

ハイブリッド吊床版歩道橋のフラッタ・渦励振特性

九州産業大学 ○学生員 田中 孝久 正会員 吉村 健

非会員 山田 周作 学生員 野田 伸治

1. まえがき

著者らは日韓産学共同研究として、道路橋への適用を視野に入れたハイブリッド吊床版歩道橋の提案と検討を行ってきた^{1, 2)}。その後、より高いフラッタ限界風速の実現を始めとするいくつかの改良すべき点が明らかにされた。これらに関する検討結果を以下に記す。

2. 問題点と改良法

先の検討で明らかにされた問題点は次のとおりである。①図-1(a), (b)に示すいずれのタイプでも、ねじれ1次の固有振動数が低い。②斜張吊橋タイプでは、異なる2種の吊部の接合部付近に非常に大きな曲げモーメントを生じる。③下ケーブル断面積が過大である。これらの問題点をそれぞれ次の手法で解決することにした。①主桁上下面に横構を増設して準閉断面とする。②側方斜張部にも鉛直吊材を併設して斜ケーブル断面積を減らす。③架設法を変更する。これらに関する検討結果のうち、②と③の詳細については別途報告するが、問題②を解決した構造として吊橋タイプが位置付けられること、ならびに下ケーブル断面積を約1/4にまで減少できることがわかった。

3. 機種の選定

図-1(c), (d)に示すように、材料の異なる2種の主桁は、耐風安定性に関する検討作業の省力化を図る目的で全く同一の断面形状とした。

2PC 構造主桁の極慣性モーメントは、2 鋼管構造主桁の

その約2倍であり、前者のほうが良好な耐風安定性を示すことが予想される。また、主桁定着を含む技術面および施工面でも、実績の多い2PC 構造主桁の方が優位にあるものと考えられる。吊形式の違いが固有振動数に与える影響は、主として鉛直曲げモードに認められ、斜張吊橋タイプの方が振動数は高い。このことは、このタイプのほうがねじれ・曲げ振動数比がより1.0に近くなること、したがってフラッター限界風速が低いことを意味し、静力学特性と構造の複雑さ（施工性・経済性）と同様に、耐風安定性の面でもその優位性はない。以上の考察に基づき、2PC 構造主桁の吊床版吊橋に重点を置いて検討した。

4. 固有振動特性

既述のように、2PC 構造主桁・2 鋼管構造主桁ともにねじれ剛性が低いことが問題であった。そこで①の改良を行った結果、ねじれ剛性をそれぞれ3.2倍と1.8倍に増やすことができた。さらに桁高（エッジビーム直径）を増した場合、8.4倍と5.3倍に増加させることができた。直径の小さい2PC 構造主桁に対する吊床版斜張吊橋、吊床版吊橋の固有値解析の結果を図-2, 3に示す。ただし、() 内は主桁構造変更前の値である。この構造改良によって、ねじれ1次の固有振動数を約1.3~1.4倍に増加させることができた。

5. 実験結果

2PC 構造主桁（振動数比1.16）のフラッター実験結果を図-4に示す。フラッター限界風速 V_F が55m/s 以上であ

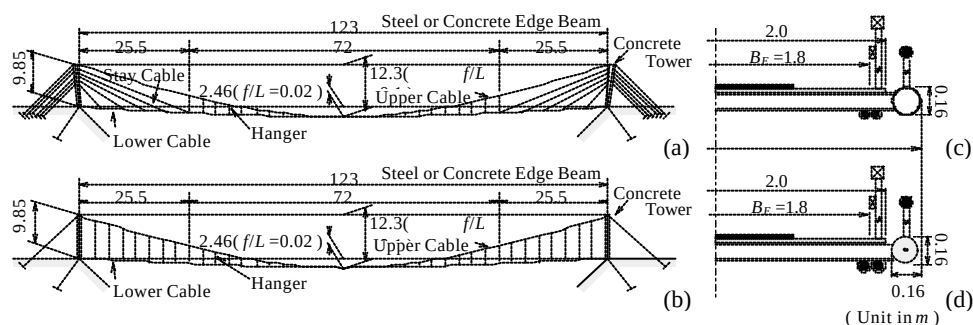


図-1 提案したハイブリッド形式吊床版歩道橋とその2種の断面

キーワード：ハイブリッド構造、吊床版橋、風洞模型実験、曲げ・ねじれ連性フラッタ、渦励振

九州産業大学 工学部 土木工学科（〒813-8503 福岡県福岡市東区松香台 2-3-1 TEL：092-673-5679 FAX：092-673-5093）

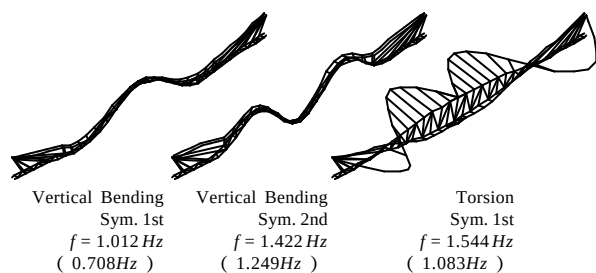


図-2 吊床版斜張吊橋 2PC 構造主桁の固有値解析結果

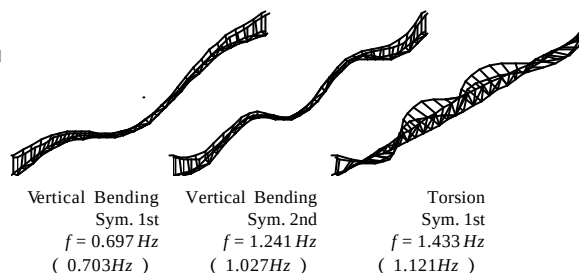


図-3 吊床版吊橋 2PC 構造主桁の固有値解析結果

ることが図よりわかる。準閉断面への改良前の V_F は約 45m/s であったので、改良によって安定性を約 3 割増すことができた。振動数比が V_F に与える影響は図-5 に見るとおりである（図中▲●■）。これらの結果は、曲線で示される平板翼に対する簡易推定式と同様に右上がりの特性を示す。曲げ対称 1 次との連成を考える場合、振動数比は 2.06 であるの

で、図の結果から V_F を推算すると約 80m/s が得られる。より重要なことは、本断面の V_F が平板翼のその約 2 倍もの値を示し、極めて耐風安定性の高いことである。

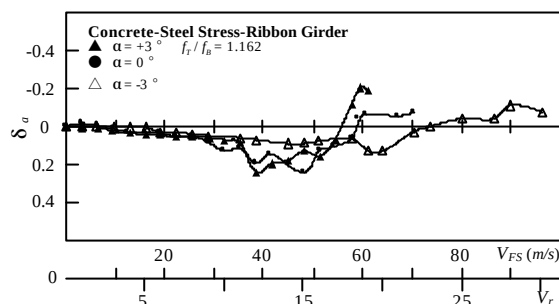


図-4 曲げねじれフラッター実験結果

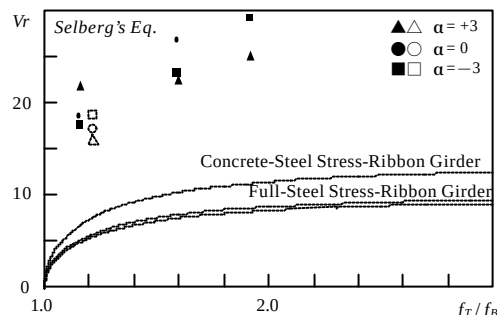


図-5 Selberg 式によるフラッター特性

鉛直曲げモードの渦励振については、迎角 $-3^\circ \sim +3^\circ$ の範囲で 2PC と 2 鋼管の構造主桁のいずれも正減衰振動を示し、安定であることがわかった。次にねじれモードの渦励振についても、迎角 $0^\circ \sim +3^\circ$ では安定であった。唯一、迎角 -3° で励振の発現が認められた。その結果を図-6 に示す。左右の縦軸は、断面固有の空力ダンピング係数（非定常空力減衰係数） A_i^* より、無次元極慣性の比を用いて実験値を補正し、2PC と 2 鋼管の主桁に対する δ_{aFS} として表示したものである。

また、上下の横軸は、これら 2 つの主桁に対する V_{FS} を、図中の無次元風速 V_r と図-4 のねじれ対称 1 次の固有振動数で換算したものである。2PC と 2 鋼管の構造主桁に対する δ_{aFS} は、それぞれ約 -0.01 と -0.02 よりいくらか小さい値であり、 $\delta_a = +0.02$ の実橋では励振を生じないことがわかった。

6. むすび

吊床版吊橋に関する本研究で明らかにされた事柄は次のとおりである。①主桁の開断面構造を準閉断面構造に改良することにより、ねじれ 1 次の固有振動数を約 1.3～1.4 倍に高めることができる。②2PC 構造主桁で曲げ対称 2 次あるいは 1 次とねじれ対称 1 次の連成を考える場合、フラッター限界風速 V_F は、それぞれ約 55m/s と約 80m/s である。③オープングレーティング床版中央部を 1/3 閉塞するとフラッター限界風速が低下する。④2 鋼管構造主桁に対するフラッター特性は、②、③と本質的には変わらない。⑤曲げモードとねじれモードの渦励振に対しては、 $\delta_a < 0$ を示すケースが 1 つあるが、構造減衰を上まわるものではなく、励振の発現はない。

参考文献 1) 吉村 健 他、ハイブリッド吊床版橋の提案とその耐風安定性、第 16 回風工学 Symp, (2000) 375-380.
2) Tanaka, T. et al, Proposal for a hybrid stress-ribbon cable-stayed suspension and a stress-ribbon suspension bridges and their aerodynamic stability, Proc. APCWE V, Kyoto, Japan (2001) 401-404.

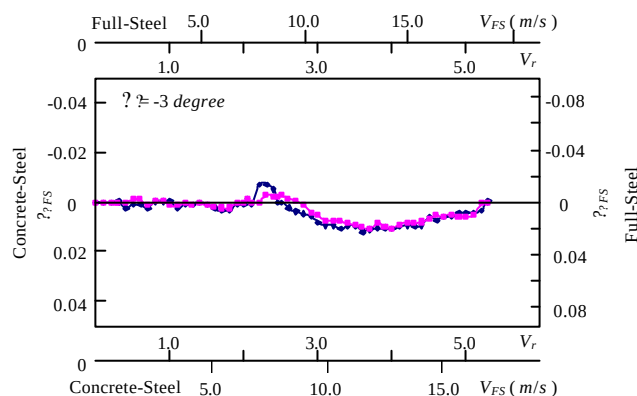


図-6 渦励振実験結果（ねじれ）