux halles à voyageurs et marchandises des chemins de fer fixe le chiffre de 120 kg/m². Il y est d'ailleurs spécifié que « lorsque les circonstances locales le justifieront, les auteurs des projets devront proposer les aggravations ou atténuations qu'ils jugeront nécessaires, ces dernières ne pouvant du reste être autorisées que par le ministre des Travaux publics ».

Certains règlements prévoient des pressions de vent variables avec la hauteur. D'après les normes du ministère de l'Air, par exemple, la pression sur une paroi verticale normale à la direction du vent et située à une hauteur H au-dessus du sol est donnée, en kilogrammes par mètre carré, par la formule :

$$\frac{1000 + 250\,H}{20 + H}$$

dans laquelle H est exprimé en mètre. L'application de cette formule conduit aux valeurs ci-dessous de la pression du vent :

H	*Pression*
0 m	50 kg/m²
10 »	117 »
20 »	150 »
30 »	170 »
40 »	183 »
60 »	200 »
100 »	216 »

Un comité spécial de la Société des Ingénieurs Civils américains recommande d'adopter dans les calculs une pression du vent de 100 kg/m² jusqu'à une hauteur de 150 m.

Il importe de remarquer qu'on ne peut fixer *a priori*, d'une façon formelle, la pression du vent à considérer dans l'étude de la stabilité des constructions. Cette pression est essentiellement variable avec les circonstances locales.

Le bâtiment que nous envisageons doit être édifié sur un plateau dégagé de toutes parts, dans la banlieue de Paris. Il nous semble suffisant d'admettre une pression de vent de 100 kg/m². C'est donc cette valeur que nous ferons intervenir dans la suite de cette étude.

Ce chiffre de 100 kg/m² que nous considérons comme admissible en ce qui concerne le bâtiment dont il s'agit actuellement n'est pas nécessairement applicable dans d'autres cas. Il y aurait lieu de le majorer pour des constructions particulièrement exposées à des vents violents situées, par exemple, à une altitude élevée ou au bord de la mer. Une diminution sensible serait, au contraire, parfaitement justifiée dans le cas où le bâtiment étudié serait à l'abri des grands vents, notamment en raison de la configuration du terrain ou de la présence de constructions voisines plus ou moins élevées.

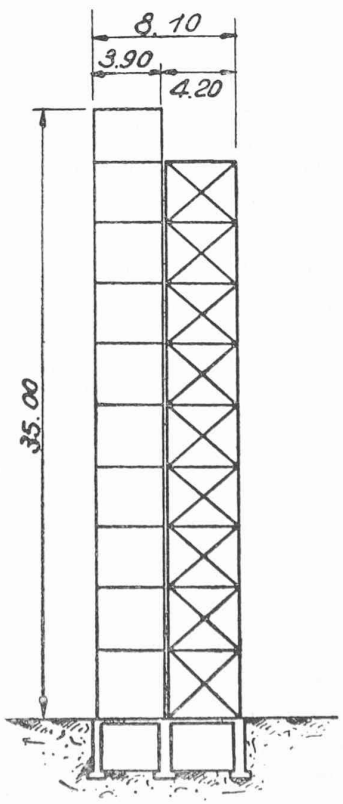

Fig. 4. — Console verticale.

Etude de la stabilité.

Revenons au cas que nous étudions et recherchons maintenant quelle solution on peut adopter pour assurer la stabilité de chacune des parties du bâtiment.

Occupons-nous d'abord du corps central.

La première disposition du poutrage et des points d'appui qui vient à l'esprit est la suivante (fig. 3) :

a) Poteaux sur façade nord dans l'axe des trumeaux : tous les 6,40 m.

b) Poteaux sur façade sud dans l'axe des trumeaux : tous les 3,20 m.

c) Poteaux de refend dans l'axe des cloisons : tous les 3,20 m.

d) Poutres principales : tous les 3,20 m. (Le programme impose une épaisseur totale de plancher de 25 cm ; en déduisant 2,5 cm pour le revêtement, 2 cm pour la dalle en béton armé au-dessus des poutres principales, 2,5 cm pour le

plafond, il reste 18 cm de hauteur disponible pour les poutres, ce qui est suffisant en raison de la portée pour les poutres n'ayant à supporter que *des forces verticales.*)

e) Solives parallèles aux façades du bâtiment.

Pour résister à l'action du vent, il n'est pas possible de chercher à buter le bâtiment central sur celui des services généraux et sur l'aile droite. En effet, à la jonction des trois bâtiments se trouvent réunies les circulations verticales où la surface des planchers est très réduite par les nombreuses trémies des escaliers, ascenseurs, monte-malades et monte-charges. Les poutres horizontales constituées par les différents planchers du corps central et susceptibles, moyennant certaines précautions spéciales, de reporter les efforts du vent sur les bâtiments voisins, auraient de ce fait une hauteur de section insuffisante dans le voisinage de leurs appuis.

Pour assurer la stabilité, il est difficile de compter sur les poteaux *M'* et *S'* correspondant aux axes des baies de la façade nord. Les cloisons de 8 prévues peuvent, en effet, être supprimées. Il est donc impossible de prévoir des diagonales de contreventement dans le plan de ces cloisons. D'autre part, on ne peut réaliser des cadres à étages à une travée, car les goussets nécessaires aux jonctions des traverses et des poteaux feraient saillie dans les chambres des malades. Nous sommes donc conduits à rechercher des plans de résistance aux efforts du vent correspondant aux files de poteaux dans l'axe des trumeaux de la façade nord, soit tous les 6,40 m.

Une première solution qui vient à l'esprit est de chercher à profiter de la présence des cloisons prévues tous les 6,40 m pour constituer une ossature contreventée par des diagonales placées entre les poteaux *M* et *S*, tout en conservant les poteaux *M'* et *S'* pour supporter les charges des planchers et façades.

On réaliserait ainsi tous les 6,40 m une poutre à treillis de 4,20 m de hauteur entre axes de ses membrures, constituant une console verticale de 35 m de portée (fig. 4).

Mais cette solution ne peut être retenue. En effet, le moment de renversement de l'ossature est de

$$M = \frac{100 \times 6{,}40 \times 35^{-2}}{2} = 392 \text{ tonne-mètres.}$$

Les efforts verticaux (charge supplémentaire et effort de soulèvement) qui s'exerceraient dans ces conditions à la base des poteaux *M* et *S* auraient pour valeur $\frac{392}{4{,}20} = 94$ tonnes. Or, la charge due au poids mort du bâtiment qui sollicite le poteau *M* à sa base n'est que de 63 tonnes ; celle du poteau *S*, de 41 tonnes. Le poteau situé du côté d'où vient le vent serait donc soulevé ; la stabilité de la construction ne pourrait être assurée dans ces conditions : le bâtiment serait renversé.

Nous sommes donc conduits à chercher une solution dans laquelle l'ossature métallique sera utilisée sur toute la largeur du bâtiment pour résister à l'action du vent.

Il est impossible de constituer des treillis de contreventement dans les panneaux côté façade nord. Il faut donc recourir à une ossature à arcades. On peut envisager :

soit un système de portiques à 2 travées et à 9 ou 10 étages (fig. 5) ;

soit un système mixte comportant une poutre en treillis comme dans la première solution examinée et un portique à une travée de 10 étages (fig. 6).

Etudions la stabilité du système.

Le moment de renversement est le même que précédemment mais l'effort vertical sur les poteaux de façade est de $\frac{392}{8{,}10} = 49$ tonnes.

Nous avons vu que la charge due au poids mort de la construction à la base du poteau *S* est de 41 tonnes. La stabilité ne serait donc pas assurée. Mais on peut accroître la charge du poteau *S* en supprimant le poteau *S'*. Il suffit de prévoir sur la façade sud des poutres de 6,40 m de portée. La charge à la base de *S* est alors de 84 t 600 (poids mort seul). Pour la façade nord, la charge permanente à la base du poteau *N* est de 82 tonnes, donc suffisante pour s'opposer à un effort de soulèvement de 49 tonnes.

Le calcul exact de l'ossature sous l'action des effets du vent serait absolument inextricable. Il est nécessaire, pour le simplifier, de faire un certain nombre d'hypothèses.

Dans le cas où l'on associera à la poutre en treillis un portique à étages, à une travée, on pourra admettre, faute de mieux, que les efforts dus au vent se partagent entre la poutre à treillis et le portique proportionnellement aux distances entre poteaux, constituant les membrures des poutres ou les béquilles des portiques. Dans l'exemple choisi, la poutre à treillis serait calculée pour des forces égales à $\frac{4{,}2}{8{,}1}$ de celles correspondant à l'effort total du vent ; le portique, pour des forces égales à $\frac{3{,}9}{8{,}1}$ des forces totales.

Le calcul de la poutre à treillis ne soulève pas de difficulté. Il est facile de le faire par les méthodes courantes analytiques ou graphiques.

Le calcul du portique à étages multiples et à travée unique ne peut être abordé pour l'étude de cette question. Il suffit, en général, de rendre le système isostatique en se fixant *a priori*, la position des points de moment nul que l'on suppose au milieu des montants et des traverses. Le calcul devient alors très simple.

Il faut supposer les béquilles articulées à la base du portique au niveau du rez-de-chaussées. Les moments de flexion dans les traverses et les béquilles inférieures sont majorés ; mais on ne peut guère faire autrement, car la réalisation d'un encastrement soulèverait de très grosses difficultés.

La réalisation des solutions précédentes, poutres à treillis et portiques associés ou portiques à 2 travées, entraîne la difficulté suivante :

Pour réaliser l'assemblage des poutres sur les poteaux, il sera nécessaire de prévoir des goussets importants. C'est ainsi qu'au niveau du deuxième étage, le couple de flexion au raccordement de la traverse et du poteau de façade est de l'ordre de 16 tm. Pour résister à cet effort, il est nécessaire d'avoir une poutre de hauteur importante, et surtout il faut que l'attache soit réalisée avec un gousset de grandes dimensions. Ce

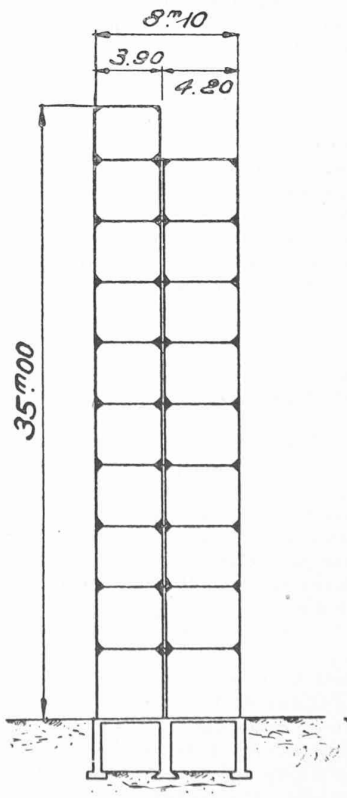

Fig. 5.
Portique à 2 travées.

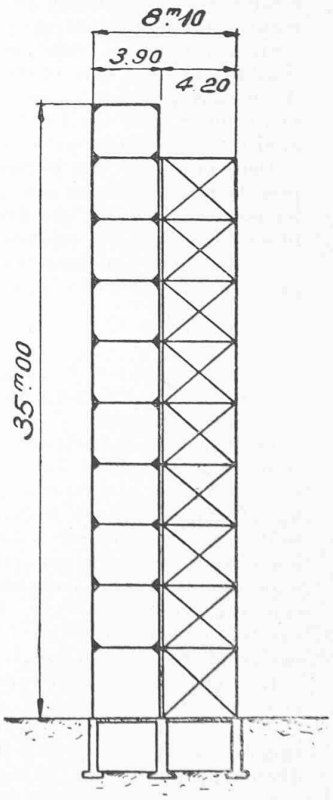

Fig. 6.
Poutre à treillis et portique.

gousset fera saillie dans les galeries de circulation au plafond et au plancher. L'architecte sera contraint, s'il veut masquer ces saillies, de disposer un coffre dans l'axe des trumeaux de la façade nord au droit des poteaux, ou d'employer un artifice quelconque. Si cette solution est compatible avec les exigences du programme elle pourra être retenue.

Il n'est pas impossible d'envisager une solution permettant de supprimer le gousset dans les galeries de circulation, mais des dispostions spéciales devront être prises et le prix de la construction s'en trouvera majoré.

Cherchons à nous rendre compte des complications qu'entraînerait la réalisation d'une telle solution.

Si l'on réalise une poutre à treillis de 4,20 m de hauteur entre membrures, nous avons vu que l'effort vertical supplémentaire correspondant au moment de renversement est de 94 tonnes à la base des poteaux. La charge due au poids mort de la construction à la base du poteau S est de 84 t 600 en supposant les poteaux S' supprimés. Pour assurer la stabilité, cette charge est insuffisante.

On pourrait y remédier en assurant l'ancrage des poteaux métalliques dans les fondations, ce qui permettrait de compter sur le poids du mur de caves et du plancher du rez de-chaussée.

Pour les poteaux M, nous serions conduits également à supprimer le poteau M', ce qui entraînerait une poutre supplémentaire à chaque plancher. Dans ces conditions, la charge correspondant au poids mort seulement serait de 105 tonnes à la base du poteau. Le coefficient de sécurité serait insuffisant.

On pourrait alors constituer une poutre très rigide au plancher du rez-de-chaussée ou réaliser un double cadre dans la hauteur des caves ou du rez-de-chaussée. Cette dernière solution est représentée par la figure 7.

De toutes façons, cette disposition conduirait, par la réalisation du portique inférieur à 2 travées, à des complications évidentes et entraînerait un supplément de dépenses très important.

* * *

Passons maintenant à l'examen de l'ossature de l'aile droite.

Il nous est impossible de disposer des contreventements dans certaines cloisons puisque, d'après les exigences du programme, la disposition des cloisons de séparation des différentes chambres peut être modifiée. Il ne nous paraît donc y avoir qu'une seule solution possible : celle consistant à prévoir une ossature à angles rigides.

La première solution qui vient à l'esprit, et qui serait la plus économique, est celle dans laquelle on supposerait les efforts du vent agissant sur les quatre files de poteaux du bâtiment. Mais elle ne peut convenir pour les raisons suivantes : d'une part, elle conduirait à augmenter l'épaisseur des planchers dans les chambres ; d'autre part, il faudrait disposer des goussets qui feraient saillie dans les chambres pour réaliser les assemblages des poutres de planchers sur les poteaux de façade.

Nous sommes ainsi conduits à étudier une solution qui sera moins économique que la précédente, mais notre choix à ce sujet se trouve limité du fait des exigences du programme.

Nous envisagerons une ossature à angles rigides constituée seulement par les deux files centrales de poteaux et par les poutres entre ces deux poteaux (fig. 8).

Ce parti nous conduira à adopter une épaisseur de plancher plus grande dans les lavabos-vestiaires des malades et dans les galeries de circulation ; mais en ces endroits la hauteur libre sous plafond n'est pas rigoureusement fixée à 3,25 m comme dans les chambres de malades ; d'autre part, les goussets que nous serons obligés de prévoir pour réaliser la jonction des poteaux et des poutres se trouveront uniquement dans les lavabos-vestiaires des malades et les conditions imposées par le programme seront entièrement satisfaites.

Remarquons que la stabilité de l'ossature pourra être assurée : l'effort vertical dû au moment de renversement est de 40 tonnes ; la charge due au poids mort à la base des poteaux est de 60 tonnes. On a donc un coefficient de stabilité de 1,5, qui est suffisant.

Les calculs donnent aux appuis des poutres des moments de l'ordre de 15 tm au niveau du deuxième étage. On sera

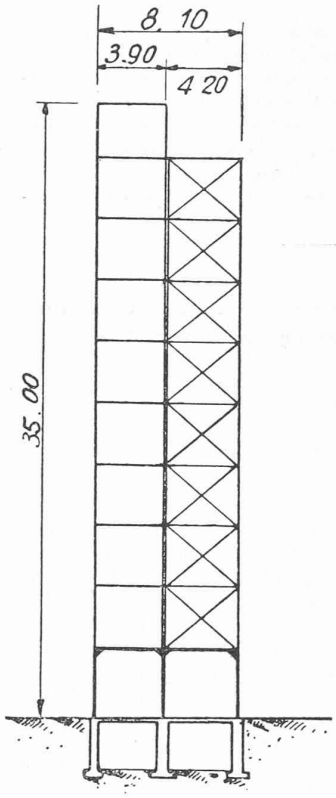

Fig. 7.

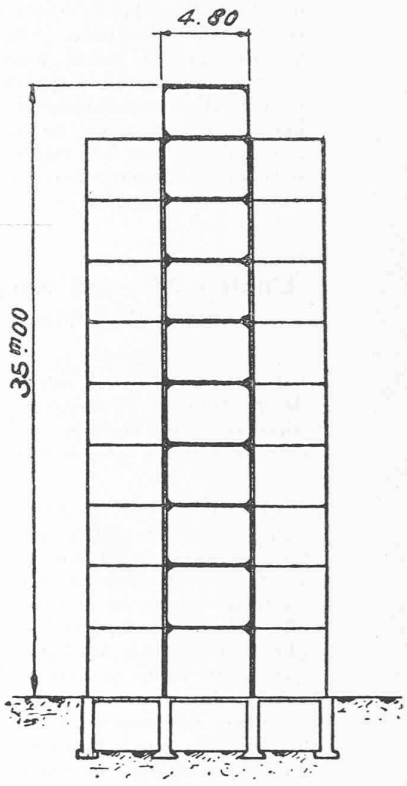

Fig. 8.
Ossature de l'aile droite.

donc conduit, pour réaliser les assemblages, à prévoir des goussets importants.

Les considérations précédentes montrent combien les conditions du programme imposé peuvent influer sur le choix des solutions techniques. Elles font ressortir les complications que peuvent entraîner pour le constructeur l'obligation de satisfaire à certains desiderata du client.

Dans l'étude précédente, nous avons pu envisager, au prix de certaines difficultés, des solutions satisfaisant entièrement aux conditions du programme. Mais il n'en est pas toujours ainsi. Il y a évidemment une limite à ne pas dépasser dans la sévérité des conditions imposées. L'idéal pour l'exploitant serait d'avoir des planchers d'épaisseur infiniment réduite et des poteaux de dimensions très faibles ; mais le problème posé sous cette forme n'a pas de solution admissible au point de vue technique. C'est précisément le rôle du maître de l'œuvre de choisir un parti susceptible de cadrer avec les possibilités techniques. Dans l'exemple que nous avons pris, il est bien évident que si l'épaisseur des planchers était fixée uniformément à 25 cm, même dans les galeries de circulation, ou si l'on ne pouvait prévoir des goussets dans les lavabos-vestiaires des malades, il n'y aurait pas moyen de faire une construction stable.

Jonction des tronçons de poteaux.

Le programme de la séance d'aujourd'hui prévoyait l'étude des dispositions susceptibles d'être adoptées aux pieds des poteaux et aux joints des différents tronçons de poteaux. Nous ne pouvons que difficilement aborder l'étude de ces différents points. On ne peut examiner un détail de la construction sans examiner l'ensemble des dispositions de l'ossature, et ceci nous entraînerait trop loin.

En ce qui concerne les bases des poteaux, la liaison entre l'ossature métallique et le plancher en béton armé, suivant les cas où il y a simplement appui et ceux où il doit y avoir ancrage, soulèverait des problèmes intéressants.

En ce qui concerne les joints de poteaux, le seul point sur lequel j'attirerai votre attention est l'avantage qu'il y a à réduire dans la mesure du possible le nombre de tronçons. On a quelquefois tendance à constituer les poteaux de façon

que la section choisie soit à chaque étage proportionnée à la charge correspondante, cette solution paraît conduire à un poids moindre de métal ; mais l'économie n'est souvent qu'apparente, en raison du supplément de dépenses que représente, la réalisation des dispositions correctes des joints. D'ailleurs, l'emploi des tronçons de hauteur réduite est nuisible à un montage précis et à la rigidité de l'ensemble du poteau. Il est souvent avantageux de prévoir des tronçons de poteaux s'élevant sur trois étages.

L'automobile doit remplacer le train et même l'autorail partout où ce sera possible.

Nous empruntons à la très vivante et très variée revue « La Cité moderne » (Paris, 34, rue Laffitte) une lettre adressée par M. R. Dautry, *directeur général des chemins de fer de l'État français, à la « Dépêche de Brest », ensuite d'un article paru dans ce journal, sous le titre « L'auto, le rail et l'auto-rail ».*
Réd.

« Lorsque j'ai dit qu'il était désirable de supprimer certaines lignes de chemin de fer, vous avez donné au mot « supprimer » une acception rigoureuse et trop étendue. Il n'est que de s'entendre. Il s'agit seulement de supprimer le service des trains de voyageurs et non pas de faire disparaître les lignes elles-mêmes, de déposer les voies et de détruire les gares. La plus grande partie des lignes sera conservée pour cette raison que, d'une façon générale, elles continueront à être utilisées pour l'acheminement des marchandises de petite vitesse, marchandises par wagons complets, généralement lourdes, volumineuses ou encombrantes que l'automobile n'est pas désignée pour transporter, surtout sur de grandes distances.

» Ces lignes seront, en somme, exploitées comme des voies mères desservant des garages où les wagons seront mis à la disposition du public pour le chargement et le déchargement.

» Quant aux voyageurs, ils seront transportés par automobiles.

» L'exploitation des lignes qui seront ainsi désignées serait sans doute plus économique avec des autorails qu'avec des trains à vapeur ; mais elle serait encore beaucoup trop coûteuse.

» Dès lors que sur une ligne, les circulations sont rapides et nombreuses, ce qui est le cas plus encore avec les autorails qu'avec les trains, il faut avoir des gares constamment ouvertes, c'est-à-dire beaucoup de personnel ; il faut garder les passages à niveau ; il faut surtout entretenir soigneusement la voie, ce qui coûte environ 8000 fr. par kilomètre et par an. Et quand il faut renouveler entièrement les rails, c'est une dépense qui se chiffre par des millions pour une seule petite ligne.

» Voilà les dépenses qu'il faut supprimer partout où elles sont improductives. Or, elles le sont sur presque toutes les lignes secondaires. Et ce n'est pas l'autorail qui les rendrait productives. L'autorail permet d'exploiter à moindres frais : il est un facteur d'économies, mais non pas par lui-même un facteur de bénéfices. Là où l'autocar est apparu avec tous ses avantages et où le train ne présente plus d'intérêt, l'autorail n'en offrirait pas non plus.

» Nous avons des lignes sur lesquelles certains trains ne transportaient qu'une vingtaine de voyageurs : les autorails qui ont remplacé ces trains n'en transportent pas davantage. Nos dépenses ont un peu diminué, mais nos recettes n'ont pas augmenté ; le déficit est un peu moins accusé, mais il reste néanmoins considérable.

» Or, il faut à tout prix arriver à faire disparaître ce déficit qui grève si lourdement les finances publiques. La première chose à faire est évidemment de supprimer l'exploitation des lignes qui le causent.

» Le maintien sur ces lignes d'un train de marchandises qui circulera à faible vitesse n'occasionnera pas de grosses dépenses ; toutes les petites stations, haltes et arrêts qu'il ne desservira pas pourront être fermées définitivement : l'entretien de la voie pourra être moins rigoureux et beaucoup moins onéreux ; les dépenses de personnel seront considérablement réduites.

» Ce sont les trains de voyageurs, les plus coûteux, qui disparaîtront. Tant qu'ils ont été le seul moyen de transport, il ne pouvait être question de les supprimer ; ils avaient d'ailleurs une clientèle assurée. Mais l'automobile est devenue une rivale sérieuse. Elle s'est étendue partout et, comme il arrive très fréquemment que les routes suivent les voies ferrées, la clientèle, qui n'est pas extensible à volonté s'est partagée entre les deux modes de transport, si bien que, ni l'un ni l'autre n'en a suffisamment pour vivre. Là où un seul commerçant fait à peu près ses affaires, s'il en survient un autre, les deux sont fatalement en déficit. Et comme, dans la circonstance, il s'agit de services publics, il faut les secourir tous les deux : les transports automobiles sont souvent subventionnés par les départements ; quant au chemin de fer, c'est l'Etat, c'est-à-dire l'ensemble des contribuables, qui paye son déficit, N'est-il pas urgent de mettre un terme à ce désordre ruineux. dont, en définitive, le public seul fait les frais ?

» Or, que la concurrence de l'automobile s'exerce contre le train ou contre l'autorail, elle n'en sera pas moins désastreuse. C'est cette concurrence, elle-même, qu'il faut abolir.

» Un seul moyen de transport est, du reste, suffisant, pourvu qu'il soit bien organisé. Choisissons donc partout celui qui est le mieux désigné et surtout le plus économique et supprimons l'autre.

» Or, il n'est pas douteux que, pour les transports de voyageurs sur de petites distances, l'autobus offre des avantages sérieux ; il est souple et rapide ; il dessert beaucoup plus d'agglomérations que le train et passe à leur centre même ; ses horaires peuvent être modifiés inopinément s'il en est besoin ; chaque voiture peut être immédiatement doublée, triplée, si le nombre des voyageurs l'exige. Et surtout l'exploitation d'un service d'autobus est peu coûteuse ; le personnel est réduit au minimum ; il n'y en a pas aux points d'arrêt ; il n'y a pas de gares à entretenir ni de passages à niveau à garder.

» C'est donc l'automobile qui devra remplacer le train et même l'autorail partout où ce sera possible. Le public n'aura pas à s'en plaindre, car il sera mieux servi, l'autobus fera des trajets plus nombreux que le train et donnera par conséquent des facilités de déplacement beaucoup plus fréquentes.

» Il faut d'ailleurs se rendre à l'évidence : le public est déjà conquis par l'automobile ; les transports routiers qui concurrencent le chemin de fer, sont souvent plus appréciés que celui-ci, car sur les petites lignes, les trains sont peu fréquents, les gares souvent éloignées des bourgs et des villages et les prix quelquefois plus élevés que dans les autobus.

» Tout milite ainsi en faveur de l'automobile pour la liaison des localités peu éloignées les unes des autres. Pour transporter 30 voyageurs sur 50 km, le train qui constitue un autobus de 100 à 200 tonnes, n'est vraiment plus de mise.

» De plus en plus, le train devra être réservé aux parcours sur de moyennes et de grandes distances, pour lesquelles il est le mieux outillé, et aux transports massifs (banlieue) qu'il est seul à pouvoir assurer convenablement.

» Cet effacement volontaire et raisonnable du chemin de fer devant les intérêts locaux et régionaux de l'automobile ne peut que rendre les plus grands services.

» L'industrie automobile est d'ailleurs une force nationale dont il ne convient pas d'arrêter l'expansion. Il faut qu'elle vive. Elle trouvera dans l'organisation et le développement de son réseau de transports un nouvel essor profitable au progrès et au bien-être général et libérera le chemin de fer d'une servitude onéreuse qui ne tarderait pas à le conduire à la ruine

» Plutôt que de continuer à s'imposer des sacrifices formidables dans une lutte stérile et catastrophique pour les finances publiques, n'est-il pas préférable d'arriver par une entente mutuelle à répartir le trafic entre deux moyens de transports qui sont mieux faits pour se compléter que pour se combattre ?

» Cette coopération est souhaitable à tous les points de vue. Elle est conforme aux intérêts de la nation et elle apportera au public des commodités nouvelles qui ne pourront qu'activer les échanges et faciliter les déplacements. »