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

Band: 6 (1960)

Artikel: Pont suspendu de Tancarville sur la Seine (France)

Autor: Delcamp, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-7009

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: 13.12.2025

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

VI 5

Pont suspendu de Tancarville sur la Seine (France)

Hängebrücke bei Tancarville über die Seine

Tancarville Suspension Bridge over the Seine

A. DELCAMP
Ingénieur en Chef à la Société FIVES LILLE-CAIL. Professeur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures et à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics

I° partie. Données générales du pont de Tancarville

Le pont suspendu de Tancarville sur la Seine a été décrit dans ses grandes lignes dans le bulletin n° 18 de notre Association et je me bornerai à rappeler que les dimensions générales de cet ouvrage sont les suivantes:

Portée de la travée centrale suspendue	608 m
Portée de chacune des travées latérales suspendues	176 m
Longueur du viaduc d'accès	400 m
Hauteur des pylônes en béton armé	123 m
Largeur du tablier	16 m
Charge permanente au mètre courant	17 000 K
Surcharge au mètre courant	5 000 K
Tension maximum dans une nappe de câbles	8 000 T
Réaction verticale en tête de chacun des piliers (voir fig. 1).	8 500 T

Le pont de Tancarville constitue un ensemble remarquable à de nombreux points de vue et marque un progrès important dans l'art de construire. Il est

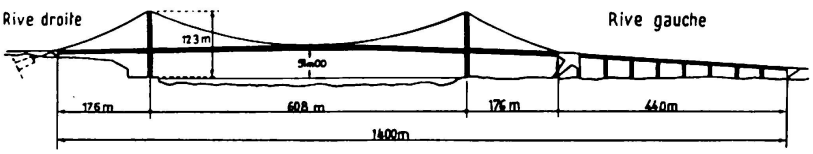


Fig. 1. Ensemble schématique.

l'œuvre commune d'une équipe constituée par les membres du bureau et les ingénieurs de la *Chambre de commerce du Havre*, les ingénieurs du corps des Ponts et Chaussées et ceux des Entreprises chargées des travaux à l'issue d'un concours international.

Le projet retenu pour exécution a utilisé, en vue d'une réalisation aussi économique que possible, les derniers progrès des techniques du béton armé, du béton précontraint et de la construction métallique en acier.

C'est une œuvre de haute technicité aux dimensions gigantesques puisqu'il s'agit d'un ouvrage à l'échelle mondiale avec la plus grande portée de l'Europe Continentale, et l'un des plus beaux de tous les continents par sa conception hardie et l'harmonie de ses proportions parfaitement adaptées au paysage.

Trois mots définissent exactement le caractère de cette œuvre:

Originalité: Dans la conception pour réaliser le pont suspendu le plus stable et le plus sûr du monde, dans les méthodes de calculs avec expérimentation sur modèles réduits pour leur contrôle, dans les innovations de construction.

Ténacité: Pour faire aboutir les projets, obtenir toutes les autorisations administratives, y compris un vote du Parlement, mettre sur pied le financement, enfin mener à bien des travaux encore jamais réalisés, sans faire appel au budget de l'Etat Français.

Efficacité: Pour tenir les délais en dépit de toutes les difficultés du fait du sol, des éléments extérieurs et des remous économiques.

II° partie. Principales innovations techniques du pont de Tancarville

La description détaillée de toutes les innovations techniques mises en œuvre, dépasserait les limites de cet exposé et je me limiterai à décrire et à commenter les plus remarquables:

I. Viaduc d'accès

Constitué par 8 travées comportant chacune 5 poutres de 50 mètres de longueur en béton précontraint. Ces poutres sont à section en forme de double té, reliées entre elles par un hourdis supérieur et 5 entretoises.

L'examen de la coupe transversale du tablier montre qu'on a recherché pour celui-ci la plus grande légèreté possible, dans le but de faciliter les opérations de levage. D'autre part, tenant compte des récents essais effectués sur des hourdis en béton précontraint, l'écartement entre poutres a été porté à 3,45 m pour une épaisseur de hourdis de 0,18 m.

La légèreté des poutres eu égard à leur portée, a nécessité une étude minutieuse de leur stabilité élastique et de leur résistance pendant les opérations de ripage à terre, de levage et de ripage sur les têtes des piles avant entretoisement définitif.

II. Massif d'ancrage Rive gauche

Au dessus du marais Vernier Rive gauche, l'ancrage a été réalisé par «massif poids». Il présente un volume sensiblement égal à celui de l'Arc de Triomphe de l'Etoile à Paris.

Le rôle essentiel de cet élément est de résister à l'effort de traction des câbles du pont suspendu, dont l'intensité peut atteindre 16 000 tonnes et qui s'exerce à une hauteur de 45 mètres environ au-dessus du sol.

Le massif d'ancrage est constitué par deux voiles relativement minces disposés dans les plans verticaux des faisceaux des câbles du pont suspendu. Ces voiles s'épaississent dans la zone d'ancrage des câbles et suivant trois contreforts rayonnant autour de cette zone, l'un vers le haut, supportant la sellette d'appui des câbles et l'articulation du tablier métallique, le second formant une béquille d'appui sur le caisson arrière, le dernier enfin se présentant sous la forme d'une béquille inclinée dont la largeur diminue au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'articulation avant du type Freyssinet et dont la direction matérialise le cheminement des efforts principaux dans le massif. Les deux voiles parallèles sont réunis par diverses entretoises et, à l'arrière, par une caisse à lest.

La précontrainte a été largement utilisée pour conférer au béton la résistance aux efforts subis par les deux voiles dans leur plan, efforts ayant été déterminés par une étude analytique très complexe.

III. Massif d'ancrage Rive droite

Le massif d'ancrage a été réalisé à flanc de coteau dans une roche calcaire tendre présentant de nombreuses failles. Le rocher a été consolidé par des injections de ciment. Le massif est constitué essentiellement par deux grands tirants de 49,50 m de longueur en béton précontraint, réunis à leur partie arrière par une puissante traverse en béton armé.

La liaison entre les câbles du pont et ceux des tirants se fait par culots, tiges filetées (3 par câble) et pièces relais en acier moulé.

IV. Pylônes en béton armé

Ces pylônes sont encastrés à leur base, et s'appuient sur de larges caissons descendus jusqu'au bon sol à 19 m de profondeur Rive droite et 28 m sur la Rive gauche.

Ils ont 123 mètres de hauteur et comprennent chacun deux montants évidés de section rectangulaire dont les dimensions sont: sens longitudinal du pont: 4,65 m, sens transversal variable de 6,57 m à la base à 3 m au sommet.

Les montants sont reliés au niveau du tablier par une poutre de 3,50 m de hauteur et de 2,20 m de largeur; entre cette poutre et la base, les montants

sont solidarisés par un voile de 0,60 m. En tête, une grande entretoise de 15 mètres de hauteur et 80 cm d'épaisseur relie les montants. Le vide intérieur est de 1,20 m × 1,20 m sur toute la hauteur.

La forme des pylônes a été étudiée pour qu'ils permettent d'une part, sans solution de continuité, le passage du tablier métallique dont ils assurent appui au vent et, d'autre part pour qu'au sommet des montants, les charges, apportées par les câbles, soient centrées sur les montants.

Les pylônes ont été montés sans échafaudages s'appuyant sur le sol. Tous les coffrages étaient suspendus et les engins de levage prenaient appui sur les parties déjà exécutées et montaient en même temps que le béton. Le personnel, et les matériaux, étaient hissés le plus haut possible au moyen d'ascenseurs rapides.

Lorsque le pont sera en service, le déplacement en tête des pylônes atteindra dans les circonstances les plus défavorables 41 cm, avec une contrainte maximum à la base du béton de 98 kg/cm².

Ces pylônes constituent le record du monde de leur catégorie.

V. Travées suspendues

Pour des raisons que nous examinerons plus loin, le tablier a été réalisé avec des poutres de rigidité continues au droit des pylônes (voir fig. 2), solidarisé aux câbles porteurs au milieu de la travée centrale (nœud central) et fixé à une extrémité sur le massif d'ancrage rive gauche par articulation. L'autre extrémité est libre sur massif rive droite et prend toutes les dilatations sur 960 mètres de longueur.

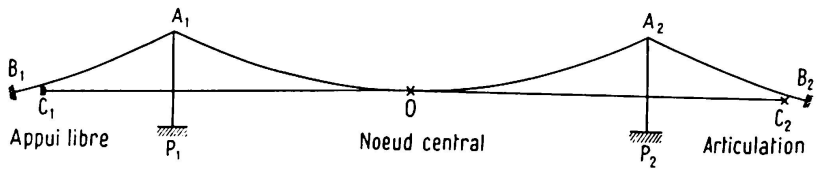


Fig. 2. Schéma des calculs.

Les 2 câbles porteurs, qui se présentent sous forme hexagonale de 55,6 cm de hauteur et 56,4 cm de largeur, sont constitués chacun par un faisceau de 56 câbles élémentaires de 72 mm de diamètre, continus d'un ancrage à l'autre sur 1'060 m de longueur. Dans les travées latérales, chaque câble porteur comporte 4 câbles élémentaires en supplément.

Chaque câble élémentaire est constitué de 169 fils de 4,7 mm en acier 150/160 kg/mm², travaillant au maximum à 50 kg/mm².

La couverture du tablier mixte acier-béton a été constituée par une tôle plane de 10 mm et une dalle de béton armé de 9,5 cm d'épaisseur. La liaison tôle-dalle a été réalisée, pour la première fois, à ma connaissance, par des

goujons verticaux soudés, innovation à la fois économique et de mise en œuvre très rapide. Les armatures de la dalle sont fixées sur ces goujons.

La création du nœud central, la continuité des poutres de rigidité au droit des pylônes et la fixation du tablier à une extrémité sur le massif d'ancrage rive gauche, ont entraîné une complication des calculs statiques de l'ouvrage.

En effet, pour un pont suspendu ordinaire, l'ensemble hyperstatique câble et poutre, comporte une seule inconnue hyperstatique: Q, la poussée dans le câble.

Pour le pont de Tancarville, la présence du nœud central introduit une discontinuité dans le câble et dans la poutre sous l'action des surcharges; les poussées Q_G et Q_D dans le câble, de part et d'autre de ce nœud central sont différentes, une partie de la poussée étant transmise aux ancrages par la demi-poutre entre nœud central et appui fixe sur ancrage. D'autre part, les moments sur pylônes M_G et M_D donnent deux inconnues supplémentaires, qui, avec les deux poussées conduisent à un système de 4 inconnues hyperstatiques: Q_G, Q_D, M_G, et M_D.

Pour les divers cas de surcharges, la résolution numérique de ce système est extrêmement compliquée et le choix des cas de surcharges les plus défavorables très difficile à fixer.

Toutefois, pour le pont de Tancarville, une méthode de calculs a pu être mise au point permettant de résoudre les équations avec un petit nombre d'approximations et de s'adapter rapidement au calcul électronique pour tous les cas de surcharge envisagés, à partir d'un petit nombre de constantes faciles à calculer (voir pour tous détails l'étude de M. L. CHADENSON, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées: Essais sur les théories aérodynamiques relatifs aux Ponts suspendus et leur application au pont de Tancarville: Annales des Ponts et Chaussées n⁰ 1 et n⁰ 2 1957).

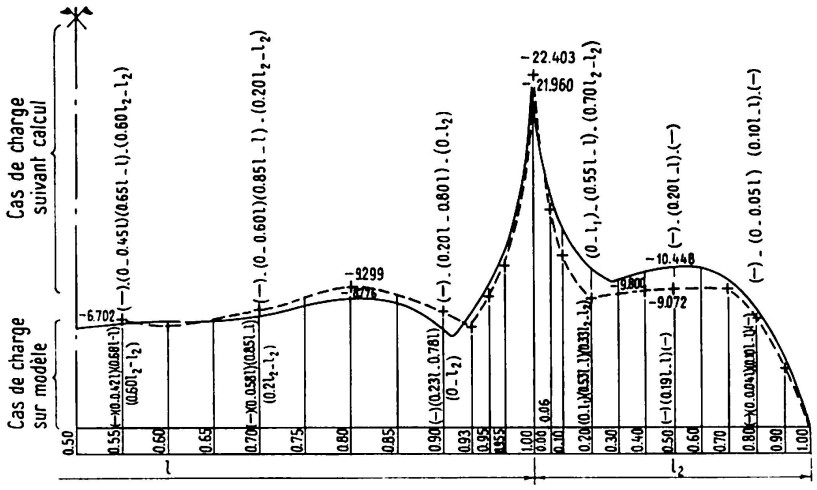


Fig. 3. Courbes des moments de flexion.

Légende: ———— Résultat du calcul.
+ Résultat sur modèle.
— — — Courbe enveloppe d'après modèle.

L'Administration des Ponts et Chaussées (M. NAUD, Inspecteur Général, M. PREMPAIN, mort accidentellement d'un accident de voiture en se rendant au chantier, M. LIZE et M. HUET, Ingénieurs en chef, MM. DREUX et DUPRAY, Ingénieurs des Travaux Publics de l'Etat) a tenu à vérifier les résultats des calculs à l'aide d'un modèle réduit au $^1/_{100}{}^\circ$ pour l'échelle des longueurs.

Le tablier et les pylônes ont été réalisés en bois à fibres parallèles sans nœuds (spruce) les EI ont été conservés en similitude, avec masselottes pour rétablir le rapport des poids, d'autres masselottes, amovibles, représentant les surcharges. Des balances installées aux deux extrémités des câbles et à l'extrémité rive gauche du tablier ont permis de mesurer les poussées.

Les moments de flexion dans les poutres ont été définis à l'aide de mesures de courbures par curvimètre et les déformations verticales ont été relevées avec un niveau.

Ces mesures ont permis de contrôler, avec une excellente approximation les poussées, les moments de flexion et les flèches. Fig. 3 donne la comparaison entre les calculs et les résultats, d'après modèle réduit, il montre bien la bonne concordance entre les calculs et les essais sur modèle réduit.

III° partie. Efforts du vent s'exerçant sur les ponts suspendus

La tenue au vent des ponts suspendus a toujours été la grande préoccupation et le souci constant des spécialistes de ce type d'ouvrage. Plusieurs catastrophes depuis celle du pont de Dryburgh Abbey (Ecosse) en 1818, jusqu'à celle du pont de Tacoma (U.S.A.) en 1940, ont bien démontré que le problème de la stabilité au vent des ponts suspendus était complexe et difficile à analyser.

Toutefois, en ce qui concerne le pont de Tacoma j'ouvrirai tout de suite une parenthèse, car il était bien connu depuis longtemps, et, notamment à la suite des travaux du professeur français PIGEAUD, remontant à 1925, que raisonnablement la hauteur des poutres devait être de l'ordre de $^1/_{100}{}^\circ$ de la portée (Tacoma $^1/_{300}{}^\circ$) et la largeur de l'ordre de $^1/_{30}{}^\circ$ de la portée (Tacoma $^1/_{75}{}^\circ$).

En France d'ailleurs, les accidents furent très rares, car les directeurs successifs du Service Central d'Etudes du Ministère des Travaux publics, surent se montrer très prudents pour l'approbation des projets qui leur furent soumis (au cours des récentes années: MM. PIGEAUD, GRELOT et ROBINSON) et leur action fut très efficace.

C'est ainsi que pour le pont de Tancarville, la commission technique de concours réunissait avec les membres de la *Chambre de Commerce*, les représentants des Ponts et Chaussées, MM. GRELOT et NAUD, Inspecteurs Généraux, ROBINSON et PREMPAIN, Ingénieurs en Chef.

I. Rappel des études principales sur la stabilité des ponts suspendus

Aux U.S.A., les principaux travaux de recherches furent menés par VON KARMAN, STEINMAN, MODJESKI, AMMANN et BLEICH.

En Angleterre, les recherches furent nombreuses pour la mise au point du projet du grand pont suspendu sur la Severn.

En Allemagne, ce fut pour le pont de Cologne (voir notamment n⁰ 7 de Juillet 1958 de la Revue Stahlbau, BARBRÉ et IBING), que les études furent faites.

En U.R.S.S., nous citerons les travaux de VLASSOV (1940) et de GOLDENBLATT (1947).

En France, les études du professeur ROCARD (Dynamique générale des vibrations et instabilité en mécanique: automobiles, avions et ponts suspendus), et de M. CHADENSON (Annales des Ponts et Chaussées n⁰ 1 et n⁰ 2 de 1957).

Les uns et les autres ont analysé les phénomènes complexes qui résultent de l'action du vent sur les ponts suspendus: oscillations de flexion et oscillations de torsion.

II. Oscillations verticales de flexion

Les oscillations de flexion correspondent à des vibrations en phase des deux nappes de câbles. Elles comportent deux gammes distinctes.

a) Les oscillations antisymétriques dans lesquelles la figure déformée du tablier est symétrique par rapport au point central de la travée (nombre pair de sinusoïdes).

b) Les oscillations symétriques dans lesquelles la figure déformée est symétrique par rapport à un axe vertical passant par le point milieu de la travée (nombre impair de sinusoïdes).

Les premières s'effectuent sans allongement du câble, mais avec déplacement horizontal relatif du câble et de la poutre, les secondes au contraire avec allongement du câble, mais sans déplacement horizontal du câble par rapport à la poutre.

Ces oscillations par elles-mêmes ne peuvent conduire à une destruction de l'ouvrage, il y a intérêt néanmoins à avoir une fréquence aussi élevée que possible.

Pour cela, il faut agir à la fois sur la rigidité de la poutre et créer des points fixes au milieu de la travée (nœud central) et sur appui d'extrémité.

En effet, la formule de la fréquence est donnée par la somme de deux termes, le premier dépend uniquement du câble (inversement proportionnel à la flèche f), le 2e contient au numérateur I (moment d'inertie), il y a donc intérêt à avoir un pont rigide pour majorer la fréquence.

D'autre part, avec la fixation de la poutre à une extrémité, les oscillations

d'ordre impair qui font intervenir les déformations élastiques de la poutre avec déplacement du nœud central sont très rapidement amorties.

Reste les oscillations qui n'entraînent pas de déplacement du nœud central; elles ont des fréquences d'ordre pair, la première donnée par $n=2$; or, n intervient sous la forme suivante, dans la formule de la fréquence:

$$N^2 = \frac{g}{8f} n^2 + \frac{EI}{mL^4} 4\pi^2 n^4.$$

avec
g = accélération de la pesanteur
f = flèche du câble
I = moment d'inertie de la poutre
m = masse au mètre courant de pont
L = portée de la travée.

Ainsi, la fixation du point central, double la fréquence du câble et quadruple celui de la poutre, d'où l'intérêt fondamental au point de vue aérodynamique du nœud central.

III. Oscillations de torsion

Dans les oscillations verticales de flexion tout se passait comme s'il s'agissait d'un câble unique supportant une poutre de rigidité et la moitié du poids du tablier, les câbles vibraient en phase. Si au contraire, les 2 câbles vibrent sur le même mode mais en opposition de phase, il se produit une torsion du tablier, alors que l'axe longitudinal au milieu du tablier reste immobile. Comme pour la flexion verticale, il se produit des oscillations symétriques et antisymétriques, tout au moins avec milieu de câble libre.

1. *Etudes américaines.* Dès avant l'accident du Tacoma à la suite d'essais, la formule suivante avait été vérifiée, donnant le moment de torsion:

$$T = C_\theta \gamma b \frac{V^2}{2g}$$

avec:

θ = inclinaison du tablier,
C_θ = coefficient de torsion fonction de θ,
γ = densité du fluide en mouvement,
b = largeur du tablier,
V = vitesse du vent,
g = accélération de la pesanteur.

Pour améliorer la stabilité, il fallait modifier la portance en fonction de l'inclinaison du tablier et plusieurs solutions dont je reparlerai plus loin furent préconisées, en particulier un masque latéral le long des poutres de rigidité.

Mais, c'est à la suite de l'accident de Tacoma que l'aérodynamicien von Karman se livra à des études approfondies sur l'instabilité au vent des ponts suspendus. Il mit en évidence l'influence des tourbillons alternés qui entourent le corps baignant dans le vent.

Ces tourbillons apparaissent derrière l'obstacle sous la forme de séries d'enroulements symétriques mais décalés qui exercent sur l'obstacle des réactions latérales alternées. Le phénomène peut se vérifier avec une automobile se déplaçant sur une route saupoudrée de neige, ou bien hydrauliquement avec un fer I plongé dans l'eau.

STEINMAN, à la suite de nombreuses observations, a établi des critères donnant une bonne probabilité de stabilité.

Ce critère est donné par la formule:

$$R\sqrt{\frac{K}{B}} \quad \text{dans laquelle:}$$

R = rapport $\frac{\text{fréquence poutre}}{\text{fréquence câble}}$, $B = \frac{4\,l^2}{p}$,

$K = \frac{\pi^2 n^2}{L^2} Q + \frac{\pi^4 n^4}{L^4} E\,I$, avec:

n = (nombre pair) ayant ici valeur 2, L = portée du pont (travée unique)

Q = poussée dans le câble, l = $^1/_2$ largeur du pont,

I = moment d'inertie de la poutre, p = poids au mètre linéaire du $^1/_2$ pont.

STEINMAN en a déduit un chiffre minimum au-dessous duquel le pont ne se trouve pas dans la gamme des ponts stables.

2. *Etudes russes.* Le professeur VLASSOV de son côté a élaboré en 1940 une théorie des oscillations des ponts suspendus avec comme fréquence des oscillations de flexion verticale:

$$N_f^2 = \frac{n^2}{4}\left(\frac{2\,E\,I\,n^2\pi^2}{L^4 m} + \frac{g}{8f}\right),$$

dans laquelle:

I = moment d'inertie du tablier,
m = masse du tablier au mètre courant,
f = flèche du câble,
L = longueur du tablier,
g = accélération de la pesanteur,
n = nombre de demi-ondes.

Pour les oscillations de torsion:

$$N_t^2 = \frac{b^2 n^2}{16\,r^2}\left[\frac{4\,E\,I_\omega\,n^2\pi^2}{m\,L^4 b^2} + \frac{g}{4f} + \frac{2\,k\,\gamma\,V^2}{n^2\pi^2 m\,g}\right],$$

avec:

b = largeur du tablier,
r = rayon d'inertie polaire de sa section,
I_ω = moment d'inertie vertical de sa section,
γ = densité du fluide en mouvement,
V = vitesse du vent,
K = coefficient numérique positif fonction du coefficient de torsion de la section du tablier.

La fréquence de torsion croît donc d'une part, avec la vitesse du vent et, d'autre part avec la constante de torsion.

3. *Etudes françaises.* A la suite des travaux du professeur ROCARD et de M. CHADENSON, il a pu être vérifié par analyse mathématique l'existence de forces latérales s'exerçant du fait des tourbillons sur l'obstacle dans le sens d'une portance.

La force résultante est verticale, elle excite les oscillations de flexion verticales, mais comme elle n'est pas appliquée au milieu du pont, elle va exciter également des oscillations de torsion.

Il est à remarquer que les oscillations antisymétriques sont supprimées si l'on fixe le câble, au milieu de la travée à la poutre, car il faudrait un cisaillement général et que, de plus, le rectangle du tablier devienne un parallélogramme, ce qui est impossible.

Pour les oscillations symétriques, la pulsation de torsion pour le mode «n» est donnée par une formule qui se déduit de celle de flexion par l'addition d'un terme faisant apparaître le coefficient de torsion du tablier.

On a pu vérifier expérimentalement que les vibrations symétriques trouvent dans les tourbillons alternés une excitation résultante pour la demi-sinusoïde non équilibrée.

IV. Couplage des oscillations de flexion et de torsion

Ainsi les tourbillons alternés sont capables d'exciter à la fois la flexion et la torsion, mais ces 2 modes s'installent en principe avec des fréquences assez différentes et comme pratiquement elles se synchronisent avec une des fréquences propres du pont, il est peu probable que les tourbillons de sillage seuls arrivent à créer des vibrations flexion-torsion couplées. Si l'on considère le pont oscillant, on est conduit à remarquer que des forces aérodynamiques beaucoup plus importantes que les réactions des tourbillons s'exercent sur le tablier. Pour le démontrer, on a été conduit à assimiler le tablier à une aile d'avion et à expliciter la théorie du «flutter».

Les conclusions qui ont pu être tirées des calculs très complexes qui ont été faits montrent que le danger de rupture provient bien du couplage des oscillations de flexion et des oscillations de torsion sous l'action des forces aérodynamiques qui se développent sur le tablier qui oscille.

Des essais en soufflerie ont été effectués par le professeur ROCARD dans le Laboratoire de physique de l'Ecole Normale Supérieure à Paris, avec une installation construite spécialement à cet effet, comportant une section elliptique utile de 120×80 cm. Ils ont donné les résultats suivants:

— Fréquence de la 1re oscillation de flexion ($n = 1$): 15 par minute.
— Fréquence de la 1re oscillation de torsion: 62 par minute.

La détermination théorique de la vitesse critique de mise en auto-oscillation par flexion-torsion, ayant montré, d'autre part l'importance de la rigidité du

tablier à la torsion, il a été procédé des vérifications sur modèle réduit du terme $K \times G$, dans lequel:

K = constante de torsion,
G = coefficient d'élasticité de cisaillement de l'acier du tablier ($^4/_{10}$° de E).

Le modèle utilisé par les Etablissements *Baudin-Chateauneuf*, à qui fut confiée cette étude, était à l'échelle de $^1/_{20}$° avec une longueur représentant 10 travées du pont. Une extrémité étant encastrée, on applique à l'autre extrémité un couple de torsion matérialisé par des poids placés à l'extrémité d'un bras de levier.

Trois types d'essais ont été effectués: sans contreventement inférieur (a), avec contreventement inférieur simplement boulonné (b) et avec contreventement inférieur soudé (c).

Ils ont donné les résultats suivants:

Le terme $K \times G$ passe de 1 (cas a) à 5,8 (cas b) puis à 50 (cas c) avec une bonne concordance avec les résultats des calculs, correspondant à des vitesses critiques respectives de 58 m/s (cas a), 100 m/s (cas b) et 260 m/s (cas c). Ces chiffres sont à rapprocher de la vitesse critique de Tacoma, correspondant à un tablier sans ridigité transversale de 20 m/s.

IV° partie. Dispositions envisagées ou réalisées pour améliorer la stabilité aérodynamique des ponts suspendus

I. Solutions américaines

A la suite des recherches théoriques et des expérimentations, les techniciens américains, STEINMAN en particulier, ont préconisé les améliorations suivantes:

— Mise en place de masques latéraux modifiant la portance en fonction de l'inclinaison du tablier qui oscille.
— Platelage supérieur du tablier permettant le passage de l'air, soit latéralement, soit au centre de la chaussée par grillages.
— Raidissement de la suspension au moyen de suspentes obliques supplémentaires en diagonale, entre les suspentes verticales et précontraintes.
— Augmentation de la hauteur des poutres de rigidité.

II. Solution Tancarville

Les dispositions adoptées par les Américains n'ont pas paru décisives aux réalisateurs du pont de Tancarville qui ont tenu à utiliser à fond les renseignements donnés par les calculs et les essais:

1. Constitution d'une section transversale présentant une forte résistance à la torsion au moyen:
   a) D'un contreventement inférieur puissant et rigide de *Saint-André.*
   b) D'un platelage supérieur béton-acier fixé très rigidement sur les longerons, entretoises et poutres de rigidité.
2. Création d'un nœud central robuste, avec fixation du tablier à une extrémité et continuité des poutres de rigidité au droit des pylônes, assurant encastrement à la torsion.
3. Entretoises d'extrémités sur les deux culées à âme pleine double de 16 m × 6 m assurant une très grande rigidité à la torsion des deux abouts du tablier.
4. Poutres de rigidité robustes dont la hauteur atteint $^1/_{100}$° de la portée.

Pratiquement, avec ces dispositions la vitesse critique du vent qui pourrait amener le couplage des oscillations de flexion et de torsion est supérieure à 200 m/s (720 km/heure) alors que la plus grande vitesse de vent observée pendant les travaux n'atteignait que 140 km/heure et qu'au cours des plus grandes tempêtes observées en France, par courtes rafales, le vent maximum n'a jamais dépassé 220 km/heure.

V° partie. Détails de construction des pièces spéciales de liaison du pont de Tancarville

I. Nœud central

L'effort maximum à transmettre est de 1500 T par côté. Il passe des câbles dans le tablier par l'intermédiaire de colliers spéciaux en acier moulé (voir fig. 4).

Chaque collier est constitué par deux demi-coquilles de 6,00 m de longueur.

La demi-coquille inférieure, munie de joues verticales, est fixée par boulons (192 boulons de 40 mm), sur les âmes verticales de la membrure supérieure de la poutre de rigidité. La demi-coquille supérieure est fixée sur la demi-coquille inférieure par 68 boulons de 45 mm.

Les faces intérieures de ces pièces ont été soigneusement usinées pour un appui correct des câbles périphériques, compte-tenu du renflement du faisceau de câbles, obtenu par l'intermédiaire de cales d'épaisseurs variables. Ces cales empêchent tout glissement, elles reçoivent les efforts à transmettre par frottement des câbles sur les surfaces en contact, et les transmettent au collier par des oreilles butées dans les alvéoles de ce collier. Elles ont une longueur de 3,70 m et des épaisseurs variables de 5 à 10 mm (7 cales par faisceau de câbles).

En outre, dans l'axe horizontal de la nappe, une 8e cale, sans oreilles, est destinée seulement à renfler le faisceau et à jouer le rôle du coin, en cas de glissement éventuel, elle constitue une sécurité supplémentaire.

L'usinage de ces cales de section très compliquée a été particulièrement délicat.

II. Appuis du tablier sur pylônes et culées

Les appuis du tablier pour la résistance aux diverses sollicitations ont donné lieu à des études originales et à la construction de pièces en acier moulé et forgé de formes compliquées.

a) *Appuis sur pylônes.* Pour les forces verticales, les appuis sont réalisés par des bielles en acier moulé de 5,20 m de longueur entre axes susceptibles de transmettre chacune un effort de 550 tonnes.

L'appui au vent est réalisé par une surface sphérique de 800 m/m de diamètre en acier moulé, entraînant une garniture en acier inoxydable dans un évidement de la traverse en béton armé du pylône (voir fig. 5).

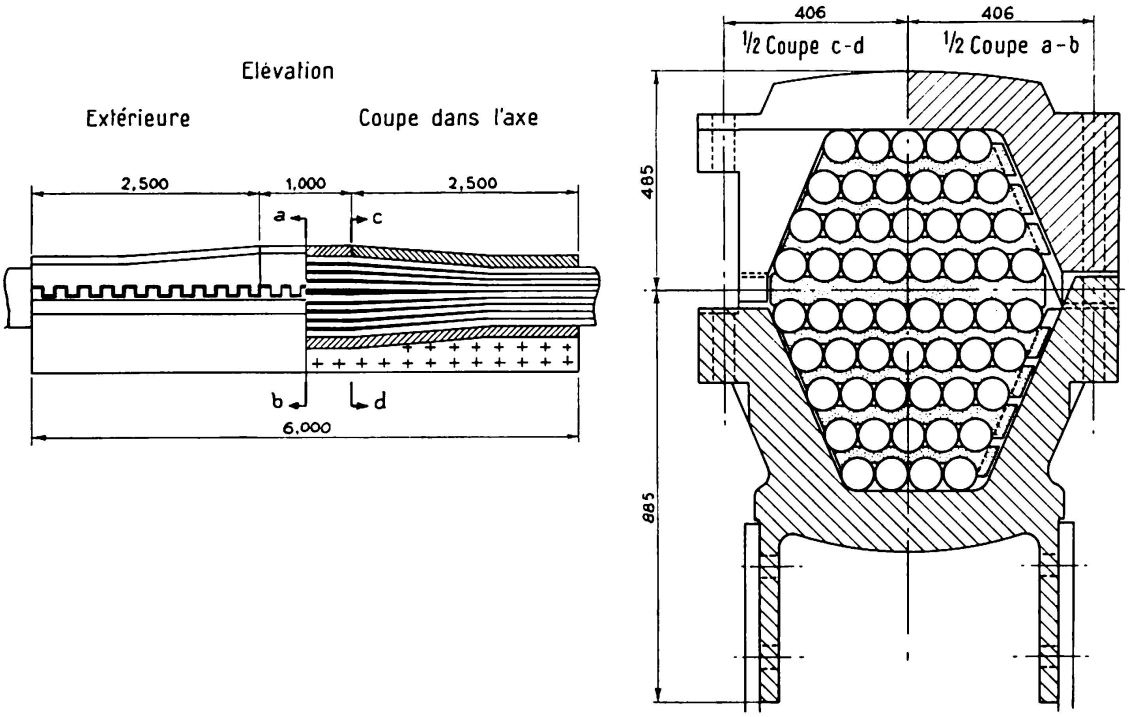
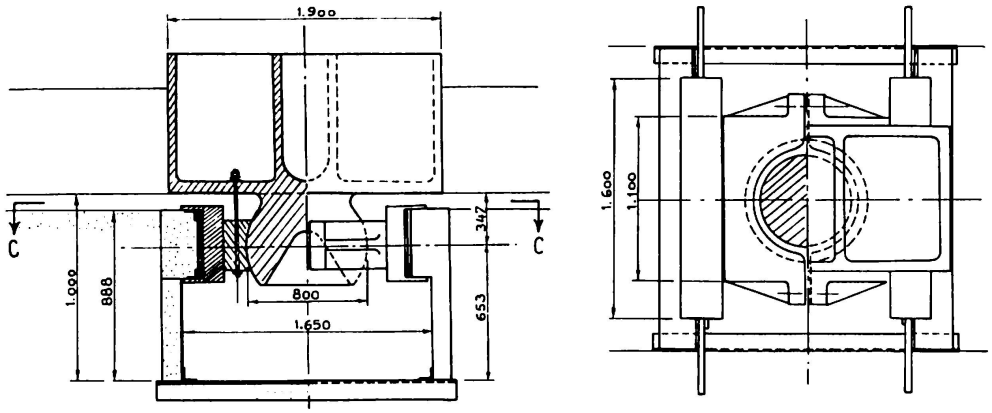


Fig. 4. Nœud central.



Coupe suivant cc Vue en plan

Fig. 5. Appui au vent sur pylône-Coupe dans l'axe-Elévation extérieure.

b) *Appuis sur culée rive droite.* Les appuis sous la charge verticale sont réalisés par deux bielles en acier moulé de 5,50 m de longueur.

L'appui sous la réaction du vent est constitué par une surface sphérique de 300 mm de diamètre pouvant se déplacer dans une gaine en acier moulé, elle-même mobile par l'intermédiaire de garnitures, en acier inoxydable, dans une échancrure du béton de la culée rive droite.

c) *Appuis sur massif d'ancrage rive gauche.* L'appui dans le plan vertical est réalisé par un gros axe de 700 mm de diamètre situé au niveau du centre de gravité de la section des membrures des poutres de rigidité. L'effort maximum à transmettre est de 1500 tonnes par appui. Chaque axe repose à l'intérieur d'un coussinet en acier chrome-aluminium.

L'appui au vent transversal est disposé à la partie haute du tablier à 0,32 m au-dessous de la tôle de platelage, dans l'axe longitudinal de l'ancrage.

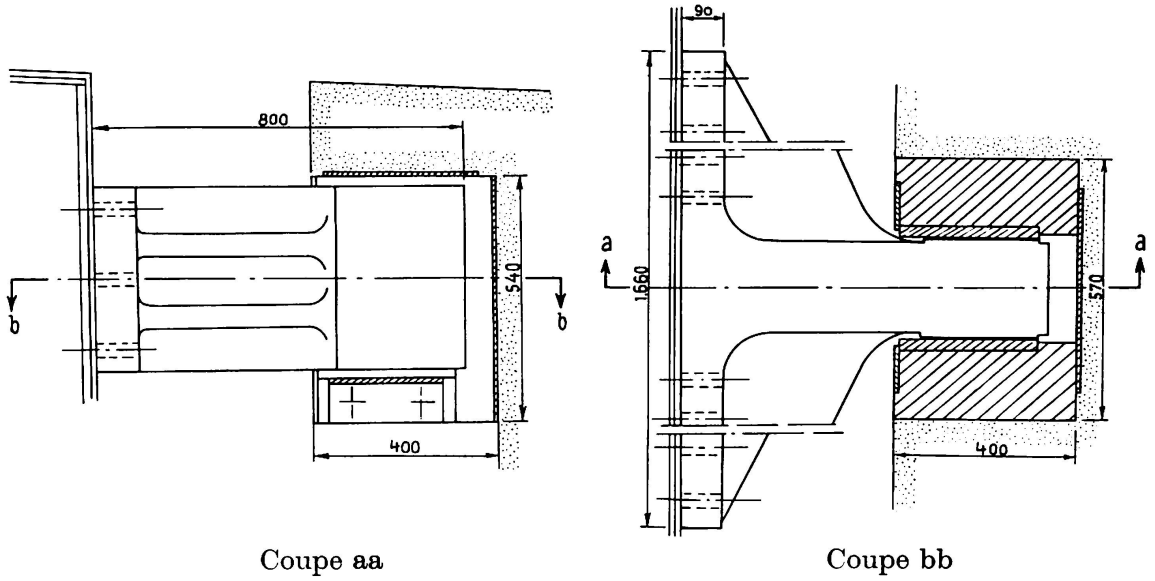


Fig. 6. Appui au vent culée *RG*.

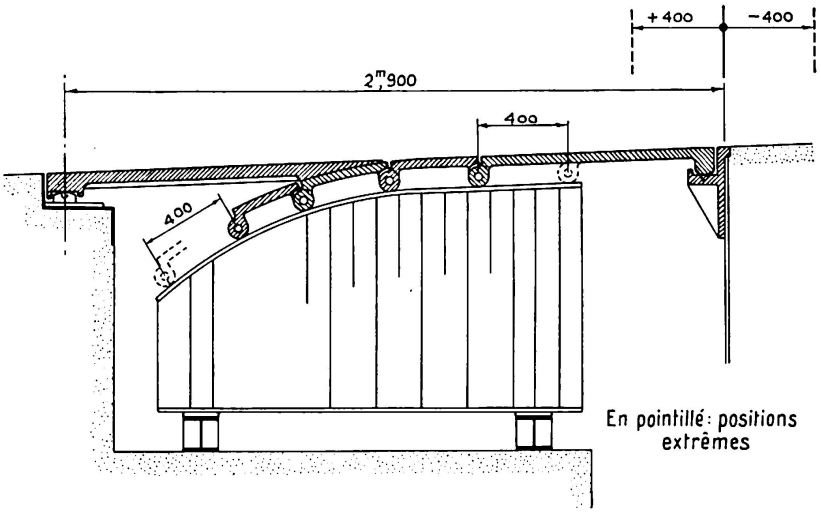


Fig. 7. Joint de chaussée *RD*.

Il est constitué par une pièce en acier moulé coulissant entre deux flasques en acier doux fixées elles-mêmes sur la maçonnerie (voir fig. 6).

III. Joints de chaussée

Aux deux extrémités du tablier suspendu, la continuité de la surface de roulement de la chaussée est assurée par un dispositif en acier moulé (voir fig. 7).

Rive gauche, les plaques de jonction suivent les déformations angulaires du tablier, sans déplacement longitudinal important puisque le tablier est ancré sur le massif d'ancrage.

Rive droite, au contraire, les déplacements longitudinaux correspondent à ceux d'une travée de 960 mètres de longueur, soit sous l'action des variations de température ± 400 m/m.

Résumé

L'auteur, qui a donné dans le bulletin n⁰ 18 de notre Association la description générale de cet important ouvrage qui met en œuvre simultanément les techniques les plus récentes du béton armé, du béton précontraint et de la construction métallique, se propose dans la présente contribution de fournir des indications détaillées sur les innovations techniques réalisées à *Tancarville*.

Il fera le point des études et recherches expérimentales entreprises dans les divers pays pour lutter contre les efforts du vent qui s'exercent sur les ponts suspendus et qui posent des problèmes très délicats pour les grandes portées. Il en déduira une série de dispositions envisagées, ou déjà réalisées, pour améliorer la stabilité des très grands ponts suspendus, tant par les techniciens américains que par les réalisateurs du pont de *Tancarville* sur la Seine près du *Havre* (France).

Dans une dernière partie, Monsieur Delcamp fournit quelques détails de construction des pièces spéciales de liaison entre câbles, tablier et appuis, de réalisation originale.

Zusammenfassung

Der Verfasser gab in den «Mitteilungen» Nr. 18 unserer Vereinigung eine allgemeine Beschreibung von diesem wichtigen Bauwerk, zu dessen Erstellung man gleichzeitig die neuesten Methoden des Eisenbetons, des vorgespannten Betons und des Stahlbaues benützte, und gibt in diesem Beitrag detaillierte Hinweise über die in *Tancarville* realisierten technischen Neuerungen.

Er wird die in den verschiedenen Ländern gemachten Studien und Versuche für Maßnahmen gegen die bei Hängebrücken auftretenden Windbeanspruchun-

gen, die bei großen Tragweiten sehr heikle Probleme stellen, vergleichend auswerten. Daraus wird er zur Verbesserung der Stabilität von sehr großen Hängebrücken eine Reihe von vorgesehenen oder schon realisierten Maßnahmen — teils von amerikanischen Ingenieuren, teils von den Erbauern der Brücke von Tancarville über die Seine bei Le Havre (Frankreich) — ableiten.

In einem letzten Teil beschreibt Herr DELCAMP einige in neuer Bauweise realisierten Konstruktionsteile: Verbindungen bei Kabel, Hauptträger und Unterstützungen.

Summary

The author has already given, in Bulletin No. 18 of our Association, a general description of this important structure in which the most modern techniques in reinforced concrete, prestressed concrete and steel construction are employed simultaneously. In the present paper, he provides detailed information regarding the technical innovations in the design of the *Tancarville* bridge.

He reviews the experimental investigations and researches undertaken in various countries to counteract the wind forces acting on suspension bridges, which give rise to very difficult problems in the case of long spans. He then enumerates a series of arrangements based on this work, which have been suggested, or have already been adopted, for the purpose of improving the stability of very large suspension bridges, both by American engineers and by the designers of the *Tancarville* bridge over the Seine, near *Le Havre* (France).

In the final section of this paper, Monsieur DELCAMP gives some constructional details regarding special components, of original design, for connecting the cables, the deck and the bearings.