

【 論 文 】

ハイブリッド吊床版歩道橋の提案と その構造特性に関する基礎的研究

田中 孝久¹

Proposal for Hybrid Stress-ribbon Pedestrian Bridges and a Fundamental study on their Structural Characteristics

Takahisa TANAKA

Preliminary designs were made for the proposals for the 'stress-ribbon cable-stayed suspension' and the 'stress-ribbon suspension' bridges with open-grating deck plate for pedestrian use. The findings of this study revealed the followings: That the horizontal component of tensile force in the cable can be reduced up of the conventional concrete stress-ribbon bridges; the maximum deflection of the girder under asymmetrical live load can be well controlled by installing central clamps; the critical flutter speed is sufficiently high; and that vortex-induced oscillation does not occur.

Key words; hybrid stress-ribbon pedestrian bridge, structural characteristics, aerodynamic stability

1. 序論

本論は、平成 15 年度九州産業大学学位論文¹⁾の概要を記したものである。

リアス式海岸、小島、V 字谷およびフィヨルドは砂岩等の強固な岩盤から成ると考えられることから、ケーブル定着が比較的容易であり、したがってグラウンドアンカー型アバットメントの施工を経済的に行い得るものと考えられる。このことに着目し、本研究では吊床版橋をベースにしたハイブリッド形式橋梁を開発・提案し、これらの構造特性を明らかにすることを目的としている。

2. 主桁断面形状の提案

主桁断面形状の提案において、本研究に先行して耐風安定性について既に検討済みの PC 吊床版歩道橋である縄文橋²⁾で得られた知見を基に、鋼吊床版橋³⁾が提案されている。縄文橋では、矩形充複断面床版に半円形フェアリングを取り付けることによって、著しい耐風安定性の向上に成功している。そこで断面形状は、縄文橋の床版断面外形形状に類似させたものである。鋼管も軸方向引張力に抵抗して、桁内ケーブルを補助する特徴を持つ。試算によれば、この提案主桁の単位長さあたり重量 w は、陣屋の森 PC 吊床版橋⁴⁾の約 1/4 に減少した。その上、更なる重量の軽減と耐風安定性の向上を図る目的で、コンクリート床版をオープングレーティングに置換し、化粧版も除去して、重量軽減を

図った主桁断面を提案した。なお、オープングレーティング上には使用性向上の目的で硬質ゴム板を設けた。ゴム板付きオープングレーティング床版と 2 鋼管エッジガーダーを有するこの断面形状は、長島ダム吊橋の耐風安定性に関する研究⁵⁾の結果得られた知見に基づいている。この主桁断面の採用によって、更なる重量軽減が可能となり、後述する検討・改良を重ねた。

3. 吊床版吊橋の提案

主桁重量の軽減による H_w の減少は可能であるが、一方、サグ比 $f/L=1/30$ 以下では H_w の軽減量に限界あった。その解決方法として、サグ比を増やすことにした。この目的を達成するためには、“吊橋形式”もしくは“下弦アーチ支持形式”と“吊床版橋”とのハイブリッド形式の適用が考えられる。

本研究で最初に提案したハイブリッド形式吊床版吊橋⁶⁾を図-3. 1 に示す。本橋は、吊床版と吊橋を複合させたものである。スパン長と床版のサグ比は、前記陣屋の森 PC 吊床版橋と同一であるが、床版内（主桁内）ケーブルの一部を引き出して上ケーブルとした。この上ケーブルのサグ比を 7% に増加させるために、高さ 4.5m の低い主塔で上ケーブルを支持しており、鉛直吊材で床版を上ケーブルに吊り上げて“吊床版吊橋”としている。この主桁内ケーブル（以下に下ケーブルと呼ぶ）と上ケーブルの死荷重分担率の選定について以下に記す。

1 九州産業大学工学部都市建設デザイン工学科

本橋の主桁断面形状は、径間の中央部と側方部で異なっている（図-3. 1(b)）。中央部 $3L/5$ に前記等断面オープングレーティング床版 2 鋼管構造主桁を、側方部に $L/5$ ずつ等断面 PC 充複断面吊床版（主桁）を対称にそれぞれ用いており、変断面主桁構造となっている。死荷重が不等分布であるため、通常のケーブル公式でケーブル張力を簡単に算出することは難しい。ここでは便宜上、主桁全死荷重をスパン長で除して、等分布荷重に置換して計算している。上ケーブルと下ケーブルの張力の水平成分およびその合計を、“上ケーブル：下ケーブル” 死荷重分担率を横軸に取りプロットすると、図-3. 2 のようになる。ただし、分担率 0:10 は“純吊床版橋”を、同 10:0 は“純吊橋”をそれぞれ意味する。

図より次のことがわかる。当然のことながら、サグ比の小さい下ケーブルのみに全死荷重 W を分担させた場合（純吊床版橋）にケーブル張力の水平成分（の合計） H_w は最大となり、逆に、サグ比の大きい上ケーブルのみに W を分担させた場合（純吊橋）に H_w は最小となる。吊床版吊橋では、分担率の増加に伴い H_w は単純に減少する。この図から最適死荷重分担率を決定することは難しいが、上ケーブルの分担率をある程度大きく取る方が経済的設計となる。後述するように、下ケーブルは主桁架設に利用されることを考慮に入れると、8:2~7:3 が妥当と思われ、本研究では 7:3 とすることにした。次節に示す追加提案するものには等断面

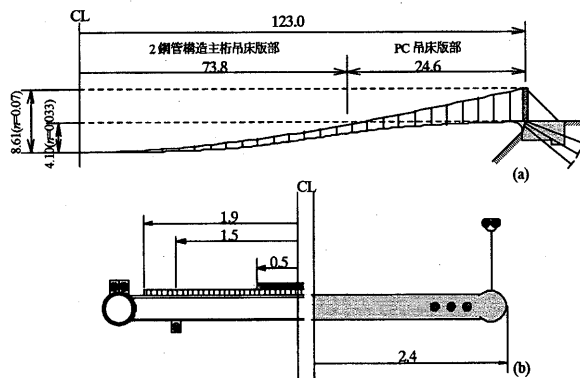


図-3. 1 最初に提案した吊床版吊橋と 2 種の主桁断面形状

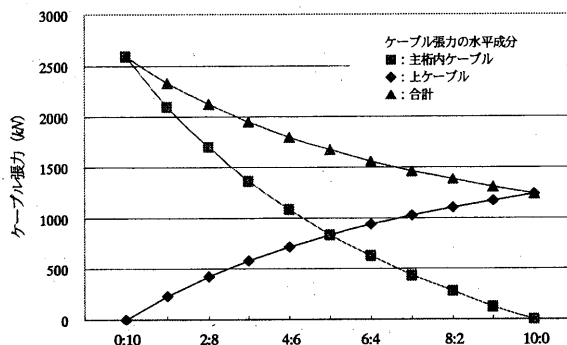


図-3. 2 死荷重分担率と吊形式の違いによる張力変化

主桁構造を適用しているため、その分担率を 7:3 にしている。

本橋梁の静力学解析、固有値解析および 2 次元弾性ばね支持模型風洞試験から得られた結果を要約すると、以下のものであった。

1. 吊床版吊橋形式の適用と軽量化した 2 鋼管構造主桁の適用により、 H_w は陣屋の森 PC 吊床版橋と比べて約 1/9 にまで減らせた。
2. 軽量化による柔性は増すものの、活荷重による撓みは許容値の約半分であった。
3. 2 鋼管構造主桁はフラッタを生じなかった。
4. PC 充複断面主桁は、迎角 α とねじれ曲げ振動数比 f_{nf}/f_B に依らず、低い無次元風速 ($V_r = 4\sim 9$) でフラッタを生じた。
5. オープングレーティング床版を硬質ゴムで一部閉鎖した場合、迎角 $\alpha = +3^\circ$ で発散率の低いフラッタを生じた。
6. 2 鋼管構造主桁と PC 充複断面床版は、共に渦励振を生じなかった。

以上の結果から、吊床版吊橋は渦励振を生じないものの、フラッタに対して十分安定でないことがわかった。フラッタに対する安定性を確保するために、重量の著しい増加を行うことは提案の趣旨に反するので、ねじれ剛性を増した吊形式を導入して更なる検討を行った。その概要を次に記す。

4. 吊床版斜張吊橋の提案と主桁断面形状の改良

先に提案した橋梁の耐風安定性における問題は、主として充複断面 PC 床版の部分的適用にあった。そこで、この径間側方部のねじれ剛性を増す目的で、図-4. 1(a) に示すように、径間両側方部 $L/5$ の鉛直吊材を斜ケーブルに置換した“吊床版斜張吊橋”^{7),9)}を追加提案した。更に、耐風安定性の良好な、オープングレーティング床版 2 鋼管主桁の等断面構造にすることによって、フラッタに対する耐風安定性の向上を図った。以上の吊形式の他に、径間側方部の斜ケーブルを鉛直吊材に再置換した“吊床版吊橋”も、併せて検討した。

ここで、追加提案した 2 種類の吊形式と 3 種類の主桁について、先に提案した吊床版吊橋との変更点を示すと共に追加説明すると、図-4. 1(a), (b) に示すように、上ケーブルのサグ比を 7% (図-3. 1(a)) から 10% に増加させてケーブル断面積の減少を図っている。これに伴い、主塔高は 4.5m から 9.85m に増加させる必要があった。一方、下ケーブルのサグ比は、道路橋への適用を視野に入れて 3.3% (1/30) から 2.0% (1/50) に減少させた。主桁については前述したように、フラッタに対する安定性が高いことが既に検証されているオープングレーティング床版を採用し、全スパン同一断面を用いることとした。具体的には、図-3. 1(b) と本質的に変わらない図-4. 1(c) の 2 鋼管構造主桁を適用した。また、このエッジガーダーを円形 PC 製断面に置換した

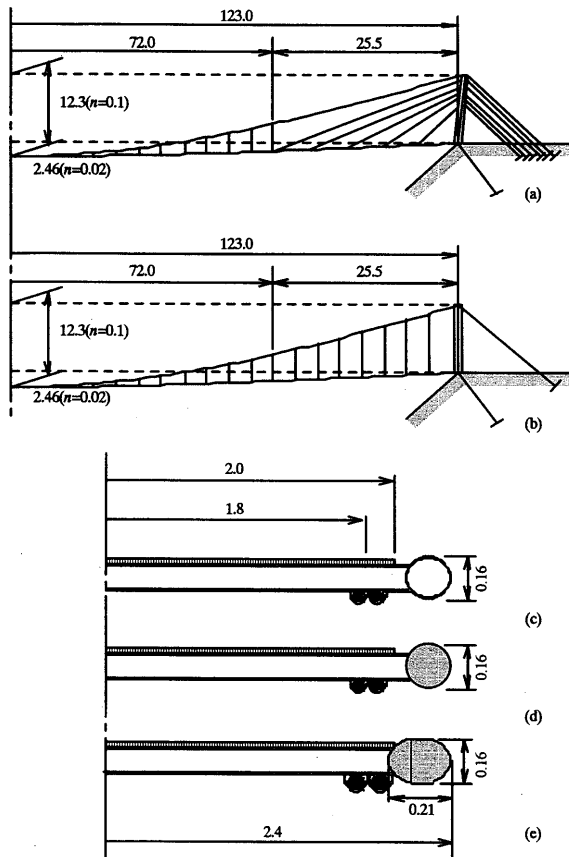


図4. 1 提案した2種の吊形式橋梁と3種の主桁断面形状

2PC 構造主桁 (図4. 1(d)) も、重量の増加がフラッタ特性に与える影響を調べる目的で検討対象とした。なお、2種の吊形式に対する検討の初期段階においては、プレストレスの導入方法および導入量、構造主桁そのもののねじれ剛性の検討のために、図4. 1(e)に示すようなエッジガーダーの断面積を増した楕円形断面の2PC 構造主桁についても検討した⁷⁾。これらの主桁において、PC エッジガーダー以外のすべての部材に規格製品を用いていることが重要である。“超廉価”が本研究のキーワードのひとつなのである。

また、図4. 1(c)~(e)に示した主桁は、上横構のみを配置した“開断面”であった。ねじれ剛性の増加は、耐風安定性を向上させるための重要要素のひとつであるので、下横構を増設して“準閉断面”としたものが図4. 2(a), (b)である。更に、準閉断面の“閉断面の面積”を増加させて更なるねじれ剛性の増加を図ったものが図(c), (d)である。その目的のために、エッジガーダーの直径が増して耐風安定性の劣化をもたらすことも懸念されたが、総合的にどの程度耐風安定性が変化するかについて検討した。

5. ケーブル断面積がたわみに及ぼす影響

よく知られているように、軽量の吊形式橋梁においては「活荷重/死荷重」の比が大きくなり、活荷重に

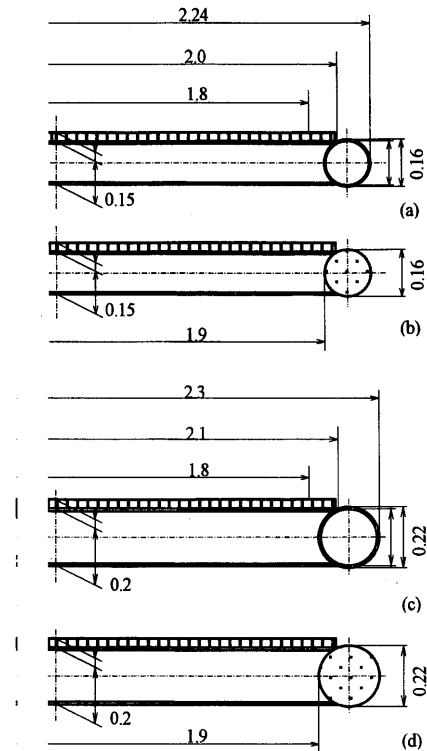


図4. 2 最終的に検討対象とした4種の主桁断面形状

よる撓みの制御が重要となる。吊床版吊橋では上・下2種類のケーブルによって、吊床版斜張吊橋では斜ケーブルを加えた3種類のケーブルによってそれぞれ撓みが制御される。したがって、これら3種類のケーブル断面積が活荷重による撓みに与える影響について明らかにすることは、試設計する上で重要である。そこで、次の条件のもとで調査を実施した。

1. ケーブルには、スパイラルストランドケーブルを用いる。
2. 次節に示すセントラルクランプ (センターステイ) をスパン中央部に設置する。
3. 各ケーブル断面積の採用値を A_{UC} , A_{LC} あるいは A_{SC} で表わすと、 $A_{UC} \cdot n$, $A_{LC} \cdot n$ あるいは $A_{SC} \cdot n$ ($n=0.1, 0.2, 0.4, \dots, 2.0$) のように断面積を変化させた時、最大たわみ y_{max} と最大曲げモーメント M_{max} の変化を調べる。
4. 各ケーブル断面積を変化させた時、着目するケーブル以外のケーブル断面積には採用値を入力する。

解析結果の代表例として、図5. 1に吊床版吊橋における $\phi=22cm$ の2鋼管と2PC 構造主桁に対する解析結果を、図5. 2に吊床版斜張吊橋における $\phi=16cm$ の2PC 構造主桁に対する解析結果をそれぞれ示す。図中横軸は“ n ”を、縦軸は最大たわみ y_{max} をそれぞれ表わす。

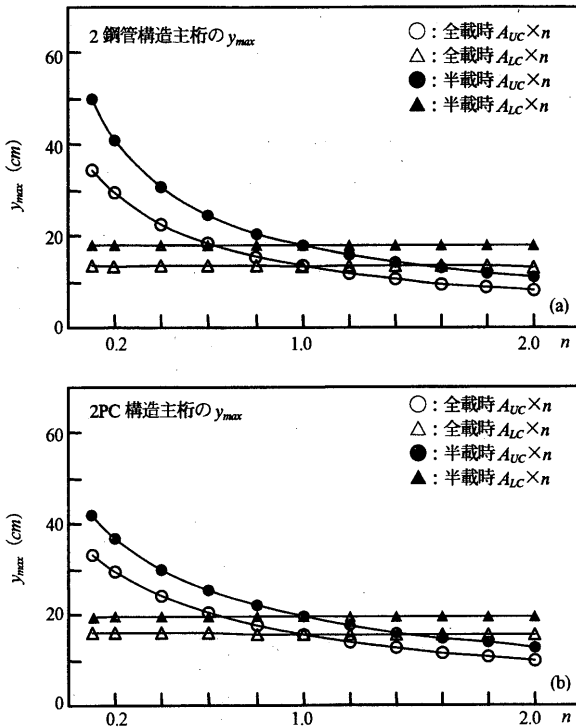


図-5.1 活荷重作用時のケーブル断面積の変化に対する y_{max} の変化 (吊床版吊橋, $\phi=22cm$)

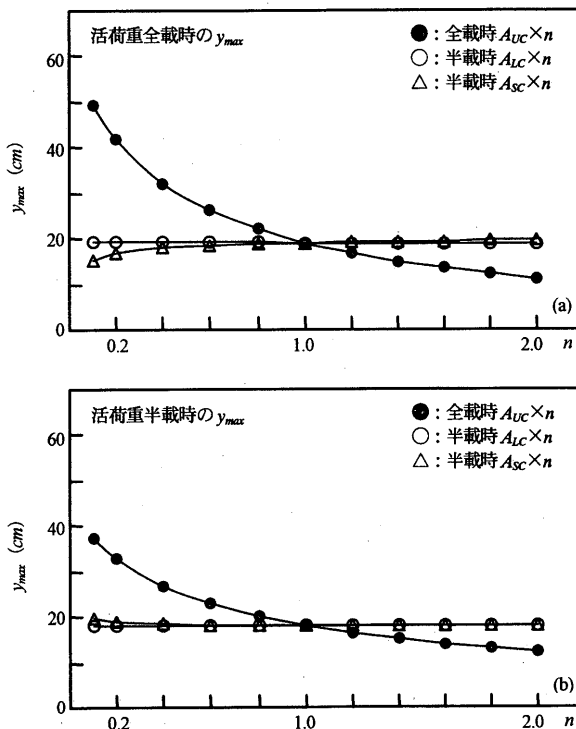


図-5.2 活荷重作用時のケーブル断面積の変化に対する y_{max} の変化 (吊床版斜張吊橋, $\phi=16cm$ の 2PC 構造主桁)

全ケースに対する解析の結果, 次のことが明らかにされた。

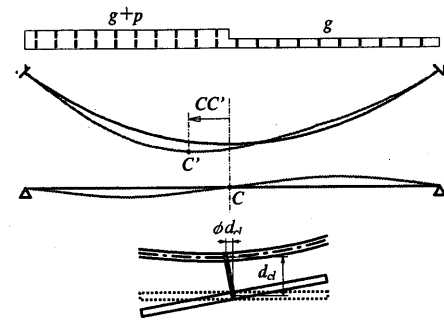


図-6.1 吊橋における活荷重半載時のケーブル変位模式図

- ① 図-5.1 に示すように, $\phi=22cm$ の 2 鋼管と 2PC の構造主桁を有するいずれの吊床版吊橋においても, y_{max} は上ケーブル断面積 A_{UC} に強く依存し, 下ケーブル断面積 A_{LC} にはほとんど依存しない。この特性は, 活荷重全載と半載の如何に依らないし, 構造主桁の種別にも依らない。
- ② 図示していないが, 上記①の特性は, エッジガーダー直径 $\phi=16cm$ の 2 鋼管と 2PC 構造主桁を用いたいずれの吊床版吊橋においても同様であった。
- ③ $\phi=16cm$ の 2 鋼管もしくは 2PC 構造主桁を有する吊床版斜張吊橋についても, 上記①と同様に y_{max} は上ケーブル断面積のみに強く依存し, 下ケーブル断面積にはほとんど依存しなかった。また, 斜ケーブル断面積 A_{SC} にもほとんど依存しなかった。
- ④ 図示していないが, 上記③の特性は, $\phi=22cm$ の 2 鋼管もしくは 2PC 構造主桁を用いた吊床版斜張吊橋でも同様であった。

結局, 4 種の主桁の y_{max} は, いずれも上ケーブル断面積 A_{UC} のみに強く依存することが明らかにされた。よって, 最大たわみ y_{max} を許容値 ($L/600$) 以下にするためには, 主として A_{UC} を増加させればよいことが示された。

また, 吊床版吊橋および吊床版斜張吊橋において, 非対称載荷時 (活荷重半載時) の鉛直最大たわみ y_{max} は全載時よりはるかに大きく, 上ケーブル断面積を増加させても y_{max} を許容値以下に減少させることができなかった。この y_{max} を制御する目的で, 吊橋で広く用いられているセントラルクランプ (センターステイ) を設置した。図-5.3 は, 吊橋に活荷重 p が半載したときの上ケーブルと補剛桁の変位状態を示す。図中, g は補剛桁とケーブルの死荷重を, 赤線が活荷重半載時の変位状態をそれぞれ表わす。半載時に, 上ケーブルの頂点 C が荷重載荷方向に CC' (ケーブル・桁間の水平相対変位) だけ水平変位する。この現象は, 上ケーブルのいわゆるアーチ効果を半減させ, 鉛直たわみが増加する。なお, セントラルクランプの高さ d_d が大きい場合, セントラルクランプの回転に伴う付加水平変位 ϕ

d_{cl} が発生し、効果が半減する。

セントラルクランプの効果に関する、次の項目について検討した。

1. 吊床版吊橋と吊床版斜張吊橋の2鋼管構造主桁および2PC構造主桁について検討。
2. クランプ無しと、クランプ有りで $d_{cl}=40\text{cm}$ と $d_{cl}=0\text{cm}$ の場合について検討。

検討した結果、次のことがわかった。

- ① 吊形式および構造主桁の種類に依らず、 $d_{cl}=40\text{cm}$ のクランプ無しに比べ、 $d_{cl}=0\text{cm}$ では y_{max} 、 M_{max} が共に著しく減少する。
- ② $d_{cl}=40\text{cm}$ のクランプ無しの時よりも $d_{cl}=40\text{cm}$ のクランプ有りの時に M_{max} が大きくなっている。セントラルクランプをトラス部材でモデル化した。このトラスが回転し、クランプ取り付け部の主桁に大きい曲げモーメント（モーメント荷重）が発生したわけである。

結局、活荷重半載時におけるたわみは、セントラルクランプで効果的に減らせることが明らかにされた。

6. ハイブリッド吊床版橋の完成系における静力学特性

図-6. 1 に吊床版斜張吊橋と吊床版吊橋の解析モデルをそれぞれ示す。解析では、小規模吊橋設計指針に基づく群集荷重 100kgf/m^2 を活荷重として用い、FEM 解析プログラムで線形解析した。

(I) 吊床版斜張橋

図-6. 2 に、 $\phi=16\text{cm}$ の2PC構造主桁に対する活荷重全載時と半載時（死荷重あり）のたわみ形状、図-6. 3 に M -図と N -図をそれぞれ示す（図中○：全載時，×：半載時）。半載時においては非載荷部が上方にたわみ、後述する吊橋と類似した特性が見られる。解析の結果得られた各部材の最大断面力（ M_{max} と N_{max} ）および最大たわみ y_{max} を吊床版吊橋と併せて表-6. 1 に示す。なお、上ケーブル断面積は、最大たわみ y_{max} が許容値 $L/600=y_a=21\text{cm}$ 以下となるように選定した。表中に示すように本構造においては、吊床版吊橋に比べて上ケーブル断面積を少なくすることができる。表に示すように、 $\phi=16\text{cm}$ の2鋼管あるいは2PCの構造主桁における最大たわみ y_{max} は、いずれも許容値 y_a 以下であった。また、図-6. 2 に示すように、径間側方の斜張部はほとんどたわまず、径間中央の鉛直吊部は、後述する吊床版吊橋のたわみ形状に類似していた。

解析の結果、次のことが明らかにされた。

- ① 図-6. 3(a)に示すように径間側方の斜張部と径間中央の鉛直吊部の接合位置で局部的に大きな曲げモーメントが発生している。これは図-6. 2 に示したように、斜張部と鉛直吊部におけるたわみ量の違い、換言す

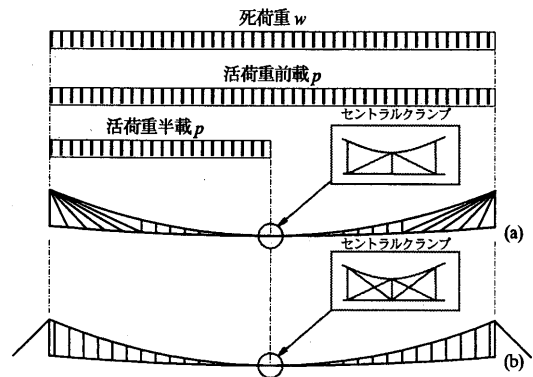


図-6. 1 吊床版斜張吊橋と吊床版吊橋の解析モデルと載荷状態

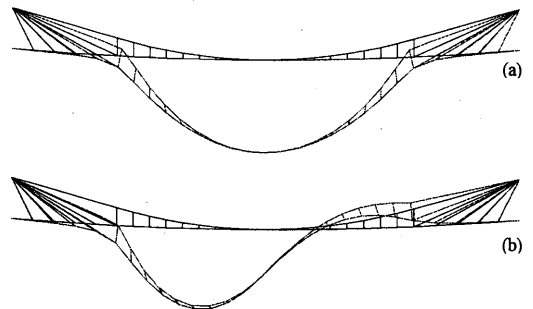


図-6. 2 吊床版斜張吊橋のたわみ形状（全載時，半載時）

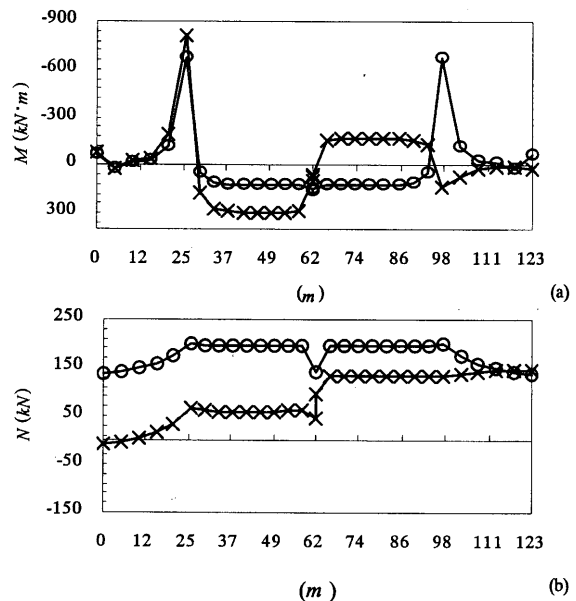


図-6. 3 吊床版斜張吊橋の M -図と N -図 ($\phi=16\text{cm}$ の2PC構造主桁)

れば剛性の違いに起因した大きい曲率によってこの局部的に大きい曲げモーメントが発生したものと考えられる。

(II) 吊床版吊橋

図-6. 4 に、解析結果の代表例として $\phi=22\text{cm}$ の2PC構造主桁に対する活荷重全載時と半載時（死荷重あり）のたわみ形状、図-6. 5 に M -図と N -図をそれぞれ示す

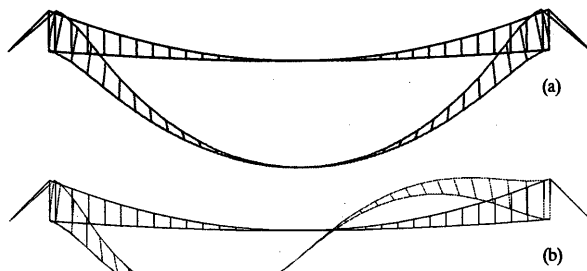


図-6.4 吊床版吊橋のたわみ形状 (全載時, 半載時)

(図中○: 全載時, ×: 半載時). 図示していないが, $\phi = 16\text{cm}$ の主桁でも定性的に同様の特性が認められた. 図より次のことがわかる.

- ① 活荷重全載時の曲げモーメント M は, 4 種類の構造主桁を問わず, アバットメント付近を除く径間部ではほぼ一様な値を示す.
- ② 活荷重全載・半載を問わず, アバットメント接合部で発生する M_{max} は, いずれも 2 鋼管構造主桁が 2PC 構造主桁の約 2 倍の値を示している. これは, 2 鋼管構造主桁の柔性に起因したものと考えられる.
- ③ 活荷重全載時の軸力 N は, 4 種類の構造主桁を問わずほぼ一様な値を示す. また, 同様に活荷重半載時の軸力 N は, 4 種類の構造主桁を問わず載荷径間部と非載荷径間部でそれぞれほぼ一様な値を示す.
- ④ 既述したように, 上ケーブルの断面積はたわみの制限 (たわみを許容値以下に収めるために断面積増) によって決定されたため, その応力度 σ は許容応力度 σ_a をはるかに下回っている.
- ⑤ 活荷重全載または半載と構造主桁の種類を問わず, エッジガーダーを除く全ての部材で応力度 σ は許容応力度 σ_a を下回っており, 平均約 3 割程度を示している.
- ⑥ 2 鋼管構造主桁のエッジガーダーにおける応力度 σ は, 活荷重半載時の方が大きく, $\phi = 22\text{cm}$ の 2 鋼管構造主桁で「応力度 σ / 許容応力度 σ_a 」が約 9 割を示す.

(Ⅲ) プレストレス

図-6.6 に, $\phi = 22\text{cm}$ の 2PC 構造主桁におけるエッジガーダーの応力度 σ を上・下縁別に求めた結果を示す. 図中, 縦軸に応力度を, 横軸に橋軸方向距離をそれぞれ示す. また上縁応力度を○, 下縁応力度を×で示している.

活荷重全載時または半載時のいずれにおいても, アバットメント付近で応力度が最大となっていることが図よりわかる. その応力度は, 活荷重半載時のほうが大きい. この最大応力度に対応するため, PC 吊床版橋では, 通常断面の増加がなされている. 本橋においても断面を増やすと同時に, エッジガーダーに $\sigma_a = 19\text{MPa}$

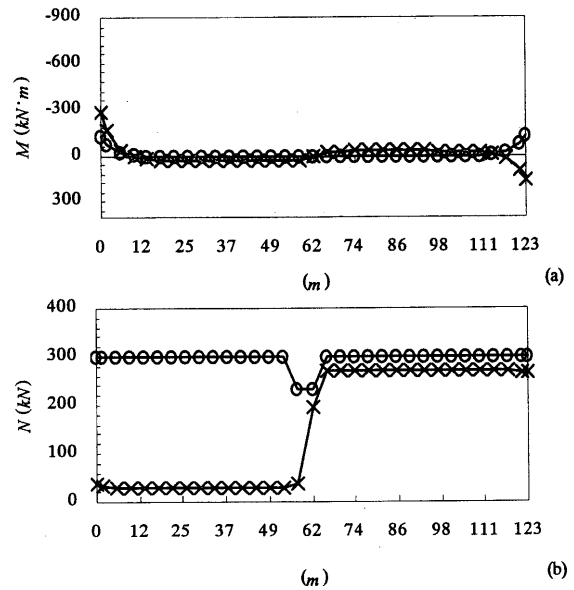


図-6.5 吊床版吊橋の M -図と N -図 ($\phi = 22\text{cm}$ の 2PC 構造主桁)

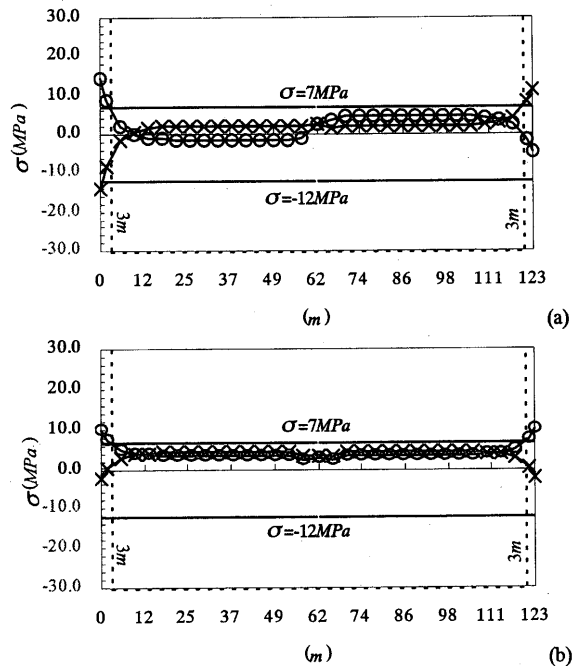


図-6.6 $\phi = 22\text{cm}$ の 2PC 構造主桁の上・下縁応力度とプレストレス

の高強度コンクリートを使用し, プレストレスの導入も合わせて検討した. プレストレス導入量の算定にあたり, アバットメント近傍は断面を増加させることから, 両岸のアバットメントから 3m (図中赤破線) を検討対象外とした. 図示する半載時における各応力度線と両岸 3m の検討除外区間を示す赤破線との交点は, 引張・圧縮側それぞれ約 7MPa と -8MPa を示している. 許容応力度が 19MPa であるので, -7~11MPa のプレストレスを導入すれば, 上・下縁共に許容応力度以下に納まることわかった.

表-8. 1 各構造主桁における完成系の連成モードとねじれ曲げ振動数比

$\phi = 16\text{cm}$ 2Steel Edge Girder		
Mode	(Hz)	f_T/f_B
Torsion Sym. 1st	2.200	1.250
Vertical Bending Sym. 3rd	1.760	
$\phi = 16\text{cm}$ 2PC Edge Girder		
Mode	(Hz)	f_T/f_B
Torsion Sym. 1st	1.640	1.093
Vertical Bending Sym. 3rd	1.500	
$\phi = 22\text{cm}$ 2Steel Edge Girder		
Mode	(Hz)	f_T/f_B
Torsion Sym. 1st	2.203	1.459
Vertical Bending Sym. 2nd	1.510	
$\phi = 22\text{cm}$ 2PC Edge Girder		
Mode	(Hz)	f_T/f_B
Torsion Sym. 1st	1.392	1.473
Vertical Bending Sym. 2nd	0.945	

7. 主桁の改良による耐風安定性向上

本研究で検討する主桁の構成は、いずれも主として耐風安定性（フラッタ特性）によって決定されている。まず、主桁の断面構成がフラッタ特性や経済性・使用性に与える影響について考察した結果を記すと、以下のようである。

- ① エッジガーダーに円形断面を適用することによって、耐風安定性が向上することは過去の検討（縄文橋²⁾、長島ダム吊橋³⁾）によって明らかであった。
- ② 床版にオープングレーティングを用いることによって床版の受風圧面積は減少し、耐風安定性は向上したが、一方、使用性（歩行性）の低下を招いた。
- ③ 使用性の向上を図るために床版表面を部分的に硬質ゴム板で閉塞したが、耐風安定性の劣化を起こした。
- ④ エッジガーダーに鋼管を用いた 2 鋼管構造主桁については、PC 吊床版主桁に比べて著しい軽量化を図ることができ、経済性は向上したが、一方、耐風安定性の劣化を生じる可能性があった。
- ⑤ エッジガーダーに PC を用いた 2PC 構造主桁については、2 鋼管構造主桁に比べ重量の増加を図ることができ、耐風安定性は向上したが、一方、経済性の劣化を生じる可能性があった。

次に、先に示した吊形式と構造主桁の提案と検討を行った結果を記すと、以下のようであった。

I $\phi = 16\text{cm}$ の楕円形 2PC 構造主桁におけるフラッタ限界風速 V_F は、迎角 $\alpha = \pm 6^\circ$ において $V_F = 46\text{m/s}$ 、迎角 $\alpha = 0^\circ$ においては $V_F = 52\text{m/s}$ を示す。

II $\phi = 16\text{cm}$ の 2PC 構造主桁においてオープングレーティング床版を約 30% 閉塞した場合、フラッタ限界風速 V_F は、迎角 $\alpha = \pm 6^\circ$ において $V_F = 32\text{m/s}$ 、迎角 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ においては $V_F = 40\text{m/s}$ 、迎角 $\alpha = -3^\circ$ においては $V_F = 50\text{m/s}$ を示し、閉塞率約 60% では全ての迎角で $V_F = 28\text{m/s}$ を示した。

いずれにしても、フラッタ特性をより一層向上させるためには、ねじれの固有振動数 f_T を上げる必要がある。そこで、ねじれ剛性 GJ の増加のために下面にも横構を配置して準閉断面構造に改良した。更に、準閉断面の GJ を増加するためには“閉断面の面積”を増す必要があるので、エッジガーダーの直径を約 16cm から約 22cm に増加させて桁高を増した。直径の増加によって、エッジガーダー自身の GJ も増加する。ただし、エッジガーダー直径を増加させると、極慣性モーメント I_p が増加して都合が悪くなることに注意を要するし、断面比（桁幅 B / 桁高 D ）が小さくなることは耐風安定性の劣化を招くことにも要注意である。

改良前と改良後の主桁諸元を比較した結果、次のことがわかった（ただし、準閉断面構造の 2PC 主桁については鋼に換算して比較した）。準閉断面構造とすることで GJ は $\phi = 16\text{cm}$ の 2 鋼管と 2PC 構造主桁で約 4 倍と約 13 倍、 $\phi = 22\text{cm}$ の 2 鋼管と 2PC 構造主桁で約 11 倍と約 33 倍になることが示された。一方、無次元質量 μ と無次元極慣性モーメント ν は、最大でも約 1.3 倍と約 1.7 倍にしかならないこともわかった。

8. ハイブリッド吊床版橋の完成系における耐風安定性

風洞試験に先立ち、2 種の構造主桁をそれぞれ用いた吊床版吊橋における固有値解析を実施した。表-8. 1 にそれぞれの固有モードと振動数を練成可能な低次の固有振動モードと振動数に限定して示す。

結果の代表例として図-8. 1 に $\phi = 16\text{cm}$ の 2PC 構造主桁に対する迎角 $\alpha = +3^\circ$ における曲げ・ねじれフラッタ実験結果を示す。図中、横軸に無次元風速 V_f 、縦軸に空力対数減衰率 δa を示し、○と×の実験値はそれぞれ基準振幅約 0.5° と約 1.0° で δa を求めたものを表わす。これにより次のことがわかる。

- ① $\phi = 16\text{cm}$ の 2PC 構造主桁を用いた吊床版吊橋におけるフラッタ限界無次元風速 V_{fr} は、迎角 $\alpha = +3^\circ$ で最も低い。この時の限界風速 V_F は約 63m/s であり、フラッタ照査風速 V_f の 50m/s よりはるかに高い。
- ② $\phi = 16\text{cm}$ の 2 鋼管構造主桁を用いた吊床版吊橋における V_{fr} は、迎角 $\alpha = +3^\circ$ で最も低い。この時の V_F は約 86m/s であり、 V_f の 50m/s よりはるかに高い。

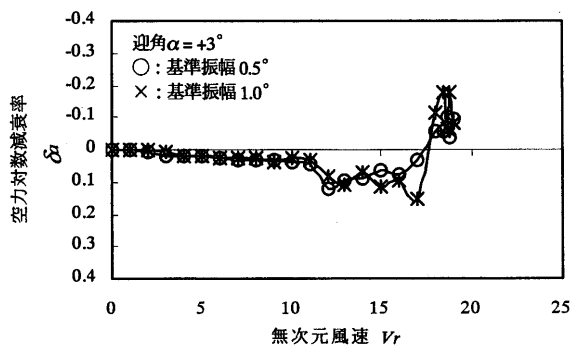


図-8.1 φ=16cm の2PC 構造主桁に対するフラッタ特性

また、オープングレーティング床版の部分的閉塞がフラッタ特性に及ぼす影響について検討した結果、2PC 構造主桁と 2 鋼管構造主桁の床版表面を約 30% 閉塞した場合、構造主桁の種類に依らずフラッタ限界風速は低下する。その低下率は、2PC 構造主桁で最大約 6 割、2 鋼管構造主桁で最大約 5 割であった。よって、部分的であってもオープングレーティング床版を閉塞することは好ましくないことがわかった。

ねじれ剛性を増加させたφ=22cm の PC と鋼の 2 種類の構造主桁の吊床版吊橋では、フラッタ限界風速の更なる増加が期待できる。その確認の目的で、この断面について風洞模型試験を実施した。ただし、実験において 2 種の主桁の検討を試みたが、2 鋼管構造主桁に対する重量が非常に小さい（実物が非常に軽量である）ために実験装置（ばね支持装置）の限界があり、2PC 構造主桁についてのみ検討した。

完成系のみならず、次に記す架設系の耐風安定性に関する検討にも利用できるように、実験では、ねじれ曲げ振動数比 f_T/f_B を 1.05~1.5 の間で変化させた時のフラッタ特性を検討した。その結果を図-8.2 に示す。図中、横軸にねじれ曲げ振動数比 f_T/f_B を、縦軸に無次元フラッタ限界風速 V_{Fr} を、実験の結果得られた各振動数比における V_{Fr} を●印でそれぞれ示す。これら実験値を Serberg 式によって得られた図中緑線の曲線にすりつけて、 $f_T/f_B - V_{Fr}$ の推定曲線を得ている。ただし、迎角 $\alpha = \pm 3^\circ, 0^\circ, -6^\circ$ においては $V_{Fr}=30$ でもフラッタを生じなかったため、 $\alpha=+6^\circ$ に対する“安全側”の結果を図示している。表-9.1 に示した連成モードにおけるねじれ曲げ振動数比を図の結果にあてはめると、 $V_{Fr}=29$ が得られる。表中のねじれ固有振動数とこの V_{Fr} から、フラッタ限界風速 V_F は、約 93m/s となる。よって、φ=22cm の 2PC 構造主桁を用いた吊床版吊橋におけるフラッタ特性は、φ=16cm の 2 種の構造主桁を用いた時よりも更に良好であることが確認された。

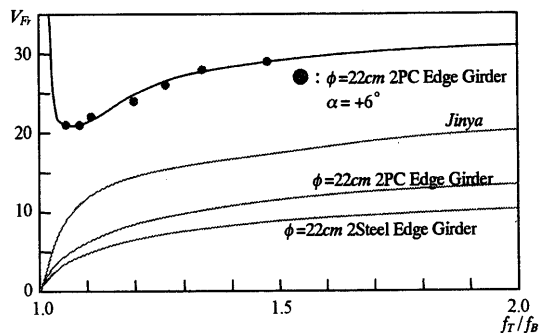


図-8.2 曲げねじれフラッタ実験結果と Serberg 曲線

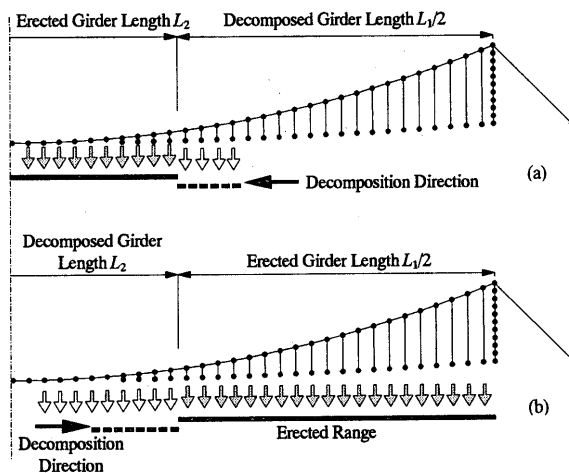


図-9.1 数値解析モデルと解体順序

図中に Jinya と記す曲線は、Serberg 式で計算した陣屋の森橋に対する V_{Fr} を示す。同橋の床版は“翼型断面”を有しているため、その V_{Fr} は Serberg 式の計算値に近い値を示す（補正係数は 1 に近いものと考えられる。本断面では、 $\alpha=0^\circ$ と $\pm 3^\circ$ における V_{Fr} は 30 以上であったため、陣屋の森橋より 5 割以上も耐風安定性が良好であるといえる。したがって図の結果は、本提案橋梁がこれほど高い耐風安定性を有することを示す極めて重要な技術資料であることを示している。

図示していないが、鉛直曲げモードの渦励振については、迎角 $\alpha = \pm 3^\circ, 0^\circ$ において $[\delta_a]_M$ はいずれも正であり、励振を生じないことが確認された。また、ねじれモードの渦励振については、負の δ_{aFS} が低風速の狭い風速域で生じるものの、その絶対値は構造対数減衰率 $\delta_s = +0.02$ より小さいことが示された。よって、φ=16cm の 2 種の構造主桁に対する渦励振については、ねじれと鉛直曲げモードのいずれにおいても安定であることが示された。

9. 架設系における静力学特性¹¹⁾

吊形式橋梁の架設系においては変形が大きく、幾何学的非線形性を考慮した大変形理論に基づく解析を行う必要がある。本研究では接線剛性法¹⁰⁾を用いて解析を行った。架設系の解析は図-9.1 に示す平面解析モデ

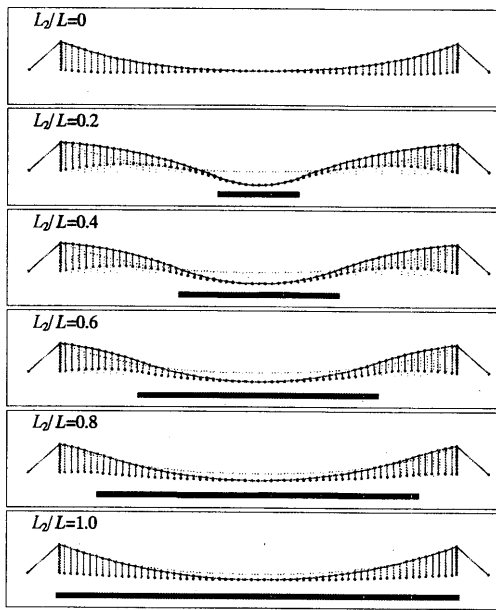


図-9. 2 側方架設法の各架設段階におけるケーブル変位

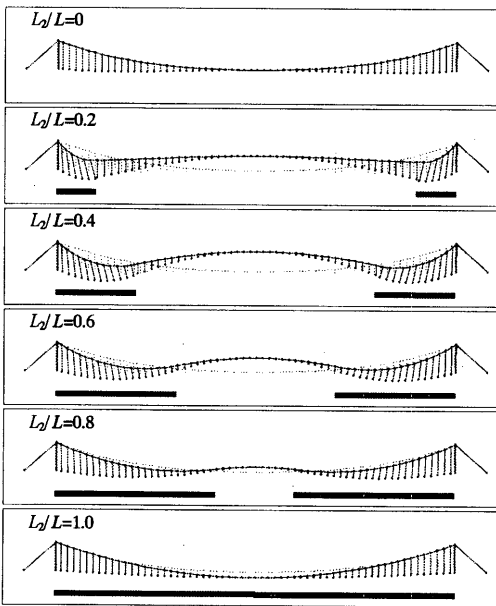


図-9. 3 側方架設法の各架設段階におけるケーブル変位

ルを用いて完成形からセグメントを取り除いていく、いわば架設手順を逆に辿っていく解体計算方式で行った。手順としては、セグメント重量を鉛直吊材下部節点に載荷させた。セグメント相互は仮結合されているので、吊材下部節点の水平変位を拘束した。‘解体’とは、このセグメント重量の除去を指し、除荷とともに吊材下部節点の水平変位拘束も解除した。本解析モデルにおいては、ケーブルと塔の自重も考慮すると同時に、ケーブルと吊材の長さとしては、完成系における値を使用した。なお、この解析モデルのケーブルと吊材にはばね要素(軸力部材)を、主塔にははり要素を

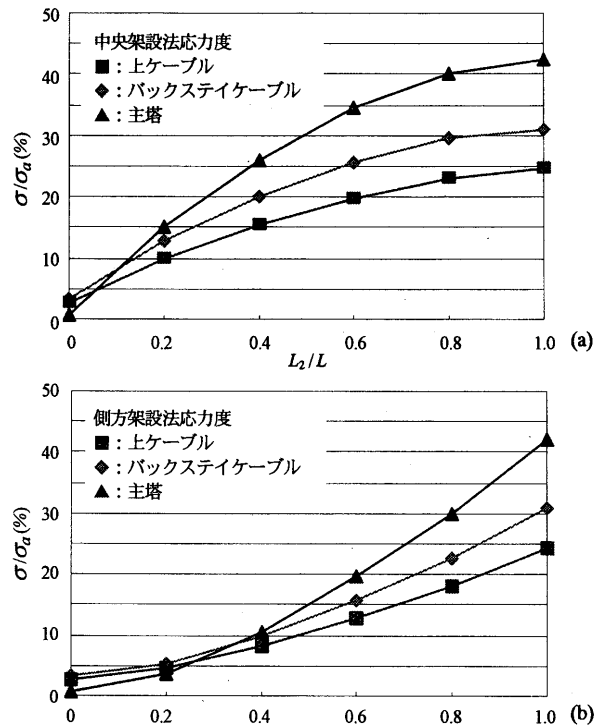


図-9. 4 2種の架設法の各架設段階における応力度照査

それぞれ用いている。

架設時における静解析は、 $\phi = 22\text{cm}$ の 2PC 主桁構造についてのみ行った。2種類の架設法に対する結果を以下に示す。

(I) 中央架設法

中央架設法に対する解析結果の一部を図-9. 2 に示す。図は上ケーブルのたわみ曲線であり、架設セグメント長 L_2 がゼロ(上ケーブルのみ架設)のとき、および $0.2L$, $0.4L$, \dots , $1.0L$ (L はスパン長)の各架設段階における変位状態を示す。 $L_2/L=0$ ではカテナリー(懸垂)曲線を示しており、セグメント重量を載荷したときに側方の非載荷部が上方に変位する様子を示す。最大たわみは上・下方向いずれにおいても $L_2/L=0.2$ 付近で生じ、上方向に約 1.2m 、下方向に約 1.6m 変位した。 $L_2/L=1.0$ (完成状態)における最大たわみは全死荷重載荷によるケーブルの弾性変形を示しており、約 0.7m の変位を示した。塔頂部における上ケーブルとバックステイクケーブルの張力の変化は、架設長の増加に伴って張力が一様に増加した。また、塔頂部における水平変位および塔基部における曲げモーメントにおいても一様に増加することが示された。

(II) 側方架設法

側方架設法の解析結果の一部を図-9. 3 に示す。図は上ケーブルのたわみ曲線であり、径間側方部にセグメント重量を載荷したとき径間中央の非載荷部ケーブル

図-10. 1 2種の架設系における連成可能な振動数と振動数比、およびフラッタ限界風速

	L_2/L	Mode	f (Hz)	f_T/f_B	V_{Fr}	V_F (m/s)
Center-to-Side	0.2	Torsion Sym. 1st	1.269	1.140	23.2	67.8
		Vertical Bending Sym. 1st	1.113			
	0.4	Torsion Sym. 1st	1.183	1.030	21.5	58.5
		Vertical Bending Sym. 2nd	1.148			
	0.6	Torsion Sym. 1st	0.992	1.768	31.2	71.1
		Vertical Bending Sym. 1st	0.561			
0.8	Torsion Sym. 1st	0.798	1.727	31.0	57.0	
	Vertical Bending Sym. 1st	0.462				
Side-to-Center	0.2	Torsion Sym. 1st	2.246	2.372	35.7	184.6
		Vertical Bending Sym. 1st	0.947			
	0.4	Torsion Asym. 1st	1.120	2.752	49.0	126.2
		Vertical Bending Asym. 1st	0.407			
	0.6	Torsion Asym. 1st	1.317	1.669	30.9	93.5
		Vertical Bending Asym. 2nd	0.789			
	0.8	Torsion Asym. 1st	0.973	1.418	29.0	64.8
		Vertical Bending Asym. 2nd	0.686			

が上方に変位する。この上方変位の最大値は $L_2/L=0.4$ の時に約2.4mであり、前記中央架設法におけるその約3倍であるのに対し、下方変位の最大値は中央架設法の約6割である。図示していないが、上ケーブルとバックステイケーブルの最大張力、塔頂部の水平変位ならびに塔基部の曲げモーメントは、中央架設法で得られた結果と同様に架設長の増加に伴って一様に増加するが、下に凸の曲線を示す点で異なっている。

(Ⅲ) 応力度照査

以上に記した解析値から、各部材の最大応力度 σ を求めてプロットすると図-9.4のようになる。ただし図の(a), (b)は、中央架設法と側方架設法に対する結果であり、許容応力度 σ_c に対する比(%)で表わされている。いずれの部材においても、応力度は許容値をはるかに下回っていることが図よりわかる。なお、架設時における許容たわみについては、規定が見当たらないので議論できないが、上記の絶対最大たわみは過大変形がないことだけは評価できよう。

10. 架設系における耐風安定性

2種類の架設法の架設系における耐風安定性の照査は、吊床版吊橋の $\phi=22\text{cm}$ 2PC主桁構造についてのみ検討した。検討にあたっては、前記図-8.2を用いた。固有値解析結果より架設各段階における連成可能なねじれ1次固有振動数と曲げモードの固有振動数(ねじれ・曲げ振動数比 f_T/f_B)と図中の曲線からフラッタ限界風速を推定し、得られた無次元フラッタ限界風速 V_{Fr} と実橋のフラッタ限界風速 V_F を表-10.1に併せて示す。

これにより次のことがわかる。

1. 側方架設法は中央架設法に比べ、架設時の耐風安定性において L_2/L に依らず良好な耐風安定性を示す。
2. 中央架設法における実橋の V_F は、 $L_2/L=0.8$ 付近で最低値の約55m/sを示す。これは完成系のフラッタ限界風速 V_F の約6割であるが、フラッタ照査風速

V_{Fr} : 46m/sより高い。この V_{Fr} は、架設期間1年で海面上20~25mに本橋が位置するものとして設定したものである。

3. 側方架設法における実橋の V_F は、 $L_2/L=0.8$ 付近で最低値の約65m/sを示す。これは完成系の V_F の約7割であるが、 V_{Fr} よりはるかに高い。

結局、本提案橋梁は、架設時でも完成系同様、フラッタに対して安定であることが明らかにされた。

11. まとめ

最終的に提案した $\phi=22\text{cm}$ の2PC主桁構造を有する吊床版吊橋における静力学特性は、完成系・架設系共に各ケーブルにおける応力度がその許容応力度を大きく下回っており、エッジガーダーに関してもプレストレスを導入することによって問題が解消されることが明らかになった。また、耐風安定性においてもフラッタ限界風速 V_F は、 $\alpha=+6^\circ$ で約93m/sであり、渦励振に関しても問題がないことが明らかにされ、架設系においても良好な耐風安定性が示された。

謝辞

本研究の遂行と論文のとりまとめにあたり、懇切丁寧な御指導を賜りました九州産業大学工学部土木工学科吉村健教授に深く感謝の意を表します。また、貴重な御意見・御指導をいただきました副査の九州産業大学工学部土木工学科水田洋司教授、九州工業大学工学部建設社会工学科久保善延教授に深く感謝の意を表します。

また、本研究が日韓の産官学による共同研究として行われ、その中で御助言・資料提供など迅速な対応を賜りました方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中孝久: ハイブリッド吊床版歩道橋の提案とその構造特性に関する研究, 九州産業大学学位論文, 平成16年3月。
- 2) T. Yoshimura, Y. Mizuta, M.G. Savage and G. Liu: Half Circular and Half Elliptic Edge Modifications for Increasing Aerodynamic Stability of Stress-Ribbon Pedestrian Bridges, *J. Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, Vol.69-71, pp.861-870, 1997.
- 3) 水田 洋司, 吉村 健, 城 秀夫, 劉 貴位: 鋼吊床版歩道橋の一提案とその力学的特性, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1191-1196, 1996.
- 4) 株式会社マエダ: 陣屋の森吊橋設計業務 上・下部工設計計算書, 1993.3.
- 5) 吉村 健, 水田 洋司, 篠原 輝之, 町田 信彦, 高橋 紀登: 吊形式歩道橋の耐風安定化対策法に関する二, 三の提案とその道路橋への適用, 九州産業大学工学部研究報告, 第36号 pp.203-208, 平成11年2月。
- 6) T. Yoshimura, Y. Mizuta, N. Takahashi, T. Tanaka, W.-H. Kang, K.-K. Choi, S.-D. Kwon, T. Shinohara and K. Sato: Aerodynamic Stability of Proposed Hybrid Stress-ribbon Bridges, *Proc. 1st Int. Symp. On Wind and Structures for 21st Century*, pp.153-162, 2000.
- 7) 吉村 健, 水田洋司, W.-H. Kang, 須藤 誠, 篠原輝之, 高橋紀登, 田中孝久: ハイブリッド吊床版橋の提案と耐風安定性, 第16回風工学シンポジウム論文集, pp.375-380, 2000.
- 8) T. Tanaka, T. Yoshimura, N.J. Gimsing, Y. Mizuta, W.-H. Kang, M. Sudo and T. Shinohara: Proposal for a Stress-Ribbon Cable-Stayed and a Stress-Ribbon Suspension Bridges and Their Aerodynamic Stability, *J. Wind Eng. (Proc. 5th Asia-Pacific Conf. on Wind Eng.)*, No.89, pp.401-404, 2001.
- 9) T. Tanaka, T. Yoshimura, N.J. Gimsing, Y. Mizuta, W.-H. Kang, M. Sudo, T. Shinohara and T. Harada: A Study on Improving the Design of Hybrid Stress-Ribbon Bridges and Their Aerodynamic Stability, *J. Wind Eng. And Industrial Aerodynamics*, Vol.90, pp.1995-2006, 2002.
- 10) 土木学会 鋼構造委員会 ロングスパン・スペース構造研究小委員会: 鋼構造シリーズ11 ケーブル・スペース構造の基礎と応用, 丸善出版, 1999.
- 11) 原田健彦, 田中孝久, 吉村健, 井嶋克志, 別府琢磨: 土木構造・材料論文集, No.20, 掲載可, 2004.12.