Action dynamique des Charges en mouvement sur les Ponts métalliques

par Prof. **Godard**, Paris

Le calcul des ponts métalliques s'opère toujours en supposant que les diverses pièces sont soumises à l'action de charges fixes.

Il y a cependant une différence considérable entre les charges fixes utilisées dans le calcul et les mêmes charges lorsqu'elles parcourent les ouvrages, dans la pratique, animées d'une certaine vitesse, et cette différence est variable suivant la valeur de cette vitesse. Cette différence se décèle à l'auscultation.

La vitesse des charges mobiles agit de plusieurs manières sur les ouvrages:

1° par la soudaineté même de l'action de ces charges;

2° par les chocs;

3° par l'effet de la force centrifuge dans certains cas;

4° par les vibrations;

5° par la répétition périodique des actions plus ou moins instantanées et des chocs.

L'influence des actions instantanées, et plus encore des chocs, est énorme. Tout le monde connaît l'expérience de la tige ou de la poutre que l'on vient de charger brusquement et sans choc. Si on néglige la masse de la tige ou de la poutre devant celle de la surcharge, le calcul démontre que l'action de la charge instantanée est le double de celle de la même charge agissant progressivement. Si, de plus, la charge tombe d'une certaine hauteur sur la tige ou sur la poutre, l'amortissement de la force vive de la charge s'opère par le travail des réactions élastiques: il exige un allongement de la tige ou une flèche de la poutre à peu près proportionnel au carré de la hauteur pour un poids donné et, toujours dans l'hypothèse où la masse de la tige ou de la poutre est négligeable par rapport à celle de la charge, on arrive rapidement à un allongement des fibres tel que la limite élastique est dépassée et la rupture inévitable.

Si, au lieu d'une seule action des charges ou d'une chute d'un poids isolé, on fait agir la charge ou une succession de charges semblables d'une manière discontinue sur un même point et précisément au moment où l'allongement de la tige ou de la flèche de la poutre atteint son maximum pendant les vibrations qui se produisent, on augmentera progressivement les déformations et on pourra obtenir la rupture par allongement excessif des fibres.

Or, des actions instantanées ou quasi instantanées discontinues et périodiques peuvent se produire et, de même, des chocs, sur les ponts-routes. On sait que le trot d'un cheval ou le passage d'une troupe marchant au pas cadencé peuvent produire des vibrations très importantes.

Sur les ponts-routes, les charges mobiles sont, en général, faibles par rapport au poids mort. Pour qu'il y ait synchronisme entre la cadence toujours assez lente d'une charge mobile sur un pont-route et la période de vibrations des fermes principales de l'ouvrage, il faut que ce dernier ait une assez grande longueur, c'est-à-dire un poids considérable. Or, ici, intervient un second facteur qui est le rapport de la charge mobile à la charge fixe.

Nous avons parlé plus haut de l'effet des charges instantanées et des chocs de ces charges sur des tiges ou des poutres, de masse négligeable par rapport à celle de la charge, mais ces effets sont notablement moindres lorsque la masse de la tige ou de la poutre sur laquelle agit la charge n'est pas négligeable par rapport à la masse de cette dernière.

La théorie des effets des charges instantanées ou des chocs sur les pièces prismatiques, théorie qui a donné lieu, dans les divers pays, à des travaux d'analyse et à des vérifications expérimentales très variées, montre que, si on envisage seulement les chocs instantanées, on peut, en première approximation, se borner à corriger les déformations élastiques dues aux surcharges agissant progressivement en les multipliant par un terme toujours inférieur à 2 et dans lequel intervient en dénominateur le rapport de la masse heurtée à la masse heurtante.

Lorsque l'on envisage non plus des chocs instantanés mais des surcharges dont l'intervention, pour se produire, exige un temps plus grand que la période d'oscillation propre de la pièce, il faut alors réduire très notablement la valeur de la correction. A la limite, on conçoit très bien que l'on doive envisager non plus la surcharge totale, mais seulement une fraction de cette surcharge qui peut intervenir dans le cours de la première demi-période. La fraction qui intervient dans la demi-période suivante annule, ou à peu près l'effet de la première et ainsi de suite.

Les chocs proprement dits ne peuvent guère se produire sur les ponts-routes, d'abord parce que la chaussée est un matelas élastique qui absorbe la majeure partie de la force vive des charges, et, en outre, parce que la vitesse et le poids de ces charges devraient être considérables pour que leur application plus ou moins brusque sur un point de la chaussée, résultant, par exemple, du passage sur un caillou ou des ornières, puisse amener un travail élastique de quelque importance.

Il en est autrement des ponts de chemins de fer.

L'expérience montre d'abord que certaines pièces, par exemple les longerons et les pièces de pont, sont attaqués par les charges d'une manière brusque et non progressive, mais, de plus, l'expérience a montré qu'il pouvait se produire des chocs répétés capables d'amener des suppléments d'efforts inquiétants. Ces chocs proviennent de deux causes principales:

1° les méplats des roues des wagons ou des locomotives;

2° les joints des rails.

On peut rapprocher aussi de l'effet des chocs l'effet produit par un freinage brusque des véhicules d'un train. L'expérience montre, en effet, que le freinage peut augmenter de 10 à 15% l'effet statique des roues des véhicules.

Tout le monde connaît les effets désastreux produits sur les éléments d'une voie de chemin de fer par les méplats des roues des véhicules. Il est clair que ces effets désastreux doivent s'étendre aux superstructures des ponts métalliques et ils sont d'autant plus dangereux qu'ils sont le résultat de chocs rythmés. Heureusement, les méplats n'ont guère le temps de produire leur effet destructeur parce que les dégâts produits sur la voie sont tels que le personnel d'entretien averti fait retirer rapidement les véhicules coupables. On peut donc laisser de côté cette cause de supplément d'efforts.

Il en est de même de l'effet des joints des rails. Il y a là une cause de chocs connue et inévitable, si parfait que soit le système d'éclissage employé. Mais cette cause de chocs peut être supprimée, car rien n'empêche de supprimer les joints des rails sur les ouvrages métalliques; d'ailleurs, avec les rails très longs, actuellement employés, et en supprimant le jeu, ce qui peut se faire sans inconvénient, on peut réduire considérablement les chocs dûs aux joints. Quant à l'effet du freinage il est évidemment accidentel, et, dans tous les cas, peu important.

L'effet de la force centrifuge a donné lieu à des recherches mathématiques intéressantes, mais cet effet qui, théoriquement, peut donner des efforts croissant, au-delà de toute limite, avec la vitesse, ne pourrait se produire que si l'on avait négligé la précaution indispensable de donner une contre-flèche au tablier du pont.

Nous venons d'examiner l'effet produit par l'attaque brusque d'une charge sur une pièce, avec ou sans choc. Mais lorsqu'une pièce rectiligne est simplement parcourue, même sans chocs, par une charge ou une suite de charges, on a l'impression que la mise en jeu des forces d'inertie doit produire des suppléments importants d'efforts par rapport à ceux qui seraient produits sur la pièce portant les mêmes charges au même point, mais mobiles. Ce problème a été traité par l'analyse dans divers pays, pendant tout le cours du siècle dernier.

Ces analyses ont nettement montré que la tension maximum développée dans le métal d'une poutre parcourue en vitesse par une charge isolée, ou une charge continue, était égale au produit de la tension statique multipliée par un facteur de la forme:

$$\left[1 + \alpha \frac{q\,l\,v^2}{E\,.\,I\,.\,2g}\right].$$

Dans cette formule:

q = la charge mobile,
l = la longueur de la poutre,
v = la vitesse,
I = le moment d'inertie de la poutre,
E = le coefficient d'élasticité,
g = l'accélération de la pesanteur,
α = un coefficient numérique inférieur à l'unité et dont la valeur varie suivant que la poutre est libre ou encastrée à ses extrêmités et suivant que q est une charge isolée ou une charge répartie par mètre linéaire.

L'étude de ce facteur montre qu'à moins d'avoir affaire à des vitesses qui, jusqu'ici, n'ont jamais été atteintes pour les ponts, ce n'est que pour des poutres de longueur très faible qu'il peut atteindre des valeurs importantes.

Ces analyses tiennent compte des vibrations de la poutre sous l'influence de la charge. Elles ne mettent cependant pas en lumière l'influence de ces vibrations. Cela tient vraisemblablement à ce que, sous le passage de charges animées de vitesses importantes mais continues, ce qui est le cas des ponts de chemins de fer, l'effet des vibrations est à peu près nul parce que ces vibrations s'amortissent par le passage même des charges. C'est ce que l'expérience directe paraît confirmer.

Cependant, il peut se produire, tant sur les ponts-routes que sur les ponts de chemins de fer des actions rythmées.

Pour les ponts-routes, on a des exemples d'ouvrages sur lesquels le passage d'une troupe d'hommes circulant au pas gymnastique finissait par produire des vibrations d'amplitude dangereuses pour la sécurité.

Nous rappellerons que la durée θ de la période de vibrations simples d'une poutre de longueur l de poids P par mètre linéaire et de moment d'inertie I posée sur deux appuis est donnée par la formule:

$$\theta = \frac{2\,l^2}{\pi}\sqrt{\frac{P}{g\,E\,I}}$$

Si, dans cette formule, on fait apparaître la flèche f de la poutre, sous l'influence de la charge statique p on trouve, pour θ, la formule:

$$\theta = 5{,}57\sqrt{\frac{f}{g}}$$

Les Américains ont donné, à cette formule, une forme plus simple en exprimant les longueurs et, en particulier, celle de f en pieds anglais. En appelant φ la longueur de la flèche en pieds anglais, on a, très approximativement:

$$\theta = \sqrt{\varphi}.$$

φ est toujours très faible, la flèche étant de l'ordre du centimètre, sauf pour les très grandes portées, θ est donc toujours de l'ordre d'une fraction de seconde.

Le phénomène de renforcement des vibrations a d'autant moins de chance de se produire que φ est plus petit, c'est-à-dire que la flèche présentée par l'ouvrage, sous une charge uniforme, est moindre.

Si donc on emploie des ponts lourds et, notamment, avec des tabliers en béton armé, on a bien peu de chances pour qu'il se produise, dans de pareils ouvrages, des vibrations rythmées et de voir les charges roulantes produire des suppléments d'efforts importants par rapport à ceux qu'elle produiraient agissant d'une manière statique.

Pour les ponts rails, on peut dire que les actions rythmées sont la règle générale. Dans un train en mouvement, de pareilles actions sont inévitables. Les plus connues sont dues à un calage imparfait des roues des locomotives. Ces actions, bien connues, qui produisent les coups de lacets et les effets de galop, provoquent évidemment sur les ouvrages métalliques des actions rythmées. Toutefois, le synchronisme entre les vibrations propres de l'ouvrage et les impulsions dues au déséquilibrage des locomotives, est impossible pour les petites portées, mais réalisable pour des portées supérieures à 20 ou 25 m.

Cette vitesse de synchronisme est, ce qu'on appelle la vitesse critique, et elle produit naturellement des effets d'autant plus considérables qu'elle est elle-même plus élevée.

Tout le monde connaît les expériences faites par l'Association des Ingénieurs des Chemins de fer américains sur ce sujet de 1907 à 1911. Ces expériences ont montré que la vitesse critique varie en raison inverse de la portée, mais, que, d'autre part, la tension supplémentaire produite par la charge mobile par rapport à la charge fixe est pratiquement nulle pour des vitesses de l'ordre de 25 km à l'heure.

On voit que ce n'est que pour des ponts de portée moyenne et pour de très grandes vitesses qu'il y a lieu de se préoccuper de l'effet des vibrations produites par le non-équilibrage des véhicules des trains.

Les travaux d'analyse exécutés au cours du siècle dernier et les quelques expériences effectuées sur la question, expériences au sujet desquelles nous dirons deux mots tout à l'heure, concordent donc pour montrer que les effets dynamiques des charges sont surtout importants pour les pièces d'ouvrages ou pour les ouvrages de portées moyennes et faibles. Pour les grandes portées l'action dynamique est d'autant moins importante que la portée est plus grande.

On ne connaît, en fait, rien de plus précis sur la question.

Nous avons parlé des expériences et, en particulier, de celles entreprises par les Ingénieurs américains pour les ponts de chemins de fer.

Ces expériences ont porté sur un grand nombre d'ouvrages de types peu variés que l'on peut, en général, classer dans la catégorie des ponts à tablier léger.

A l'époque où ces expériences ont été faites on n'employait pas couramment, comme on le fait aujourd'hui, les tabliers en béton armé pouvant supporter une voie ballastée.

Il en résulte que ces expériences ayant porté sur des ouvrages de types en somme peu variés, on peut en déduire des résultats assez précis, à la condition de ne pas en faire l'application à des ouvrages de types tant soit peu différents de ceux qui ont servi de sujets d'expériences.

On conçoit que la question présente une énorme complexité et cette complexité tient à deux causes.

Si on veut soumettre à l'expérience une pièce d'un ouvrage quelconque on conçoit que le mode d'attache de cette pièce aux pièces voisines doit avoir une influence capitale.

De même, comme nous l'avons dit, suivant que la couverture sera une couverture légère ou une couverture lourde, il est bien évident, à priori, que l'effet de la charge sera tout différent.

On pourrait, il est vrai, classer les ouvrages, classer, dans ces ouvrages, les pièces d'après leur mode d'attache, d'après la nature de la couverture, et se livrer à des séries d'expériences portant sur les différents types envisagés.

Mais on rencontre une difficulté beaucoup plus grave encore du côté des appareils de mesure.

Si l'on possède, actuellement, des appareils de mesure suffisamment précis permettant de mesurer des allongements statiques sur une fibre donnée d'une pièce, l'application de ces instruments à la mesure des allongements dynamiques est impossible.

On possède des appareils enregistreurs permettant de mesurer, non sans peine, des variations de flèche sous des charges en vitesse, mais on n'en possède aucun à ma connaissance permettant de mesurer des allongements ou des raccourcissements. Or cela serait indispensable pour tirer des conclusions quelque peu précises.

Il y a là un champ de recherches extrêmement intéressant et qui s'impose à l'attention des Ingénieurs.

En effet, les différents règlements en usage dans la plupart des pays et concernant le calcul des ponts métalliques imposent, dans le calcul des effets des charges, des majorations spéciales pour tenir compte de l'effet dynamique de ces charges.

Ces coefficients dans les pays de langue anglaise constituent des formules hyperboliques dans lesquelles le paramètre variable est, en général, la longueur de la pièce.

Ce paramètre entre dans la formule au premier degré et, parfois, au second degré.

La valeur limite de tous ces coefficients est l'unité lorsque la longueur de la pièce est infinie.

Quand la longueur est très petite, cette valeur est variable, quoique voisine de 2.

Cette limite de 2 était celle de l'ancienne formule de PENCOYD, en Angleterre.

C'était, également, la limite proposée par l'Association des Ingénieurs des Chemins de Fer américains avant 1907. Dans la formule proposée par WADDELL cette valeur était de 2, I.

L'Administration des transports, en Angleterre, utilise une formule dont la limite est 2,33.

Nous trouvons, en Allemagne, 3 coefficients applicables aux ponts de chemins de fer.

La valeur de ces coefficients est d'autant moindre que le tablier est plus lourd.

Pour une longueur de la pièce très faible les coefficients limites ont des valeurs variant entre 1,5 et 1,8.

Le Réglement français du 10 mai 1927 présente une formule de majoration à 2 termes contenant 2 paramètres.

L'un de ces paramètres est la longueur. L'autre est le rapport du total des charges permanentes supportées par la pièce, y compris son poids propre, au poids maximum total des surcharges qu'elle peut être appelée à supporter.

Dans les deux termes, les paramètres entrent, naturellement, en dénominateur. Pour une pièce très courte et très légère le coefficient de majoration peut ainsi atteindre la valeur théorique 2.

En somme, dans, les différents pays, on utilise des formules de majoration assez variables dans lesquelles entrent soit directement comme en France, soit indirectement comme en Allemagne, non seulement la longueur de la pièce considérée mais encore le rapport de la charge permanente de cette pièce à la surcharge qu'elle est appelée à supporter.

Il serait, évidemment, très désirable de pouvoir, par expériences directes, vérifier dans quelle proportion ces majorations se rapprochent de la réalité.

Comme nous l'avons dit c'est surtout pour les petites pièces que cette vérification serait éminemment désirable parce que nombre d'Ingénieurs ont l'impression que la limite 2 adoptée, à priori, dans la plupart de ces formules pour les pièces courtes et légères, est insuffisante.