

# Charges centrées et torsion dans les portiques étagés

Autor(en): **Baker, J.F.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2964>

## **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.

## V 2

### Charges centrées et torsion dans les portiques étagés.

### Normalkräfte und Verdrehung von Stahlträgern.

### Axial Loads and Torsion in Steel Beams.

J. F. Baker,

M. A., D. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Professor of Civil Engineering, University of Bristol.

#### 1° Introduction.

Au cours des recherches expérimentales entreprises pour le Comité de Recherches de la Charpente Métallique, auquel il est fait allusion d'autre part,<sup>1</sup> des essais ont été faits sur un certain nombre de bâtiments existants.<sup>2</sup>

On a obtenu une grande quantité de renseignements sur la façon dont se comportent les ossatures métalliques et nous nous proposons ici d'attirer l'attention sur deux points qui ne sont généralement pas appréciés à leur juste valeur.

#### 2° Répartition du moment de flexion suivant les longueurs des poteaux.

Il est admis dans les règlements concernant la construction des ossatures métalliques adoptés, par de nombreux pays, que le moment de flexion transmis à un poteau continu par une poutre chargée peut être considéré comme réparti entre les longueurs du poteau au-dessus et au-dessous du niveau de la poutre, en raison directe de la rigidité (c. a. d. du moment d'inertie divisé par la longueur) des éléments supérieurs et inférieurs.

Les essais faits sur des bâtiments ont montré que, surtout quand l'ossature métallique n'était pas habillée, la répartition effective du moment entre les longueurs des tronçons supérieurs et inférieurs des poteaux était très différente de ce qui est prévu dans le règlement ci-dessus.

Le tableau 1 établit une comparaison entre les rapports des rigidités des poteaux et les moments de flexion observés pour l'ossature en cadre simple d'une construction d'hôtel (fig. 1).

On voit d'après ce tableau que, quand la charge était appliquée à la poutre 301 F, le rapport des moments de flexion dans le poteau 31 immédiatement au-dessus et au-dessous du niveau de l'axe neutre de la poutre chargée était de 0,86 pour l'ossature non habillée et de 0,76 après la pose de hourdis creux en terre

<sup>1</sup> „Une nouvelle méthode de calcul des ossatures de bâtiments métalliques.”

<sup>2</sup> Rapport final du Comité de Recherches de la Charpente Métallique (Office royal de libraire, Londres 1936).

Tableau 1

Comparaison des rapports des rigidités des poteaux et des moments de flexion immédiatement au-dessous et au-dessus de l'axe neutre de la poutre chargée. (Bâtiment pour hôtel, partie avec ossature simple.)

Poutre chargée	Poteau	Rapport des rigidités des longueurs de poteaux	Rapports des moments de flexion		
			Ossature non habillée	avec planchers posés	avec poteaux enrobés
301 H . . . . .	S. 30	0,72	—	—	—
	S. 31	0,72	0,65	0,63	—
301 G . . . . .	S. 30	1,00	—	0,91	—
	S. 31	1,00	1,27	0,76	—
301 F . . . . .	S. 30	1,00	—	0,69	—
	S. 31	1,00	0,86	0,76	0,76
301 E . . . . .	S. 30	0,55	—	0,5	—
	S. 31	0,55	0,35	0,53	—
301 D . . . . .	S. 31	1,00	—	—	0,51

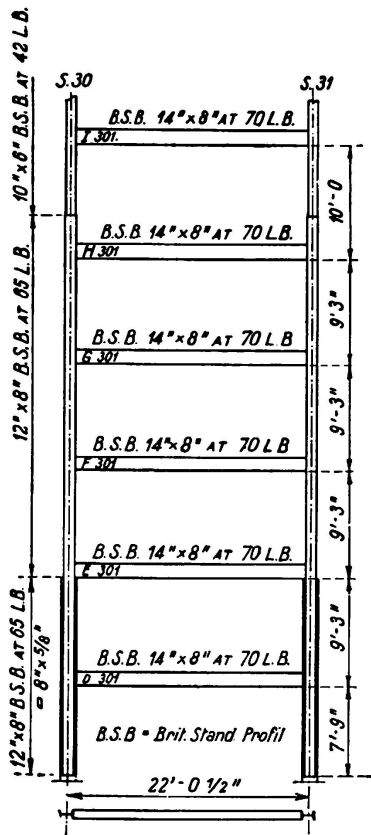


Fig. 1.

Ossature en cadre simple pour bâtiment d'hôtel.

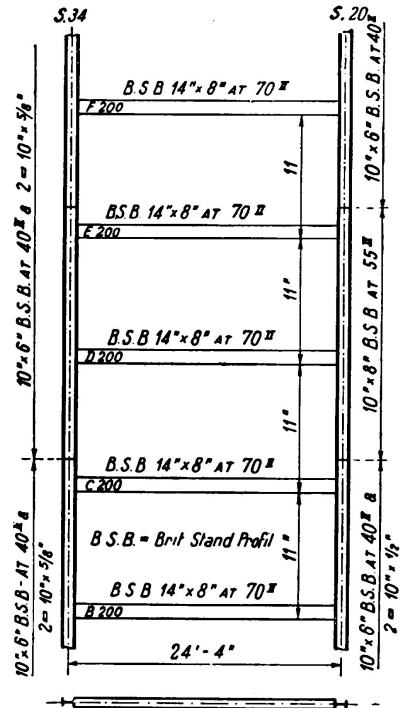


Fig. 2.

Ossature en cadre simple pour bâtiment de bureaux.

cuite et après exécution de l'enrobage autour des poteaux, tandis que le rapport correspondant des rigidités était de 1,00.

Une comparaison analogue est fournie par le tableau 2 pour la partie simple de l'ossature d'un bâtiment pour bureaux, (voir fig. 2).

Ces tableaux montrent que, sauf dans le cas de la poutre 301 G chargée, le tronçon inférieur du poteau, dans le cas de l'ossature non habillée, recevait de la poutre une partie plus forte de son moment de flexion que ne donne la simple règle mentionnée au début du paragraphe.

Pour l'établissement de cette règle, on a admis l'hypothèse de l'ossature la plus simple possible, où les deux extrémités de chaque poteau sont encastrées et le déplacement horizontal ou déformation de la poutre est empêché.

En général, il y aurait, dans un élément de charpente, un léger mouvement de rotation aux extrémités des longueurs de poteaux les plus éloignées de la poutre chargée, ainsi qu'un peu de flambage, mais aucun de ces effets ne pourrait produire de changement dans la répartition des efforts mise en évidence par les essais.

Il semblerait que le changement soit dû au développement d'une force de compression axiale dans la poutre chargée.

Tableau 2.

Comparaison des rapports des rigidités des poteaux et des moments de flexion immédiatement au-dessus et au-dessous de l'axe neutre de la poutre chargée.  
(Bâtiment pour bureaux, partie avec ossature simple.)

Poutre chargée	Poteau	Rapport des rigidités des longueurs des poteaux	Rapports des moments de flexion		
			Ossature non habillée	avec planchers posés	avec poteaux enrobés
200 D . . . . . }	S. 20	0,95	0,54	0,95	—
	S. 34	0,99	0,46	0,70	1,10
200 C . . . . . }	S. 20	0,78	—	0,47	—
	S. 34	0,94	—	0,73	0,96
200 E . . . . . }	S. 20	0,85	0,71	—	—
	S. 34	1,00	0,56	—	—

Quand une poutre est chargée, il se produit une flexion et, dans des conditions normales, la fibre supérieure est soumise à une compression et la fibre inférieure à une traction.

Si, comme c'était le cas dans l'élément de charpente considéré ci-dessus, la poutre est réunie à un poteau à chaque extrémité par un assemblage du type couramment employé dans la charpente métallique, consistant en une console et une équerre supérieure, avec ou sans équerres sur l'âme, les variations de longueur de la poutre ont tendance à créer une extension et à arracher l'équerre supérieure; par contre elles auraient tendance à exercer une poussée sur la console, transmettant ainsi des efforts au poteau.



Quand, comme c'était le cas dans les bâtiments ayant fait l'objet des essais, les poteaux ne sont pas tout à fait libres de se déplacer, la façon dont se comportent l'équerre et la console n'est pas la même, car, alors que la première supporte assez facilement l'extension par flexion de sa membrure verticale, la fermeture de la console se trouve largement empêchée, sa membrure verticale étant en contact avec le poteau. Cette différence dans la façon dont se comportent ces pièces a été montrée clairement au cours d'essais ultérieurs pendant lesquels la position du centre de rotation de l'extrémité de la poutre a été déterminée expérimentalement.

Quand les poteaux ne sont pas libres de se déplacer et pour cette raison même, les forces transmises par l'équerre et la console ne sont pas égales et de sens contraires; il en résulte qu'une force de compression axiale se produit dans la poutre chargée.

Le système résultant appliqué au poteau par la poutre doit alors consister en un couple et une force transversale, ou cisaillement. Le premier produit des moments de flexion dans les éléments supérieurs et inférieurs du poteau, ceci dans les sections immédiatement au-dessus et au-dessous de la poutre chargée, ces moments étant proportionnels, ou très peu s'en faut, aux rigidités des longueurs supérieures et inférieures du poteau.

L'effet des moments de flexion produits par l'effort transversal est de diminuer le moment dans l'élément supérieur du poteau et de l'augmenter dans l'élément inférieur, car la forme du diagramme du moment de flexion, dû à l'effort transversal, pour les deux éléments du poteau, est semblable à celle du moment fléchissant d'une poutre chargée en son milieu, les contraintes de flexion dans les fibres sur le côté le plus éloigné de la poutre mais à sa hauteur constituant des contraintes de traction.

Comme une évaluation exacte des charges de compression ne pouvait pas être déduite des valeurs des efforts dans les poutres, on a trouvé, à partir des moments de flexion dans les poteaux, que dans le cas de la poutre 301 E par exemple, la charge axiale appliquée était approximativement d'une tonne alors que la charge axiale appliquée transversalement était de 6,9 tonnes.

Tableau 3.

Comparaison des rapports des rigidités des poteaux et des moments de flexion immédiatement au-dessus et au-dessous de l'axe neutre de la poutre chargée.  
(Bâtiment pour bureaux, partie avec ossature double.)

Poutre chargée	Poteau	Rapport des rigidités des longueurs de poteaux	Rapports des moments de flexion		
			Ossature non habillée	avec planchers posés	avec poteaux enrobés
461 D . . . .	S. 47	0,98	0,69	0,72	0,84
461 E . . . .	S. 47	0,94	0,72	—	—

La répartition observée pour le moment de flexion dans les poteaux intérieurs présente donc un intérêt. Alors qu'il a été trouvé des conditions semblables à celles

qui ont déjà été enrégistrées dans le tableau 3, pour le poteau central de l'ossature symétrique double du bâtiment des bureaux où les poutres n'étaient chargées que sur un côté seulement, on constate par contre un état de choses très différent dans une ossature dissymétrique telle que celle de la fig. 3, pour le bâtiment d'hôtel.

Chacune des poutres n° 81 qui ont été chargées au cours de l'essai, avait une extrémité assemblée au centre d'une poutre de rive, et l'autre extrémité à l'âme du poteau intérieur, qui, sur son autre face recevait également une poutre beaucoup plus longue et plus lourde.

La répartition du moment de flexion provenant de la poutre chargée n° 81 est représentée sur le tableau 4 et on remarquera que dans ce cas, le tronçon supérieur du poteau recevait une partie du moment supérieure à celle que l'on obtient d'après les règles ordinaires de calcul. Ceci provient de ce que, dans une ossature en cadre multiple, des poussées se développent à la fois dans la poutre chargée et dans la poutre placée sur l'autre face du poteau intérieur auquel elles sont assemblées.

Tableau 4.

Comparaison entre les rapports des rigidités des poteaux et les moments fléchissants immédiatement au-dessus et au-dessous de l'axe neutre de la poutre chargée.  
(Bâtiment d'hôtel, poteau intérieur n° 8 A.)

Poutre chargée	Rapport des rigidités des longueurs de poteaux	Rapport des moments fléchissants		
		Ossature non habillée	avec planchers posés	avec poteaux enrobés
81 D . . . . .	1,00	1,21	1,13	—
81 F . . . . .	0,75	1,24	0,96	1,01
81 G . . . . .	0,89	1,34	1,42	—
81 H . . . . .	0,67	1,35	1,39	—

Là où les sections des poutres ne sont pas très différentes, la poussée dans la poutre chargée est plus forte et son effet sur les moments du poteau intérieur est semblable à celui qui s'exerce sur les poteaux d'un cadre simple. C'est précisément le cas pour l'ossature double du bâtiment de bureaux.

Là où, comme dans la partie multiple du bâtiment pour hôtel, la poutre chargée est d'une section beaucoup plus faible que celle qui se trouve de l'autre côté du poteau intérieur, et que les conditions sont différentes, la poussée dans cette poutre peut être plus faible que la poussée dans la poutre non chargée. Il en résulte une forme différente pour la répartition du moment dans le poteau, le rapport des moments au-dessus et au-dessous du niveau de la poutre étant plus grand que le rapport correspondant entre les rigidités du poteau.

### 3° Contraintes de torsion dans des poutres à section en I.

La répartition des contraintes dans les ossatures des bâtiments a été obtenue en mesurant les efforts sur un certain nombre de sections de la charpente. Pour

chaque section dans laquelle on désirait connaître la répartition, 4 jauges ont été fixées aux angles de l'élément et d'après les efforts mesurés par les jauges, on a obtenu les contraintes longitudinales normales à l'endroit où les jauges avaient été posées. Les contraintes ont pu être divisées suivant leurs différentes composantes dues à la charge axiale, à la flexion par rapport aux 2 axes principaux et enfin à la torsion. Etant donné la difficulté d'appliquer une charge exactement au centre, chaque poutre chargée de la charpente nue a été soumise à un couple de torsion qui produisait de plus fortes contraintes de torsion dans la poutre que dans les poteaux auxquels elle était attachée. Il est cependant intéress-

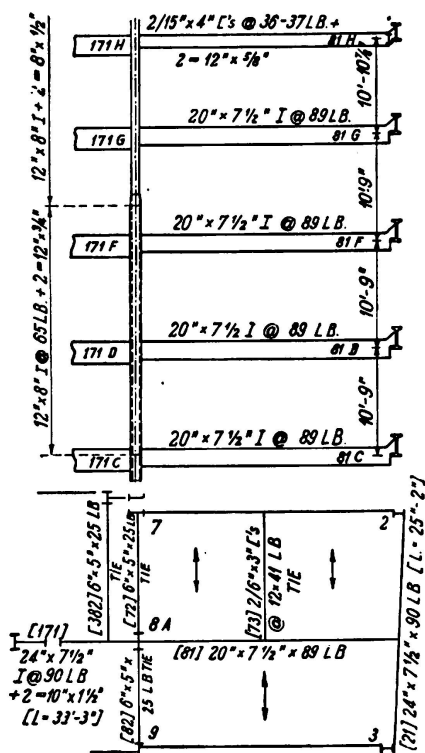


Fig. 3.

Ossature dissymétrique pour bâtiment d'hôtel.

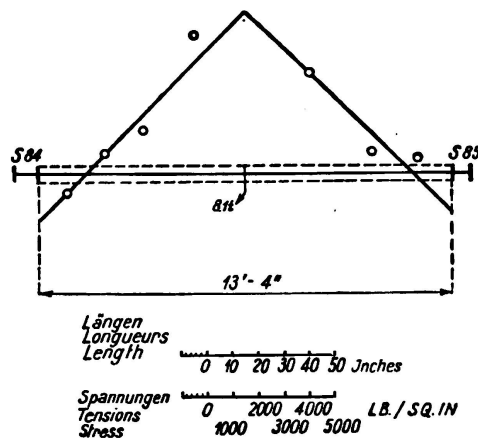


Fig. 4.

Contraintes observées dues à la torsion et résultant de l'application d'une charge médiane concentrée, de 8,1 tonnes, sur poutre n° 840 D.

sant de noter qu'on a trouvé sur plusieurs sections de poteaux des contraintes de torsion appréciables, dues sans aucun doute aux couples produits par des défauts dans les assemblages entre la poutre et le poteau.

Quand une charpente est habillée, les planchers et les murs empêchent dans une grande mesure la torsion des éléments et il est à noter que dans les bâtiments ayant fait l'objet des expériences, les contraintes de torsion observées dans les poutres et les poteaux étaient beaucoup plus faibles une fois les planchers, les murs et les enrobages de poteaux exécutés, que quand les charpentes étaient nues.

Comme exemple typique, alors qu'une contrainte de torsion de 35,5 kg/cm<sup>2</sup> avait été observée dans une poutre nue soumise à une charge concentrée, cette même contrainte descendait à 6,58 kg/cm<sup>2</sup> pour l'application de la même charge, après la pose sur la poutre d'un plancher en hourdis creux en terre cuite de 16,5 cm. d'épaisseur.

Dans un autre cas, après exécution des murs, du briquetage et de l'enrobage des poteaux, la contrainte de torsion dans un élément de poteau tomba de 6 à 0,42 kg/cm<sup>2</sup>.

Quoique la présence de contraintes longitudinales dues à la torsion ne doive pas occasionner de surprise, leur amplitude est probablement plus forte que le calculateur ne l'a généralement évalué. Dans un immeuble de rapport, on a constaté (fig. 4) que, quand une poutre de la charpente nue était soumise à une charge concentrée de 8,1 tonnes appliquée aussi exactement que possible au centre de la section et produisant une contrainte maximum de flexion de 18,5 kg/mm<sup>2</sup> il existait une contrainte longitudinale due à la torsion allant jusqu'à 4,3 kg/mm<sup>2</sup>. L'excentricité de la charge était évaluée à 5 mm de sorte que le couple donnant naissance à cette contrainte n'était que de 0,65 t/cm.

Il semble que quand, dans une charpente métallique, une poutre fixée à ses deux extrémités sur des poteaux suivant le système habituel d'assemblage par les membrures, se trouve soumise au centre à un couple de torsion, les membrures se déforment latéralement mais restent presque horizontales. Ceci montre que la résistance à la torsion de l'élément considéré est assurée largement par les membrures qui agissent en tant que poutres et que l'effet du couple de torsion correspond sensiblement à deux forces égales et de sens contraires, normales à l'axe de la poutre et agissant dans le plan des ailes des membrures.

Alors que la présence de planchers empêcherait des contraintes de l'ordre figuré sur la fig. 4, il semble probable que, même dans des bâtiments à ossature enrobée, où une poutre chargée porte sur un côté seulement de l'âme d'une autre poutre, comme dans la fig. 3, il se manifeste de fortes contraintes dont on ne tient généralement pas compte dans l'établissement des calculs.

### Résumé.

Au cours des investigations exécutées à cinq ouvrages existant et qui furent décrites dans un autre mémoire: *A New Method for the Design of Steel Building Frames* (Une nouvelle méthode de calcul des cadres en acier) on a acquis une série de connaissances sur le comportement des cadres d'acier. Deux de ces points sont traités dans le présent rapport.

Les prescriptions de plusieurs pays concernant la construction des cadres métalliques disent que le moment de flexion transmis dans une colonne continue par une poutre chargée doit être réparti dans la colonne située au-dessus et au-dessous de la poutre dans le rapport de la rigidité des colonnes. Les essais ont montré que la répartition réelle des moments suit d'autres lois que celles indiquées par les prescriptions.

Il faut aussi considérer les contraintes longitudinales engendrées par la torsion dans les ailes des éléments de cadres.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide