

Le pont haubané en béton précontraint de Yobuko au Japon

Autor(en): **Morimoto, Mineo / Watanabe, Minoru**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **55 (1987)**

PDF erstellt am: **02.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-42705>

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.

Le pont haubané en béton précontraint de Yobuko au Japon

Yobuko – Spannbeton-Schrägseilbrücke in Japan

Yobuko Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge, Japan

Mineo MORIMOTO

Président
New Structural Engineering, Ltd
Tokyo, Japon



Mineo MORIMOTO, né en 1933, docteur ès technologie de l'Université de Nihon et ingénieur enregistré au gouvernement japonais dans le domaine des ouvrages en béton et en acier. Il suivit son stage technique en France : comme stagiaire d'ASTEF en 1964 et comme stagiaire du recyclage d'ACTIM en 1975, et il travaille à présent avec les sociétés françaises.

Minoru WATANABE

Ingénieur-en-chef
New Structural Engineering, Ltd
Tokyo, Japon



Minoru WATANABE, né en 1950, sortit de l'Université de Kanazawa Kogyo en 1973. Il est chargé, comme ingénieur enregistré au gouvernement japonais dans le domaine des ouvrages en béton et en acier, de l'étude et la gestion de la construction des ouvrages d'art en béton précontraint, spécialement pour les ponts à haubans.

RÉSUMÉ

Le Grand Pont de Yobuko, pont haubané en béton précontraint, dont la travée centrale est de 250 m de portée, est en cours de construction au Japon. Il sera le plus grand pont en béton dans ce pays, lorsqu'il sera achevé. Au Japon, il y a très souvent des tremblements de terre et des typhons. C'est ainsi que le type de la structure et la section transversale du tablier de ce pont ont été choisis après vérification de la sécurité au moyen de l'analyse de la réponse sismique et essais aérodynamiques.

ZUSAMMENFASSUNG

Die grosse Yobuko-Brücke ist zur Zeit im Bau. Nach der Vollendung wird sie mit einer Hauptöffnung von 250 m die längste Betonbrücke in Japan sein. Wegen des häufigen Auftretens von Erdbeben und Stürmen mit sehr hohen Windgeschwindigkeiten in Japan, wurden die Tragstrukturen der Brücke und der Brückenquerschnitt mit Hilfe dynamischer Analysen und Versuchen im Windkanal bestimmt.

SUMMARY

A prestressed concrete, cable-stayed bridge, Yobuko Grand Bridge, with a center span of 250 m, is under construction in Japan. After its completion, it will be the longest concrete bridge in Japan. There are frequent earthquakes and typhoons in Japan ; therefore, the basic structural system and the cross section of the deck are determined by the seismic response analysis and the wind tunnel experiment.



1. AVANT-PROPOS

Le Grand Pont de YOBUKO est un pont sur la mer qui relie l'île de Kabeshima et la ville de Yobuko à la Préfecture de Saga. Après la considération sur les diverses données du projet, on a décidé de construire un pont à haubans en béton précontraint à trois travées dont la travée centrale est de 250m.

En ce qui concerne la structure principale, on a déterminé, d'après l'étude fondamentale sur les caractéristiques mécaniques d'ouvrages (Réf:(1)), le type de la structure flottante à haubans multiples réparties.

Cela permet:

- (1) une meilleure répartition des forces horizontales d'inertie sismique aux deux pylônes ainsi qu'aux deux appuis d'extrémité,
- (2) la diminution des forces due à la réponse sismique, selon le choix du système hyperstatique de structure d'une longue période, par conséquent, la diminution du volume des fondations des piles,
- (3) mais, au contraire, le type du tablier avec articulation au milieu de la travée centrale, avec la flèche due à la déformation différée du béton, risque de gêner la circulation des véhicules.

En même temps, le choix des haubanages est décidé en faisant la comparaison entre les types éventail et harpe. On a définitivement choisi le dernier, avec lequel on a une plus petite valeur de déformation horizontale du tablier et une diminution des efforts des piles et des fondations dues au tremblement de terre, par l'augmentation des forces composantes horizontales des haubans, c'est-à-dire, par l'augmentation de rigidité du tablier.

2. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

2.1. Le choix des travées centrale et de rive

La travée centrale a été fixée à 250m selon les conditions données ci-après, et sur ce principe, les travées de rive gauche et droite ont une portée de 121m, et les haubans multiples réparties sont disposés symétriquement par rapport aux pylônes (Fig.1). C'est pour avoir, autant que possible, le moment fléchissant symétrique entre le pylône et la pile au cours de la construction du tablier par encorbellements successifs.

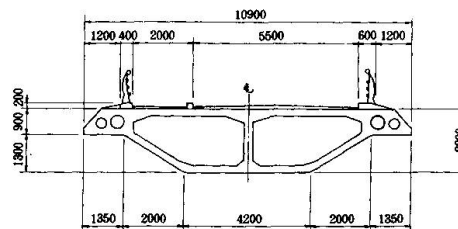


Fig.2 Section transversale du tablier

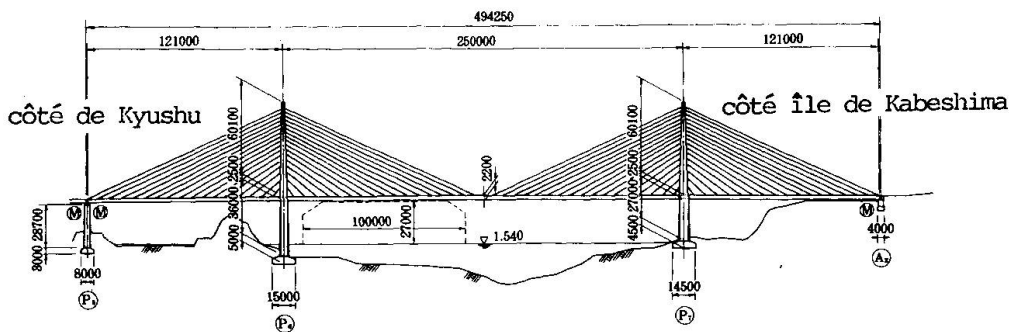


Fig.1 Elevation du pont principal à haubans en béton précontraint

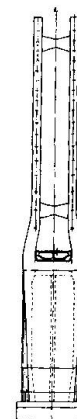


Fig.3 Pile et pylône



-ne pas produire de réaction négative au droit des appuis extrêmes sous l'effet des charges d'exploitation.

Mais, en pratique, une très petite réaction négative étant produite à l'appui extrême sous l'effet des charges d'exploitation, on a disposé un contre-poids en béton à l'intérieur du tablier à caisson.

2.2. La forme de la section transversale du tablier

-(1) En tenant compte de l'atmosphère marine extrêmement sévère, la section transversale du tablier est choisie en forme de caisson fermé, qui n'est pas susceptible de subir l'attaque des chlorures

-(2) La détermination de la forme de section transversale est convenablement faite pour assurer un comportement aérodynamique favorable contre le vent.

En fonction de ces deux conditions, on a choisi une section en poutre-caisson composée des deux nervures inclinées avec un déflecteur supérieur formant console de la dalle supérieure (Fig.2).

2.3. Le schéma transversal du pylône

Suivant les conditions données ci-après, le schéma transversal du pylône est conçu sous forme d'un portique ayant deux poteaux verticaux reliés par deux traverses horizontales, disposées à leur partie supérieure et inférieure, et fixées directement dans la pile en forme de caisson. (Fig.3)

-(1) suspension verticale des haubans suivant deux nappes latérales parallèles (suspension latérale)

-(2) ancrage des haubans réparties sur la hauteur du pylône

-(3) augmentation de rigidité latérale du pylône contre l'effet latéral sismique et le flambement du pylône

3. HAUBANS

Pour les haubans, les câbles de précontrainte du type SEEE F-PH ont été développées par notre entreprise NSE et SEEE pour le pont à haubans. Ils sont constitués des torons légèrement retordus pour la précontrainte dont l'espace est rempli, d'abord, de l'huile anti-corrosive, et puis autour desquels est disposé du polyéthylène de haute densité contenant du carbone. Ils sont donc assurés d'une protection complète contre la corrosion, et il n'est pas besoin d'injection au chantier, et par conséquent, leur poids propre est beaucoup diminué par rapport au type injecté de ciment de mortier.

4. L'ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE

L'analyse sismique a été effectuée par deux méthodes de calcul; l'analyse spectrale de réponse-accélération et celle de l'histoire d'écoulement du temps. Pour la première, on a utilisé le spectre de la réponse-accélération qui semble présenter la caractéristique sismique plus proche de celle du séisme prévu au site de construction. Pour la deuxième, on a utilisé l'ondulation quasi-accélérée qui correspond à la première analyse.

4.1. Spectre de réponse-accélération pris en compte à l'étude

Le spectre de réponse-accélération peut être estimé par la formule(1), avec un coefficient d'amortissement $h=5\%$:

$$SA(T, M, \Delta, G_c) = a(T, G_c) \times 10^{b(T, G_c)M} \times (\Delta + 30)^{-1,178} \text{ -----(1)}$$



où: $a(T, G_c)$ et $b(T, G_c)$: coefficients donnés par la fréquence propre T et les caractéristiques mécaniques G_c du sol de fondation
 M : magnitude des séismes
 Δ : distance de l'épicentre sismique

Dans le cas de ce pont où le coefficient d'amortissement a été supposé 2%, la valeur calculée par la formule (1) a été modifiée par la formule (2), et en majorant cette valeur par le coefficient: $\gamma = 1.5$, tenant compte l'imprécision de la prévision, le spectre de la réponse-accelération à l'étude a été donné (Fig.4).

$$\xi SA(h) = \frac{1.5}{40 \cdot h + 1} + 0.5 = 1.333 \quad \text{----- (2)}$$

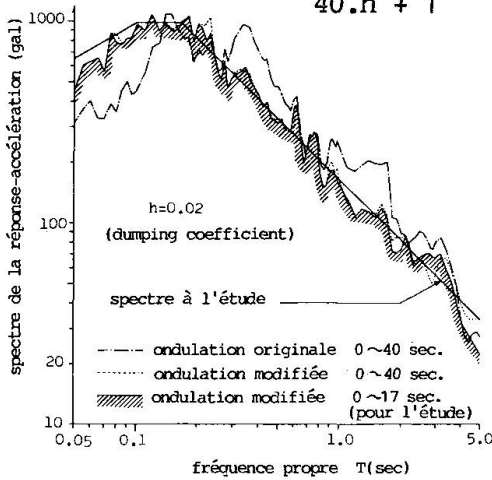


Fig.4 Comparaison du spectre de la réponse-accelération

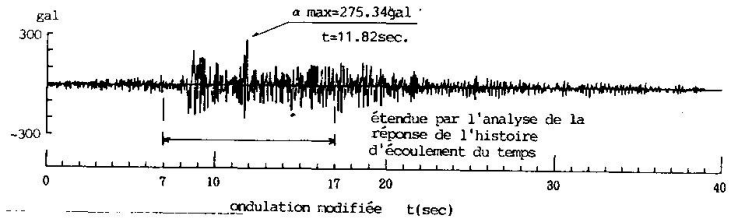


Fig.5 Ondulation quasi-accelérée

	déplacement horizontal	déplacement vertical
spectre de la réponse	7.4cm	12.3cm
l'histoire du temps	10.3cm	19.4cm

Table-1 Déplacement de la réponse maximale du tablier

4.2.L'ondulation quasi-accelérée

L'ondulation quasi-accelérée a été obtenue par le contrôle de la caractéristique de son amplitude dans la mesure de sa fréquence. On ne change pas pour cela la caractéristique topologique enregistrée par les résultats pratiques de grande échelle de séisme.

Dans le cas de ce pont, on a employé, comme ondulation fondamentale du séisme, celle de l'ondulation de Pont de KAIHOKU qui avait été donnée sur le rocher à 100km environ de l'épicentre sismique lors du tremblement de terre dans la mer de Miyagi Préfecture en 1978 (M=7.4)(Fig.5).

4.3.L'analyse de la réponse sismique de l'ouvrage en service

Lorsque ce pont à haubans du type flottant et haubanage en harpe a senti un tremblement de terre dans le sens longitudinal, le tablier montre sa performance vibrante: la période propre du premier ordre est $T_1=3.17$ sec. La Table-1 montre le déplacement de la réponse maximale du tablier, où l'on trouve la valeur plus grande obtenue par l'analyse de l'histoire de l'écoulement du temps.

Selon le déplacement de la réponse de l'histoire d'écoulement du temps, on a constaté qu'il y avait tendance à l'augmentation progressive du déplacement de la réponse, même après que le mouvement sismique ait montré la valeur maximale. Cette tendance est plus marquée si l'on emploie les haubans en éventail. Dans le cas de type en harpe, presque toutes les forces d'inertie du tablier sont concentrées dans les haubans les plus bas. Mais, ce pont est équipé du dispositif de connecteurs sismiques aux deux extrémités du tablier pour empêcher le déplacement horizontal excessif.

Au début de l'étude, on a craint que la résistance transversale de la poutre ne soit insuffisante contre le séisme dans le sens latéral avec la largeur de 10.9m seulement par rapport à sa portée. Mais, il n'y a aucune difficulté, car l'effort latéral de la réponse n'est pas important à cause de la longueur de la première période, soit 2.42/sec.

4.4. L'analyse de la réponse sismique en cours de construction

La force sismique en cours de construction a été estimée à 50% par rapport à celle de l'ouvrage en service. Au cours de construction du tablier, le déplacement longitudinal est très petit, parce qu'un verrou provisoire l'empêche.

Par contre, le moment fléchissant maximal à base des piles, dans le sens longitudinal, est relativement important, soit 81% de valeur en service. Mais, dans le sens latéral, c'est à peu près 50% du moment en service. Le déplacement maximal vertical est de 4.6cm, et, dans le sens transversal du tablier est de 8.4cm.

5. STABILITE AEROELASTIQUE AU VENT

5.1. Stabilité aéroélastique au vent de l'ouvrage en service

La stabilité aéroélastique au vent donnée après l'achèvement a été vérifiée selon des essais aérodynamiques sur maquettes en soufflerie. L'essai préliminaire a été effectué pour différentes formes en section du tablier, et l'essai en détail a été effectué sur la section définitive IV (Fig.6-7).

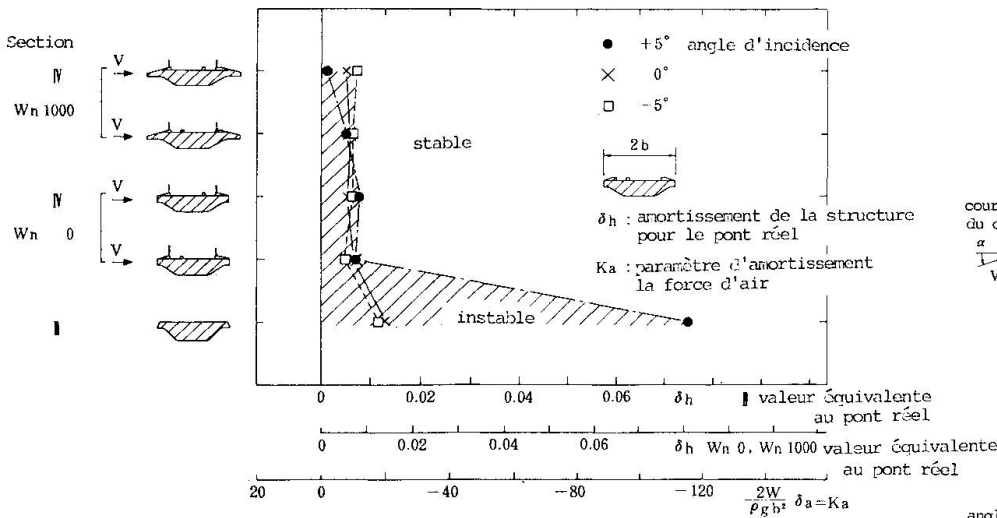


Fig.6 Coefficient d'amortissement de la force d'air maximale pour l'excitation due aux échappements tourbillonnaires, obtenu par l'essai en détail

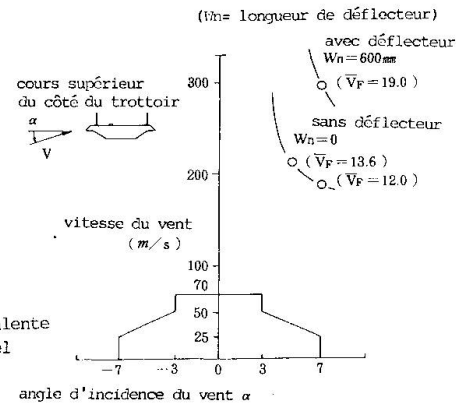


Fig.7 Dans le cas du vent côté trottoir



A la section IV, le déflecteur supérieur et la forme de garde-corps ont été choisis pour que la vibration du tablier ne se produise par les forces aérodynamiques sous l'effet des décollements périodiques de l'écoulement autour de la section; après la vérification sur la vibration pour une vitesse du vent modérée puis élevée, on a confirmé que la section sans déflecteur supérieur était suffisamment stable avec le coefficient d'amortissement d'ordre de 2%. A la fin, la longueur de déflecteur supérieur a été décidée de 600mm pour accroître la sécurité.

5.2. Stabilité aéroélastique au vent pendant la construction

La stabilité aéroélastique au vent a été vérifiée par des essais aérodynamiques sur maquettes tridimensionnelles rigides de façon qu'au cours de construction, le tablier résiste à l'effet d'un typhon, même dans sa configuration la plus instable.

En cours de construction, lorsque la corniche sur le tablier n'existe pas, on a donc prévu l'excitation due à des échappements tourbillonnaires de "KARMAN" pour des vitesses du vent modérées, et l'apparition du "flottement" par les oscillations de l'obstacle dans l'écoulement pour des vitesses du vent élevées.

Quant à l'excitation résultant des échappements tourbillonnaires pour des vitesses du vent modérées, si l'angle d'incidence est inférieur à 4° et que le coefficient d'amortissement de structure est supérieur à 3%, le profil choisi est le moins susceptible de produire un échappement tourbillonnaire, grâce à l'apparition d'un vent non régulier, dû à la présence de l'équipage mobile. Le vent irrégulier provoqué par l'équipage mobile a lieu dans l'état de la grande vitesse du vent, l'oscillation irrégulière couplée en flexion et torsion, qui produit une oscillation de forme irrégulière au bout du tablier. Mais, cette oscillation irrégulière peut être bien contrôlée en modifiant la couverture de l'équipage, et par conséquent, il n'y a aucun problème en réalité.

6. CONCLUSION

Au Japon, les projets de ponts de grande portée exigent des études statiques et des méthodes de construction particulièrement délicates, en raison de la grande sévérité des conditions climatiques, et notamment des séismes et de typhons.

La réalisation du Grand Pont de YOBUKO, dont le type structural et les profils des éléments principaux des ouvrages (tablier, pylône) ont été choisis en considération sur la caractéristique sismique et la stabilité aéroélastique au vent, est très profitable pour le développement des ponts à haubans en béton précontraint non seulement au Japon, mais aussi dans les pays où les tremblements de terre et les typhons sont fréquents. Nous souhaitons que ce rapport puisse être fort utile d'une manière quelconque.

REFERENCE

1. SOGAWA F., WATANABE M., Etude fondamentale sur les caractéristiques structurales du pont à haubans en béton précontraint, Journal de la Précontrainte, Japon, Vol.26 No.5 1984
2. KATABUCHI H., KUGA N., MORIMOTO M., SOGAWA F., WATANABE M., Projet de Pont de YOBUKO, Etude de Pont de YOBUKO, Analyse de la réponse sismique de Pont de YOBUKO, Ponts, Japon, No.11 1986, No.12 1986, NO.2 1987