

PC無補剛吊橋の構造特性と設計

STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND DESIGN METHOD OF THE PC SUSPENSION BRIDGE

谷内祐一*、熊倉雄一**、村上敏夫***、阿部英彦****、岸靖佳*****、渡部寛文*****

Yuichi YANAI, Yuichi KUMAKURA, Toshio MURAKAMI

Hidehiko ABE, Yasuyoshi KISHI, Hirofumi WATANABE

* (株) 富貴沢建設コンサルタンツ 技術部 (〒321-0934 栃木県宇都宮市築瀬 2-13-26)

** 栃木県 栃木土木事務所 (〒328-8504 栃木県栃木市柳橋町 24-13)

*** 栃木県 道路維持課 (〒320-8501 栃木県宇都宮市塙田 1-1-20)

**** 工博 足利工業大学教授 工学部土木工学科 (〒326-0845 栃木県足利市大前町 268-1)

***** (株) 富貴沢建設コンサルタンツ 技術部 (〒321-0934 栃木県宇都宮市築瀬 2-13-26)

***** 川田建設(株) 工事本部開発部 (〒114-0023 東京都北区滝野川 6-3-1)

A prestressed concrete suspension bridge without stiffening girder was constructed for the first time in Japan. The present paper reports the structural characteristics, design method and the test results of this new type of bridge. The characteristics of the bridge are as follows :

- (1) The deck is composed of 38 precast concrete blocks. They are connected and compressed by prestressing steel cables.
- (2) The concrete deck has a function as the stiffening girder for the suspension bridge under loading up to 150 kgf/m^2 .
- (3) The wind cables can be omitted as the result of analysis.
- (4) The analytical results of deformation and vibration were verified by loading tests conducted on the completed bridge.

Key Words : suspension bridge, precast deck, wind cable

1. はじめに

本橋は渡良瀬遊水地壬生自転車道の黒川横断部に計画されたものである。現在、兩岸では河川環境整備と東雲公園の整備が進められており、本橋は兩岸の公園を結ぶ連絡橋となるので、公園のシンボルとして特に景観への配慮が求められた。また自転車道の計画縦断線形により、路面と構造下端との間の寸法を 50 cm 程度に抑えることが必要となった。検討の結果、ケーブルが構成する優美さ、塔によるシンボル性、さらに構造高さなどを考慮し、PC無補剛吊橋(図-1)を採用することになった。この形式は国内初の試みであり、構造上、幾つかの特徴的な性質を有している。

本報告はその構造特性と設計および本橋完成後に行った性能確認試験について述べる。

2. 設計概要

構造形式：単径間PC無補剛吊橋

橋 長：96.50m

中央径間：94.50m

主 塔：熱間成形角形鋼管 70 cm×70 cm H=18.70m

有効幅員：4.00 m (中央部) ~ 6.00 m (端部)

縦断勾配：1/94.5 放物線 (平均 2.1 %)

床 版：プレストレストコンクリート

床版厚 14 cm (中央部) ~ 50 cm (ハガー部)

設計基準強度 500 kgf/cm²

PC鋼材：縦締め 19-S15.2B

横締め 1-S15.2B

ケーブル：スパイラル 1×217 ϕ 104 mm

破断強度 1001.0 tf、安全率 $F_s \geq 3.0$

ハンガー：ストランド 7×7 ϕ 24 mm

破断強度 40.4 tf、安全率 $F_s \geq 3.5$

等分布荷重：350 kgf/m² (ケーブル張力計算時)

500 // (床版、ハガー、せん断-設計時)

150 // (補剛材としての応力検討時)

100 // (地震時)

風 荷 重：450 // (設計風速 55 m/s)

緊急車両荷重：5.0 tf

設計水平震度：Kh=0.2

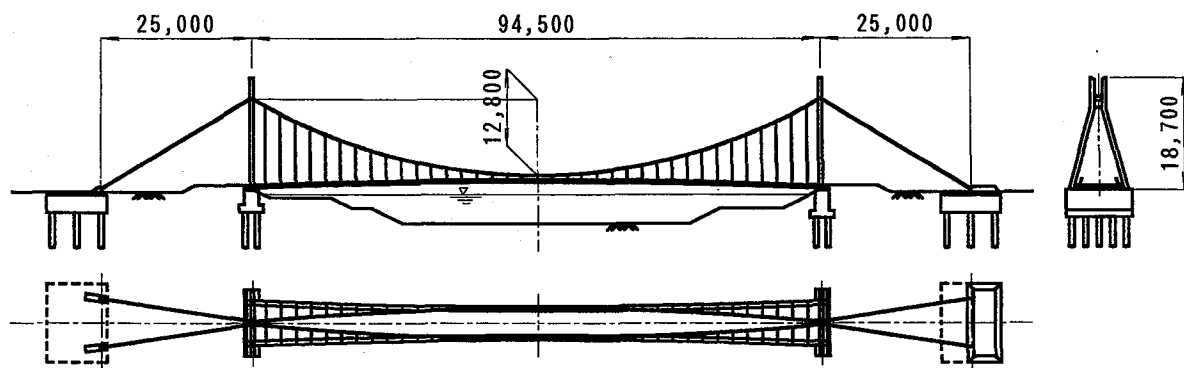


図-1 橋梁全体の一般図

3. 床版の設計

床版はハンガー間隔で分割された 38 個のプレキャストコンクリート製（図-2）のブロックから成り、床版厚さは 14 cm、ハンガー定着部の厚さは 50 cm である。床版の設計は以下に述べる方法で行った。

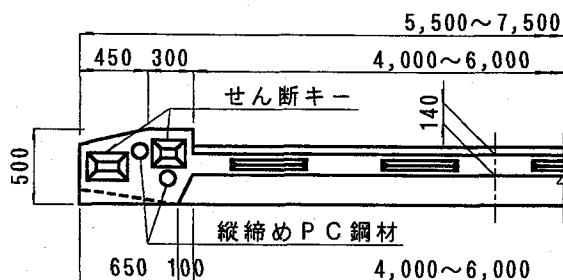


図-2 床版の断面図

を載荷すると同時に、この活荷重による応力を合成しても床版の断面内に引張りが生じないことを確認した。

架設時における床版の定着は、橋軸方向の一端をハンガーで支え、他端を隣接ブロックに架設用ブラケットで仮留めし（図-3）、全ブロックを架設した後に縦締め PC 鋼材により緊張して一体化した。

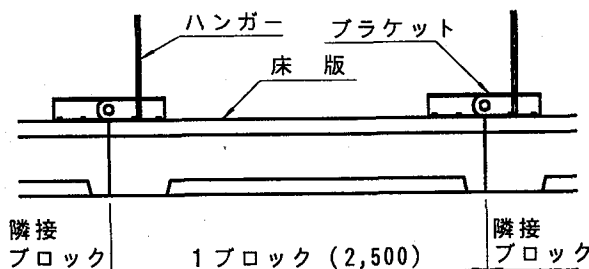


図-3 床版の定着方法

3. 1 設計荷重時及び地震時の応力照査

床版及びせん断キーの応力照査は、道路橋示方書より、群集荷重 500 kgf/m²を用いてブロック単体として行った。また、床版の横剛性の大きさ及び縦締め PC 鋼材による一体化（緊張力を約 1,200 t 導入）を考慮し、床版を補剛桁と見なした場合の活荷重応力を Peery の影響線解法により求め照査した。その結果、垂直面内方向では通常の使用範囲であると想定した群集荷重 150 kgf/m²に対して、床版には引張りが生じることが無く、補剛桁として機能することを確認した（表-1）。

表-1 垂直面内の曲げモーメント及び合成応力度

		正曲げ時	負曲げ時
曲げモーメント (tf・m)		33.4	-29.7
合成応力度 (kgf/cm ²)	上縁	160	14
	下縁	3	169

同様に、水平方向（橋軸直角方向）についても地震時活荷重 100 kgf/m²を含めた地震荷重（水平震度 K_h=0.2）

3. 2 破壊に対する安全度の検討

上述のように、本橋の床版は群集荷重 150 kgf/m²まではフルプレストレスの状態である。しかしこれを越える荷重が作用すると、いずれかのブロックの継ぎ目部でひび割れの発生が想定される。ひび割れ発生後の継ぎ目部断面は、さらなる荷重の増加に伴い、圧縮側コンクリートと引張側 PC 鋼材のひずみが釣り合いを保ちながら増大し、これらのどちらかが終局ひずみに達した時（終局時）、この継ぎ目は塑性ヒンジとなって吊橋としての剛性が低下する。本橋の床版断面における終局時の曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント）は、釣り合い計算により 168.2 tf・m と算出された。

一方、終局荷重として群集荷重の 2.5 倍（150×2.5=375 kgf/m²）を作用させた時の最大曲げモーメント（終局荷重時曲げモーメント）は、前出の影響線解法より 79.6 tf・m を得た。従って、曲げ破壊安全度は 2.11 となり、本橋は過大荷重作用時に床版継ぎ目部にひび割れが発生するものの、床版の破壊には至らず安全性が確保されていることが判った。なお、本計算で得た終局荷重時曲げモーメントはひび割れ発生を考えない断面に対する

ものであり、実際にはひび割れ発生によってモーメントの再分配が起こるため、より安全側の値となる。

4. ひび割れ発生後における床版の挙動の検討

前項の検討により、過大荷重の载荷に対して本橋が致命的な破壊を起こさないことが判った。そこで、ひび割れ発生後の橋全体の挙動に対し解析的検討を行った。

1) 解析条件

本橋のブロック継ぎ目部には、引張に抵抗する断面要素として P C 鋼材のみが配置されており、これは比較的低荷重 (150 kgf/m^2) までフルプレストレスを保証するものである。P C 鋼材のみが配置された断面におけるひび割れ幅は土木学会コンクリート示方書に示されていないが、鉄筋が配置された一般の断面に比べてひび割れ幅が大きくなる可能性がある。そこで、安全側を考え、ひび割れ発生後の断面は曲げに対して抵抗力を失う（その点における曲げモーメントが 0 になる）という仮定を設け、すなわち、ヒンジと見なして以下に示す条件で解析を行った。

①ヒンジは、ブロック継ぎ目部において最初に引張りが生じた部分に発生する。②ヒンジが発生するモーメントは表-1の結果を参考に $35 \text{ tf}\cdot\text{m}$ とし、荷重を増加した時、最初にこれを越えた1箇所のみに発生する。③ヒンジ発生後、その部分における曲げモーメントは 0 とする。④解析の範囲は、荷重を増加して2個目のヒンジが発生する時点までとする。

2) 荷重载荷方法

ヒンジを発生させる载荷方法として次の2ケースを考慮する。

ケース1：1個目のヒンジ発生後、対岸から別の荷重を新たに作用させて2個目のヒンジを発生させる。

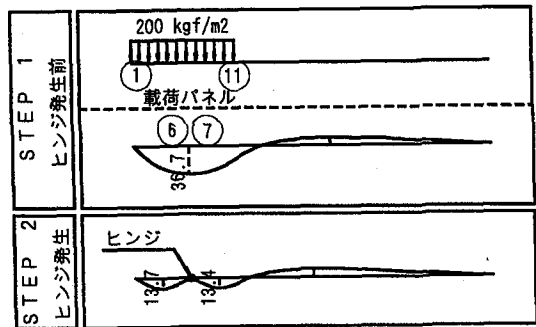
ケース2：1個目のヒンジ発生後、その荷重を対岸に向かって延長し、2個目のヒンジを発生させる。

3) 解析結果

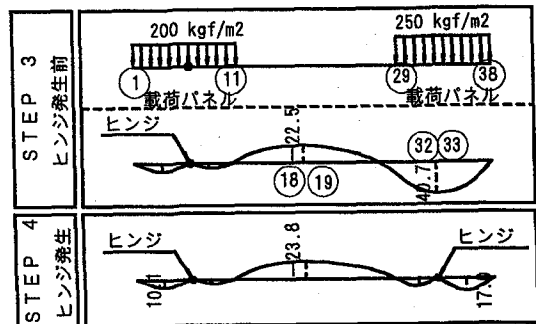
図-4に各荷重ケースの载荷状態及び曲げモーメントを示す。これより次のことが判った。①ヒンジ発生により、発生前の曲げモーメントは $1/2$ 以下に減少する。②ヒンジは荷重状態に関わらず、ほぼ左右対称の位置に発生する。③群集荷重 250 kgf/m^2 までには2箇所発生する。

5. ケーブル類の設計

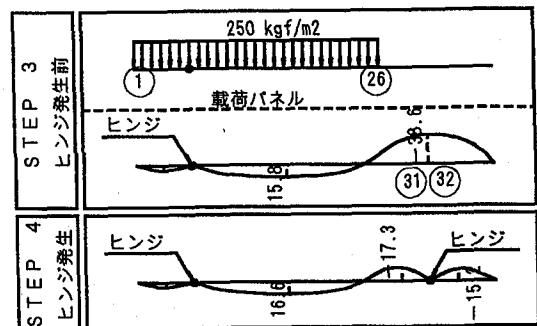
ケーブル最大張力はバックステーの塔頂付近で発生し、等分布荷重 (350 kgf/m^2) 全載時で1本あたり 321 tf となる。道路橋示方書に規定された安全率 3.0 以上を確保するため、ケーブルにはスパイラルロープでも太径の $\phi 104 \text{ mm}$ を用いた。また、有効幅員が橋軸方向で変化



(a) 1 個目のヒンジ発生時



(b) 荷重ケース1（2 個目のヒンジ発生時）



(c) 荷重ケース2（2 個目のヒンジ発生時）

図-4 解析結果（曲げモーメント）

するためにハンガー張力は主塔に最も近いハンガーで最大となり、群集荷重 (500 kgf/m^2) 全載時で 11.4 tf である。ハンガーには構造用ストランドロープ $\phi 24 \text{ mm}$ を用いた。ただし、ハンガー長の短い支間中央付近の7本については、ストランドロープではなくアイフークを用いた。

6. 主塔の設計

主塔断面は、景観面で目立った存在となり、特に留意する必要があるので角部が円弧状となる熱間成形角形鋼管 ($70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$) を用いることにした。この部材には角溶接が無いので、製作、経済性及び耐震性に優れている。

また、塔の正面形状も、景観面の配慮から逆Y形とし、塔頂サドルを支持する横梁と曲げ加工された化粧板により構成されている（図-5、6および7）。

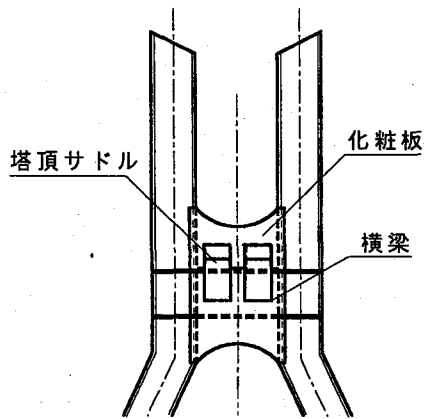


図-5 主塔の正面図

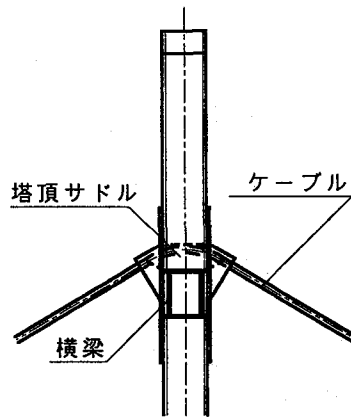


図-6 主塔の側面図

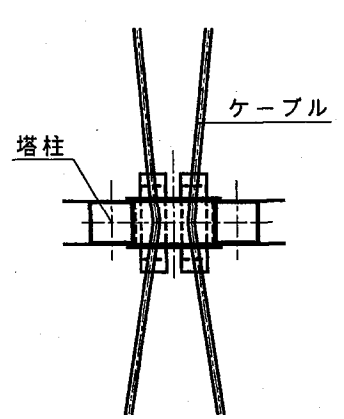


図-7 主塔の平面図

一般に、無補剛の中小吊橋の主塔形式は、施工性から下端をヒンジとする場合が多いが、本橋は維持管理を考慮して下端固定とした。下端固定の構造にした場合、ケーブル架設後、主塔を塔頂位置で約7cm アンカー側に引き込む（セットバック）必要がある。これは、床版重量によってケーブルが伸び、完成時に主塔が中央径間側に傾くのを防ぐためであるが、セットバックの水平力による主塔基部の照査を行う必要がある。

7. 耐風索の検討

一般に、無補剛の中小吊橋の設計で考慮する水平荷重は、地震荷重と風荷重であるが、この水平荷重をすべて耐風索が負担するものとしている。しかし本橋の場合、実際には床版の横剛性が耐風索に比べてかなり大きいので、耐風索自体の効果について検証した。さらに動的安定性を確認するため、固有値解析によって求められる垂直面内外のねじれ及びたわみ振動数を用いて曲げねじれフラッターの発生限界風速を求めた。

7.1 検討の概要

次の荷重ケースに対して立体骨組モデルによる耐風索の効果を検証した。

ケース1：面外風荷重 $w=450 \text{ kgf/m}^2$

ケース2：面外地震荷重 $k_h=0.20$

面内活荷重 $q=100 \text{ kgf/m}^2$

ケース3：振動モード

7.2 骨組モデル

骨組モデルには橋梁全体を考慮し、さらにケーブルには、床版、橋面、ケーブル、ハンガー、耐風索荷重による力の釣合いなどを考慮して張力を作用させ、これらの死荷重が載荷された状態で計画路面線形となるようにモデルを設定した。

耐風索の効果を検証するため、以下の3モデルによる解析を行った。

モデル1：耐風索有り（グラウトを行い、床版と一体化する）

モデル2：耐風索無し

モデル3：耐風索有り（アンボンドケーブルを用いる）

各部材の結合状態及び境界条件は、図-8及び表-2に示すとおりとする。

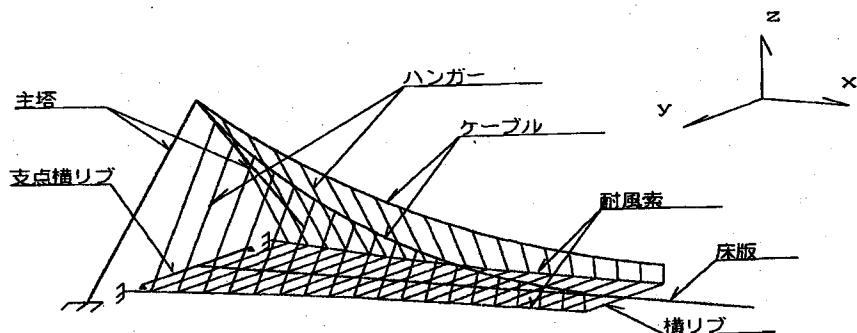


図-8 骨組みモデルの説明図

表-2 境界条件表

	床 版		主塔	ケーブル	耐風索	耐風索と横リブ		
	橋梁中心	支点	支点	アンカー	アンカー	モデル1	モデル2	モデル3
Ux	固定	自由	固定	固定	固定	固定	——	自由
Uy	自由	固定	固定	固定	固定	固定	——	固定
Uz	自由	固定	固定	固定	固定	固定	——	固定
θx	自由	自由	固定	自由	自由	固定	——	固定
θy	自由	自由	固定	自由	自由	固定	——	固定
θz	自由	自由	固定	自由	自由	固定	——	固定
						グラウト	耐風索無し	アンボンド

7.3 解析結果

各ケースに対する解析の結果は下記のとおりである。

1) ケース1：面外風荷重 (w = 450 kgf/m²)

	面外 たわみ (mm)	面外曲げ モーメント (tf・m)	耐風索の 最大張力 (tf)
モデル1	13	229	50 (+20)
モデル2	22	357	—
モデル3	22	355	30.5

①風上側の接点に w=450 kgf/m² の面外風荷重を作用させた場合、耐風索を床版と一体化させたモデル1では、たわみ、曲げモーメントとも耐風索を用いないモデル2の60%に低減することができる。②張力は30tの初期プレストレスに対して20t増加する。③アンボンドケーブルを用いて橋軸方向の移動を拘束しないモデル3の場合は耐風索効果がほとんどない。

2) ケース2：面外地震荷重 (Kh=0.20)

	面外 たわみ (mm)	面外曲げ モーメント (tf・m)	耐風索の 最大張力 (tf)
モデル1	33	577	78 (+48)
モデル2	56	905	—
モデル3	56	900	31.2

①設計水平震度 Kh=0.20 の面外地震慣性力を作用させた結果は、ケース1と同様となった。

②ケース1及びケース2での立体骨組解析を行った結果、PC無補剛吊橋の場合は自重が大きいために地震時の面外曲げモーメントが風時の約2.5倍となり、静的荷重に対して耐風索は不要である。

3) ケース3：振動モード

	面内 たわみ (Hz)	ねじれ (Hz)	面外横 たわみ (Hz)	フラッター-限 界風速 (m/s)
モデル1	0.458	3.232	1.366	64.4
モデル2	0.408	3.218	1.048	64.2
モデル3	0.425	3.157	1.028	63.0

動的安定性を確認するため、固有値解析によって面内外のねじれ、たわみ振動数を求め、これらを下式に代入して曲げねじれフラッター発生限界風速を計算した。固有値解析における振動モードを図-9～11に示す。

$$V_{cr} = 38.12 \times \frac{(m \cdot I_{\theta})^{1/4}}{(B/2)^{1/2}} \times \sqrt{\omega_{\phi}^2 - (\omega_{\eta}/\omega_{\phi})^2}$$

ここに、V_{cr}：曲げねじれフラッター発生限界風速

B：橋幅

m：単位長さあたり質量

ω_η：面内たわみ振動数

I_θ：極慣性モーメント

ω_φ：ねじれ振動数

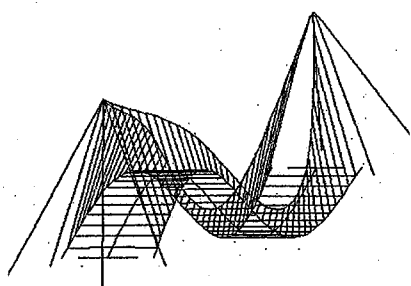
以上より、曲げねじれフラッター発生限界風速 (64.2 m/s) は設計風速 (55 m/s) を上回り、耐風索を省略した場合でも静的、動的に安定であることがわかった。

8. 性能確認試験

本橋の設計理論の妥当性を検証するため、以下に述べる2種類の試験を行った。

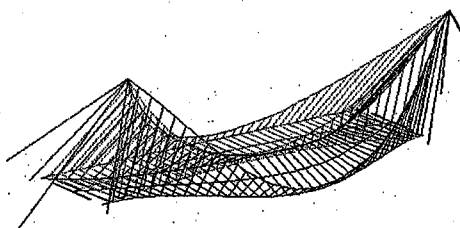
1) 静的たわみ試験

乗用車数台を支間中央付に載荷し、次に1/4付近に載荷



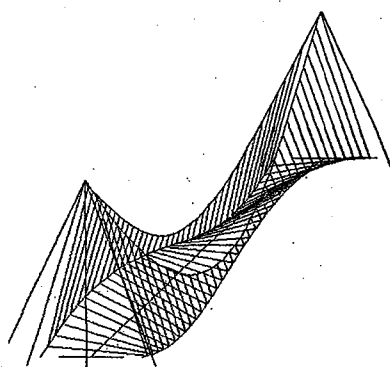
面内たわみ (Model1)

$f = 0.458 \text{ Hz}$



面外横たわみ (Mode5)

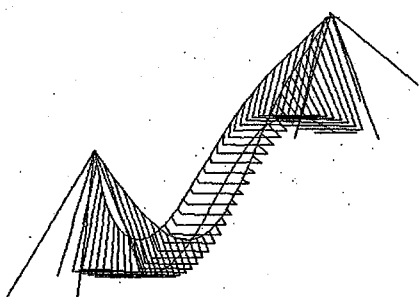
$f = 1.366 \text{ Hz}$



ねじれ (Model13)

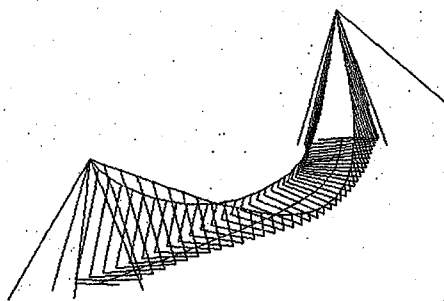
$f = 3.232 \text{ Hz}$

図-9 モデル1の振動モード図



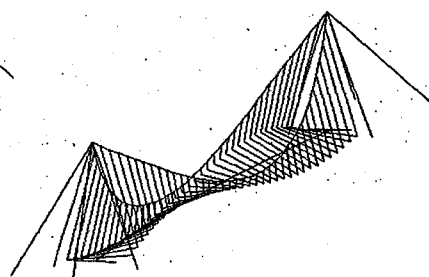
面内たわみ (Model1)

$f = 0.408 \text{ Hz}$



面外横たわみ (Mode5)

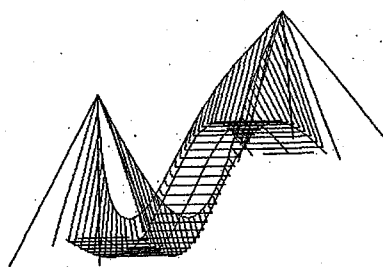
$f = 1.048 \text{ Hz}$



ねじれ (Model13)

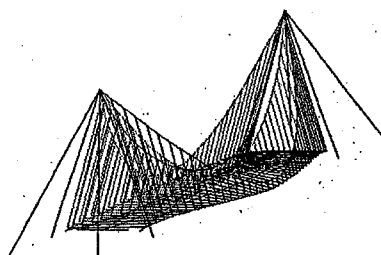
$f = 3.218 \text{ Hz}$

図-10 モデル2の振動モード図



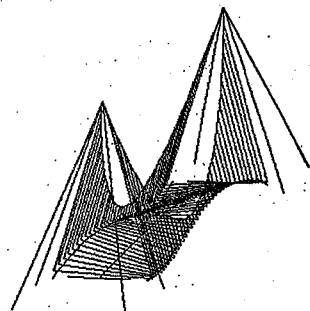
面内たわみ (Model1)

$f = 0.425 \text{ Hz}$



面外横たわみ (Mode5)

$f = 1.028 \text{ Hz}$

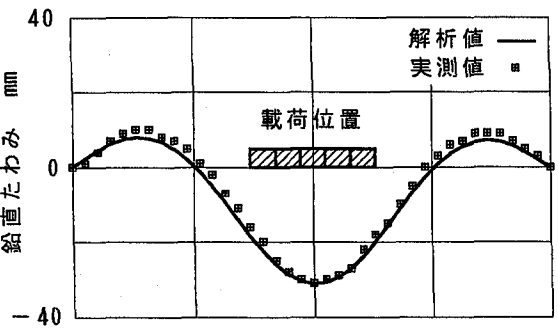


ねじれ (Model13)

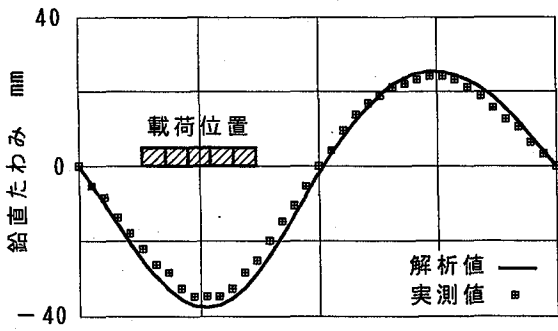
$f = 3.157 \text{ Hz}$

図-11 モデル3の振動モード図

荷した。それぞれの場合に対して鉛直たわみを測定した結果は図-12 のとおりで、解析値と実測値とは良好な近似を示した。



(a) 中央付近に载荷の場合



(b) 1/4付近に载荷の場合

図-12 静的たわみの実測値と解析値との比較

2) 固有振動試験

試験者 1, 2 名が橋面上を一定速度 (0.5~3.0 Hz) で歩行または定位置でジャンプし、その垂直面内及び水平 (橋軸直角) 方向の応答を加速度センサーで測定した。

結果は表-3 に示すとおり、実測周波数は解析周波数にかなり近い値となった。これにより、本橋が理論どおりに挙動していることが判った。

また、得られた振動波形から対数減衰率を求めたところ、0.025 という数値を得たが、これは一般的な P C 吊床版橋と P C 斜張橋の中間的な値である。

表-3 固有周波数測定結果

	実測値 (H z)	解析値 (H z)
面内たわみ	0.550	0.465
面外たわみ	1.225	1.157
ねじれ	3.375	3.274
対数減衰率	0.025	—

8. 結論

結論として次の事が明らかになった。

(1) この形式の吊橋には床版の他に特に補剛桁が設けられていないが、プレキャスト床版ブロックを縦締め P C 鋼材でプレストレスを与えてこれを一体化することにより、床版は通常の荷重範囲では補剛桁としての十分な剛性を有する。

(2) 過大荷重作用時には、床版のブロック継ぎ目部において、ひび割れが発生するものの、床版の破壊には至らず安全性が確保されていることが判った。また、ひび割れ後の挙動について解析を行った結果、群集荷重 250 kgf/m² までの範囲では発生するひび割れの数 は 2箇所である。

(3) 水平 (橋軸直角) 方向については床版の持つ高い面外剛性により、耐風索無しで優れた耐風安定性を発揮する。

(4) 性能確認試験の結果からは、静的、動的な応答が設計値とほぼ一致し、設計理論の妥当性が証明された。

9. おわりに

本橋の供用開始は、現在整備が進められている東雲公園の開園に合わせて行われる予定である。本橋の架橋位置周辺は桜堤の名所となっていることから、特に、この桜並木が満開になる時期には多くの花見客が訪れ、本橋を利用して戴けるものと思われる。

最後に、本橋の計画、設計および施工が無事に完了することができたのも、関係者各位の多大なるご協力によるものである。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 米田昌弘：吊形式橋梁の固有振動特性と風による振動に及ぼす構造的要因の影響に関する研究，東京大学博士論文，昭和 62 年 11 月
- 2) 岸 靖佳：P C 無補剛吊り橋の設計と構造特徴について，土木学会第 24 回関東支部技術研究発表会講演概要集，pp.86-87，平成 9 年 3 月
- 3) 渡部寛文：P C 無補剛吊橋の設計と施工計画，第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.667-670，1997 年 10 月
- 4) 谷内祐一：P C 無補剛吊橋の設計について，土木学会第 25 回関東支部技術研究発表会講演概要集，pp.964-965，平成 10 年 3 月
- 5) 谷内祐一：P C 無補剛吊橋の設計について，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，第 I-A 部，pp.86-87，平成 10 年 10 月
- 6) 渡部寛文：東雲さくら橋 (プレキャスト P C 吊橋) の設計・施工と性能確認試験，第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，1998 年 10 月

(1998 年 9 月 18 日受付)