

連続構造上路式吊床版橋の構造特性について

近藤真一¹・花岡志郎²・中井裕司¹

¹正会員 住友建設株式会社 土木本部技術部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4)

²正会員 静岡県 土木部道路総室 (〒420-8601 静岡県静岡市追手町9番6号)

連続構造上路式吊床版橋では、活荷重載荷に伴い吊床版に生じる水平力による橋脚の変形を抑えることで、吊床版取付部の曲げモーメントや吊床版のたわみを低減させることができる。この目的で、上床版端部を橋台と弾性結合する構造を考案したが、本論文では、この弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋の構造特性について示すとともに、端部ばね定数を簡略的に設定する手法を提案した。また、構造特性を把握するために行った解析の妥当性を、実橋における静的・動的載荷試験結果により確認した。

Key Words : stress ribbon bridge, roadway slab decks, elastic connection, inverted suspension bridge

1. 結 言

上路式吊床版橋は、吊床版の上に鉛直材を介して路面となる上床版を載せた構造の橋である。海外では、1971年にノルウェーで支間85mのKollstrømmen橋¹⁾、1972年にコスタリカで支間124mのRio Colorado橋²⁾が建設され、国内では、1977年に支間48.6mの速日峰橋³⁾が建設されている。

この形式の橋は、鉛直材の長さを調整することにより縦断線形を自由に設定できること、吊床版を直接路面とする一般的な吊床版橋よりサグを大きくとれるので水平力が抑えられること、部材が軽く、支保工、ケーブルクレーン、大型の重機などを使用せずに急速施工できるため、施工条件の悪い渓谷などでも比較的容易に建設が可能となること、などの特徴を有している。

一方、吊床版橋を橋長の長い橋に適用する場合には、連続構造とし多径間化する必要が生じる。

上路式吊床版橋を連続化した構造については、筆者らが概略的な検討を行い、この形式が橋脚の曲げ変形の影響により、単径間形式に比べて全体剛性が低くなることを指摘するとともに、全体剛性を増加させる手法として、上床版端部と橋台をばねを用いて弾性結合する構造を提案している⁴⁾。

しかし、連続構造上路式吊床版橋の構造特性について、詳細な検討はほとんど行われておらず、また上床版端部弾性結合構造のばね定数設定手法についても有効な情報が得られていないのが現状である。

本論文では、この上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋の構造特性を、4径間連

続上路式吊床版橋である潮騒橋を例にとり、ばね定数をパラメータとした解析結果などにより示し、これを基に端部ばね定数を簡略的に設定する手法を提案する。さらに、構造特性を把握するために行った解析の妥当性を、実橋で実施した静的・動的載荷試験結果により確認するものである。

なお、解析および試験の対象とした潮騒橋は、浜松御前崎自転車道が静岡県小笠郡大東町で一級河川菊川を渡る地点に、1995年に建設された世界で初めての連続構造上路式吊床版橋である⁵⁾。

2. 全体構造および上床版端部弾性結合構造の概要

(1) 全体構造

上路式吊床版橋の上部構造は、吊床版、鉛直材および上床版を基本として構成されている。潮騒橋の構造を図-1に、橋体を構成する要素の概念を図-2に示す。

潮騒橋の吊支間は、橋台および橋脚頭部の左右に吊床版受け梁が5.0mずつ張り出すため、45.0、51.0、51.0、45.0mである。吊床版のサグは、側径間のサグ・スパン比を1/10とし、かつ橋脚左右の吊床版の張力がほぼ等しくなるように設定している。

吊床版は、橋台および橋脚と剛結している。上床版も各橋脚と剛結しているが、橋台とは後述の弾性結合構造により結合している。吊床版1次ケーブル(張渡し用PC鋼材)はSWPR7B 4φ15.2を8本、2次ケーブル(ポストテンション用PC鋼材)は5φ15.2を12本配置している。

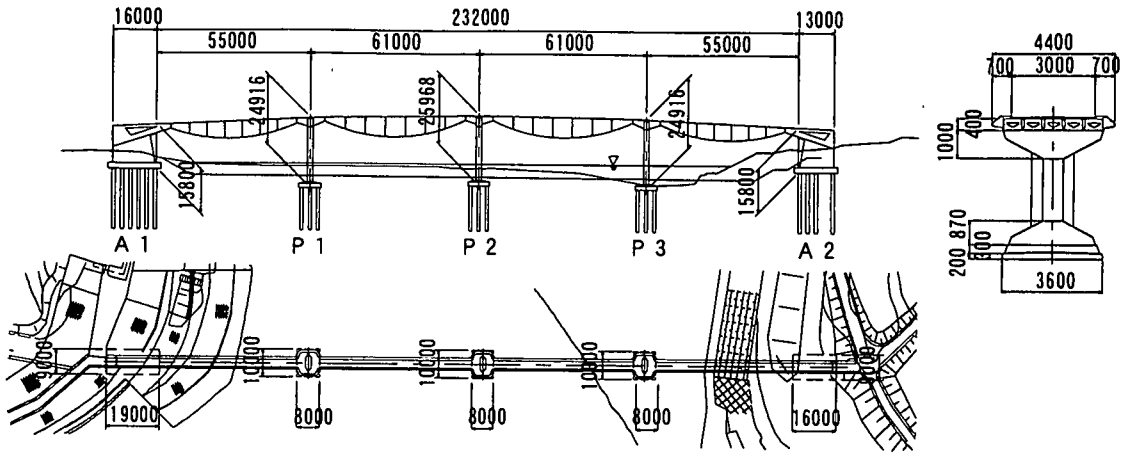


図-1 潮騒橋の構造

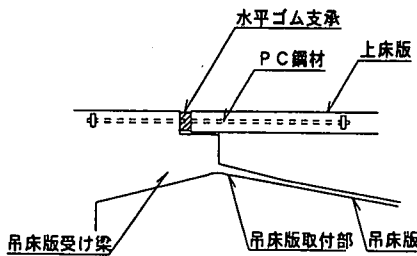


図-2 橋体を構成する要素

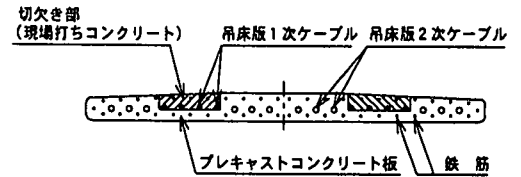


図-3 吊床版の断面

吊床版の断面を、図-3に示す。鉛直材は、吊床版および上床版に対して、両橋台近傍の各2本を除いて剛結している。上床版は、桁高 40cm のPCホロー桁を横方向に5本並べ、間詰めコンクリートにより一体化した構造である。上床版には、プレテンション用の1次ケーブルとしてSWPR7B ϕ 15.2が10本、ポストテンション用の2次ケーブルとして40本配置している。

各径間に配置した吊床版ケーブルおよび上床版2次ケーブルは、橋脚上で交差させて定着している。

橋台の基礎は、吊床版橋の場合グラウンドアンカーが一般的であるが、潮騒橋では地盤条件から橋台、橋脚とも杭基礎としている。

(2) 上床版端部弾性結合構造

上床版端部弾性結合構造は、上床版の端部と橋台を弾性結合する機構であり、潮騒橋では水平ゴム支承とポリエチレン被覆したPC鋼材を組み合わせたばね構造を採用した。

設計ばね定数は、PC鋼材とゴム支承の複合ばね定数で $K=98,000\text{kN/m}$ (1橋台あたり)である。水平ゴム支承は、ばね定数 $9,800\text{kN/m}$ のものを1橋台あたり5基セットしている。また、水平ゴム支承は、PC鋼材を緊張する

ことにより、あらゆる荷重状態で圧縮力が作用し、線形的に挙動するように設計している。

3. 構造特性および上床版端部弾性結合構造の妥当性

上路式吊床版橋は、一般に吊床版1次ケーブルを張り渡し、これにプレキャスト板を取り付け、この上に鉛直材および上床版を建て込んでから、プレキャスト板の間に間詰めコンクリートを打ち込んで完成させる。このため、自重は吊床版1次ケーブルが負担し、吊床版のコンクリート要素には自重による断面力が生じない。そこで、静的特性に関しては、完成構造系に作用する荷重である活荷重、温度変化の影響による断面力、変位などについて、動的特性に関しては固有振動モードなどについて述べる。

また、単径間上路式吊床版橋の建設事例では、上床版端部が橋台によって可動(一方のみピン固定)支持される構造が採用されている。しかし、連続構造上路式吊床版橋の場合、上床版端部を可動支持する構造系は、活荷重によるたわみが過大になるなど構造上好ましくな

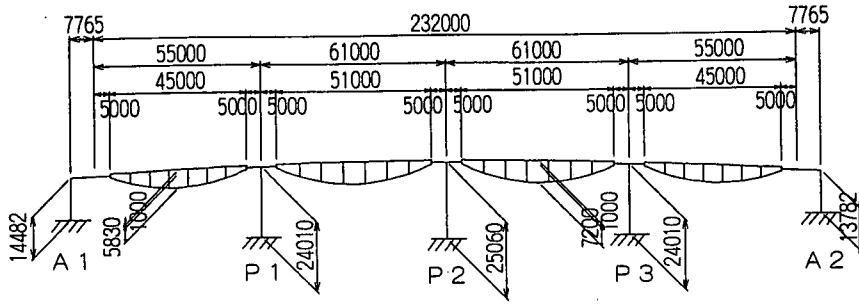


図-4 構造モデル

表-1 主要部材の断面性能

| 部 材 | 断 面 積 A (m ²) | 断 面 二 次 モーメント | | | ヤング係数 E (kN/m ²) |
|--------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------|---------------------------------|
| | | I _y (m ⁴) | I _z (m ⁴) | J (m ⁴) | |
| 吊床版 | 標準部 | 0.9932 | 0.0048 | 0.9784 | 2.2 × 10 ⁷ |
| | 取付部 | 2.1838 | 0.0341 | 2.2616 | |
| 上床版 | 標準部 | 1.2171 | 0.0190 | 1.2624 | 2.2 × 10 ⁷ |
| 鉛直材 | 標準部 | 0.4084 | 0.0027 | 0.0679 | 2.2 × 10 ⁷ |
| 吊床版受け梁 | | 8.6040 | 4.8960 | 9.2923 | 3.0 × 10 ⁷ |
| 橋 脚 | 頂 部 | 5.6920 | 1.4429 | 4.6629 | 2.7 × 10 ⁷ |
| | 基 部 | 8.5260 | 2.3876 | 14.3246 | |

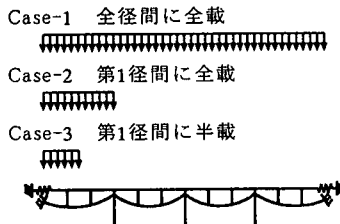


図-5 供用時活荷重の載荷方法

表-2 吊床版および上床版の軸方向力

| | | (単位: kN) | | | |
|------|--------|----------|------|-------|------|
| | | 第1径間 | | 第2径間 | |
| | | 上床版 | 吊床版 | 上床版 | 吊床版 |
| 橋面荷重 | | 10 | -678 | 12 | -674 |
| 活荷重 | Case-1 | 9 | -580 | 18 | -576 |
| | Case-2 | 278 | -566 | -264 | -9 |
| | Case-3 | 120 | -311 | -126 | -5 |
| 温度変化 | | -1027 | -68 | -1113 | -52 |

符号は、-が引張を表す。

い。そこで、潮騒橋では、全体剛性増加の手段として上床版端部弾性結合構造を採用したが、ここでは端部ばね定数の相違が構造特性に及ぼす影響に関する比較検討結果を示し、上床版端部弾性結合構造の効果について述べる。

(1) 構造解析

構造解析は、完成系については微小変位理論による骨組解析プログラムを用い、死荷重作用時における吊床版1次ケーブルの張力は、有限変位解析プログラムにより算出した。

構造モデルは、潮騒橋のもので、図-4に示す2次元骨組モデルである。上床版端部と橋台との間にはばね要素を、橋脚頭部には剛域をそれぞれ設けている。

本検討は、上部構造に関して、静的特性と固有振動特性を、端部ばね定数をパラメータとして比較検討することを主な目的としていることから、解析では基礎杭の影響を除くために、橋脚下端を剛結とした。

主要部材の断面性能を表-1に示す。吊床版、上床版および鉛直材については、軽量骨材コンクリートを用いたため、ヤング係数が普通コンクリートの場合よりも小さくなっている。吊床版取付部については、吊床版厚を漸増させている。

供用時活荷重の載荷方法については、主として第1径間に生じる変位や断面力に着目することから、図-5に示す載荷方法とした。また、非対称荷重載荷による吊床版のたわみ特性を検討するためにCase-3を設定した。

なお、橋面荷重は $w = 12.2 \text{ kN/m}$ 、活荷重は $w = 10.3 \text{ kN/m}$ 、温度変化は上部構造のみ $\Delta t = -15^\circ\text{C}$ である。死荷重作用時における吊床版の張力は、側径間中央で 3846kN、中間径間中央で 3738kNである。

端部ばね定数の相違が構造特性に及ぼす影響に関する比較検討においては、ばね定数を $K = 10^7 \sim 10^9 \text{ kN/m}$ とした。地震時断面力は、応答スペクトル法により解析した。スペクトルは、標準加速度応答スペクトル S_0 (II種地盤)とし、減衰定数は、 $h = 0.02$ とした⁹⁾。

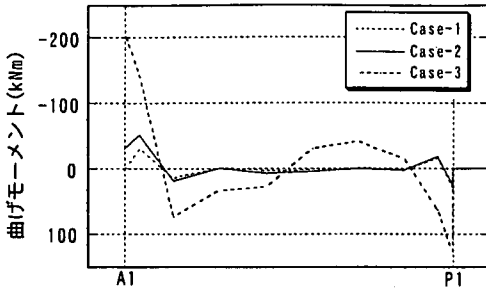


図-6 活荷重による吊床版の曲げモーメント

Case-1



Case-2



Case-3



図-7 活荷重による変位

(2) 静的特性

a) 端部ばね定数が 10^6 kN/mの場合の断面力および変位

端部ばね定数 K が 10^6 kN/mの場合の、径間中央における吊床版および上床版の軸方向力を表-2に示す。また、活荷重による吊床版の曲げモーメントを図-6に、変位および最大変位値(δ_{max})を図-7に示す。

表-2によると、荷重の载荷により、吊床版に軸方向引張力が生じるとともに、上床版にも軸方向力が生じている。活荷重の载荷により上床版に作用する軸方向力の特性は、Case-1とCase-2で大きく異なっている。すなわち、Case-1では上床版にほとんど軸方向力が生じていないのに対して、Case-2では第1径間の吊床版から橋脚に伝達される水平力によって、第1径間と第2径間の上床版に圧縮および引張の軸方向力が生じており、半自旋構造としての特性を示している。

活荷重による吊床版の曲げモーメント(図-6)は、Case-3が最も大きく、また径間の中間部に比べて、吊床版取付部にはるかに大きく生じている。

活荷重による変位(図-7)も、Case-3が最も大きい。Case-3の変位は、第1径間において、荷重载荷点とその近傍以外の吊床版の変位が、荷重载荷点の吊床版の変位に対して逆符号となる特性を示している。これは、吊橋と同様なたわみ特性である。ただし、後述するように、端部ばね定数が小さい場合は、Case-3よりもCase-2の方が大きくなる。

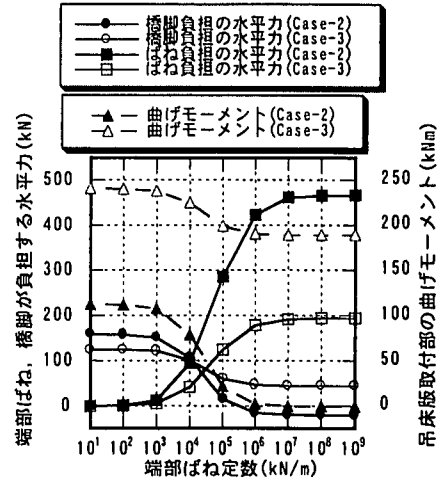


図-8 端部ばね、橋脚が負担する活荷重による水平力および吊床版取付部の曲げモーメント

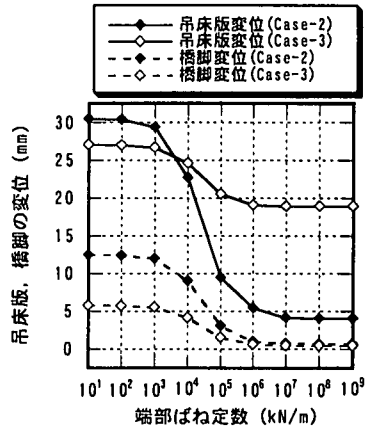


図-9 活荷重による吊床版および橋脚の変位

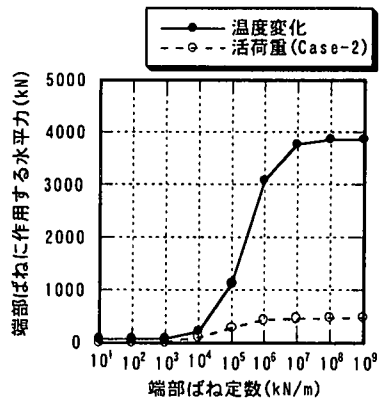


図-10 温度変化および活荷重により端部ばねに作用する水平力

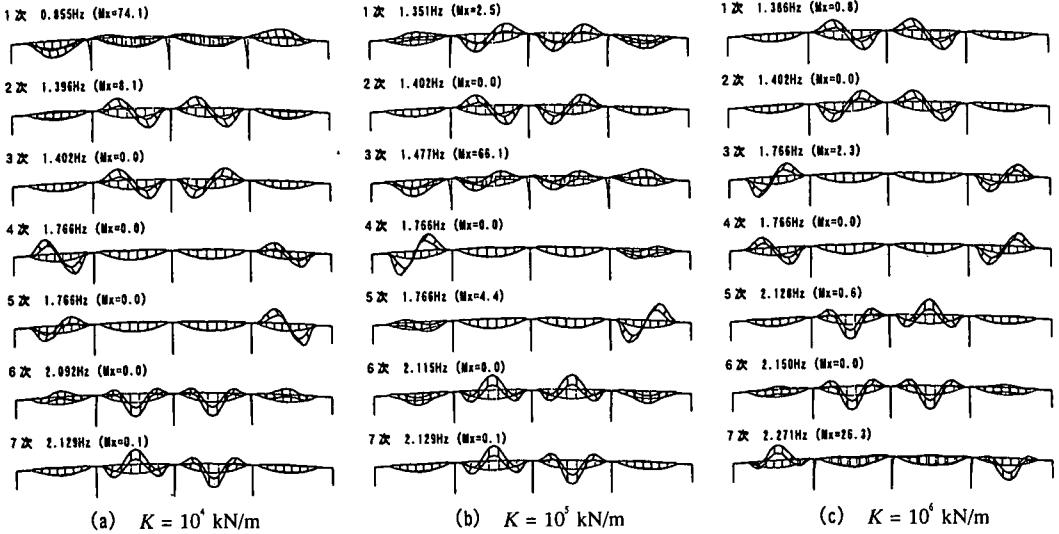


図-11 面内固有振動モードの変化

b) 端部ばね定数の相違が静的特性に及ぼす影響

上床版端部弾性結合構造のばね定数 K を変化させた場合における、活荷重を第1径間に載荷した時 (Case-2, 3) に端部ばねが負担する水平力、 P_1 橋脚が負担する水平力、および吊床版取付部の曲げモーメントを図-8に示す。

また、吊床版の鉛直変位と橋脚の水平変位の関係を図-9に示す。吊床版の鉛直変位は、第1径間の吊床版の中で最大変位の生じる位置の値である。

図-8, 図-9によると、吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の鉛直変位は、 P_1 橋脚が負担する水平力、橋脚の水平変位と関係があり、ばね定数 K が大きくなると小さくなる。これは、活荷重載荷に伴う吊床版の水平力が P_1 橋脚天端に作用した時に、 P_1 橋脚が負担する水平力が上床版端部ばねの拘束効果により減少することによる。

吊床版の鉛直変位は、上床版端部弾性結合構造のばね定数 K が小さい範囲では、Case-3よりもCase-2の方が大きくなっており、吊床版自体の鉛直変位とともに橋脚の水平変位の影響が大きい。これは、多径間吊橋の場合と同様であり、多径間吊構造に特有で設計上不利な特性である。

活荷重を載荷したときに P_1 橋脚が負担する水平力も同様に、ばね定数 K が小さい範囲では、Case-3よりもCase-2の方が大きい。また、Case-2の活荷重による橋脚の水平力は、ばね定数 K が大きい範囲では、符号が逆転している。

潮騒橋におけるCase-2の場合、ばね定数 K が 10^4 kN/m未満で、曲げモーメントおよび変位がかなり大

きな値になるが、 K が 10^5 kN/m以上では小さく抑えられる結果となった。

温度変化および活荷重により、端部ばねに作用する水平力を図-10に示す。これによると、温度変化により端部ばねに作用する水平力は、ばね定数 K が大きくなるにつれて大きくなる。活荷重による水平力も、同様な傾向を示しているが、温度変化による水平力に比べてはるかに小さな値である。

潮騒橋の場合、ばね定数 K が 10^5 kN/mを超えると、温度変化による水平力がかなり大きな値になるが、 K が 10^4 kN/m以下では小さな値に抑えられる結果となった。

(3) 動的特性

a) 端部ばね定数の相違が固有振動特性に及ぼす影響

本橋の動的特性は、各振動モードが接近した振動数で多数存在していることが特徴である。面内の固有振動モードについては、上部構造全体が橋軸水平方向に振動するモード (以下、スウェイモードという)、同じ長さの径間だけが振動するモード、異なる長さの径間同士が連成振動するモードに大別できる。

上床版端部弾性結合構造のばね定数 K が 10^4 , 10^5 および 10^6 kN/mの場合における、面内の固有振動モードを図-11に、ばね定数 K を変化させた場合の、固有振動数の変化を図-12に示す。

図-11において、1次モードは、ばね定数 K が 10^4 kN/mの場合、スウェイモードに伴う第1, 第4径間それぞれの径間における対称モードが卓越している。これに対して、 K が 10^5 および 10^6 kN/mの場合、卓越するのは、第2,

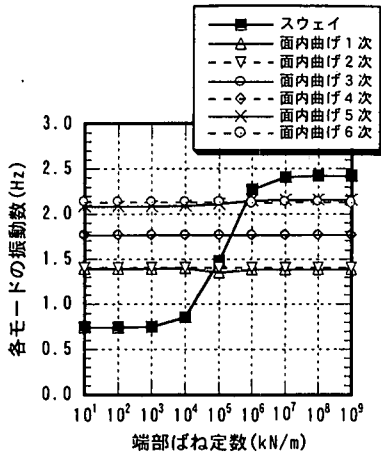


図-12 固有振動数の変化

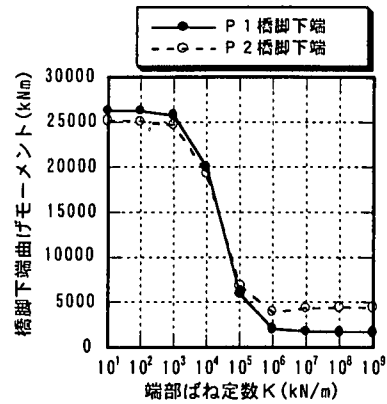


図-13 橋軸方向地震時曲げモーメント

第3径間それぞれの径間での逆対称モードである。すなわち、1次モードは、端部ばね定数が小さい場合に、それぞれの径間での対称モードが卓越して生じる。

スウェイモードは、 K が 10^4 kN/m以下の場合 1次モード、 10^4 kN/mの場合 3次モードである。 K が 10^4 kN/m以上の場合には 7次モードとなるが、顕著なスウェイモードではない。

この点を図-12で見ると、 K が 10^4 kN/m以下の場合、スウェイモード(1次モード)は振動数がほぼ一定して並んでおり、その他のモードの振動数も一定である。

K が 10^4 kN/mになると、端部ばねの拘束効果により、スウェイモードのみ振動数が高くなるが、スウェイモード以外のモードは 10^4 kN/m以下の場合と変わらないので、スウェイモードは3次モードとなる。そして、 K が 10^4 kN/m以上になると、卓越はしていないもののスウェイモードは7次モードになる。

すなわち、端部ばね定数をパラメータとした固有値解析結果より、上床版端部弾性結合構造は、スウェイモードの振動数に大きな影響を与えていることがわかる。

b) 固有振動特性の変化が地震時断面力に及ぼす影響

上床版端部弾性結合構造のばね定数を変化させた場合における、応答スペクトル解析による橋脚下端の面内曲げモーメントを図-13に示す。これによると、ばね定数 K が 10^4 kN/m未満では、曲げモーメントがかなり大きな値になるが、 K が 10^4 kN/m以上では小さく抑えられる。これは、スウェイモードの振動数が、いずれも標準加速度応答スペクトル値(Ⅱ種地盤)の一定範囲に入っているため、スペクトルの影響を受けずに、端部ばね定数が大きくなるにつれて橋脚が負担する水平力が低減したことによる。この結果は、橋脚が負担する活荷重による

水平力に関する静的特性と傾向が一致している。

端部ばねがスウェイモードに大きな影響を与えていることから、スウェイモードの振動数は、主に橋脚の曲げ剛性と端部ばね定数によって決定されていると言える。スウェイモードは橋脚の面内曲げモーメントに卓越して寄与するモードであるので、橋脚の地震時曲げモーメントを低減させるためには、加速度応答スペクトル値の一定な範囲内で、ばね定数を大きくすることにより、橋脚が負担する水平力を低減すればよいことになる。

なお、本検討では橋脚下端を剛結とモデル化したが、基礎杭の影響を考慮すると、橋脚の負担する水平力が本検討結果より小さくなる。

(4) 上床版端部弾性結合構造の妥当性

連続構造上路式吊床版橋の全体剛性は、(2)で示したように、非対称荷重載荷時における吊床版のたわみ特性、および橋脚の水平変位に大きく影響を受ける。

後者は、多径間吊構造に特有な特性であり、上床版端部弾性結合構造は、この特性を改善することができる。すなわち、活荷重による吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の鉛直変位は、橋脚が負担する水平力と関係があり、ばね定数 K を大きくすれば小さくなる。一方、温度変化により橋台に作用する水平力は、ばね定数 K を大きくすると大きくなるので、この点を考慮しながら、橋脚の水平変位、あるいは橋脚が負担する水平力を抑えることを目的として、端部ばねを設定することが合理的である。このようにすれば、橋脚の地震時曲げモーメントも低減させることができる。ただし、活荷重を径間に半載した場合における曲げモーメントおよび変位は、吊床版のたわみ特性により、端部ばねによる改善効果は大きくはない。

潮騒橋の場合は、ばね定数 K が 10^4 kN/m程度の時に、活荷重による曲げモーメント、変位、温度変化による水平力、および橋脚の地震時曲げモーメントを、ともに小さく抑えられる結果となった。

ここで、連続構造上路式吊床版橋の橋台は、一般的な架橋地点の地形から、橋脚よりも高さが低く、剛性も高い場合が多いことから、橋体に生じる水平力は、橋脚よりも橋台に作用させる構造として地盤に伝達させる方が下部構造の設計上有利となる。橋脚の耐震設計についても、加速度応答スペクトル値の一定な範囲で、ばね定数を高くすることにより、橋体に生じる水平力を橋台に作用させ、橋脚が負担する水平力を低減させた方が有利である。

したがって、連続構造上路式吊床版橋においては、上床版端部弾性結合構造を設け、橋台が負担する温度変化による水平力が過大にならない範囲内で、橋脚が負担する活荷重による水平力、および橋脚の地震時断面力をできるだけ小さく抑えることが、妥当であると言える。

なお、本検討は基本的な特性を比較検討により把握することを目的としていたため、橋脚下端を剛結とモデル化したが、設計においてはばね定数を設定する場合には、必要に応じて基礎杭の影響を考慮すればよい。

4. 上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋の解析法

単径間上路式吊床版橋では、完成系における微小変位理論を用いた設計の可能性について報告されているが³⁾、ここでは上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋について、完成系モデルに対する微小変位解析の適用性を検討するために、有限変位解析と微小変位解析の比較を行った。

検討は、上床版端部弾性結合構造のばね定数以外を同一とする構造モデル(図-4)および荷重に対して、微小変位理論および有限変位理論(幾何剛性考慮)で、それぞれ静的解析を行い、端部ばねに作用する水平力、吊床版取付部の曲げモーメント、吊床版の変位などの結果を、ばね定数をパラメータとして比較した。

活荷重の載荷方法は、図-5における Case-2および Case-3で、終局活荷重作用時の荷重組合せは、(死荷重) + $2.5 \times$ (活荷重) とした。

供用時活荷重および温度変化により端部ばねに作用する水平力を図-14に示す。活荷重による最大水平力は、第1径間に全載したCase-2で生じるので、図-14にはCase-2の結果のみを示している。

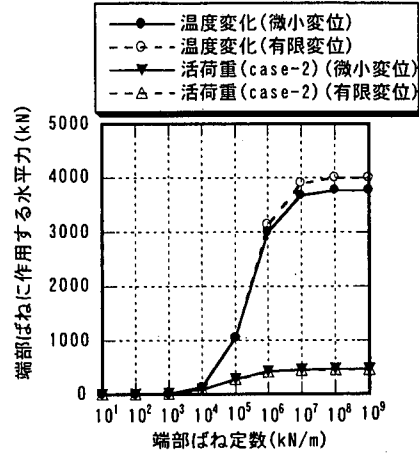


図-14 端部ばねに作用する水平力

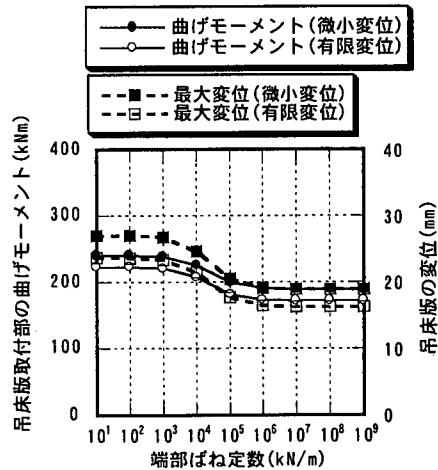


図-15 供用時活荷重(Case-3)による吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の変位

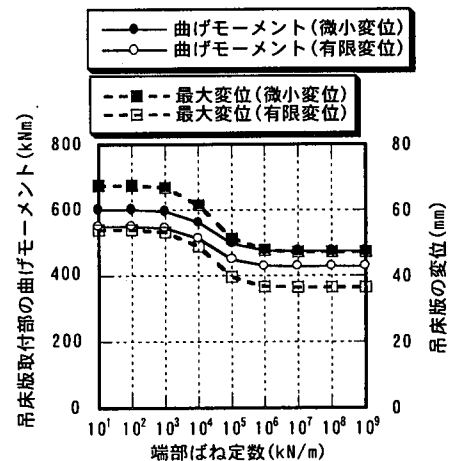


図-16 終局時活荷重(Case-3)による吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の変位

これによると、活荷重による水平力は微小変位解析の方が有限変位解析より僅かに大きい値を示し、その差は最大 10kN程度であった。

温度変化による水平力は、ばね定数の大きい範囲で、有限変位解析の方が微小変位解析より大きい値を示し、その差はばね定数 K が 10^9 kN/mの時 230kNであったが、 10^8 kN/mになると差は10kN程度に小さくなった。水平力について、解析手法による差がそれほど生じなかったのは、活荷重および温度変化ともに吊床版軸線の形状変化を大きく生じさせる非対称載荷ではなかったからである。

供用時活荷重(Case-3)による吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の変位を図-15に示す。活荷重による曲げモーメントおよび変位は、第1径間に非対称載荷したCase-3で最大となるので、図-15にはCase-3の結果のみを示している。

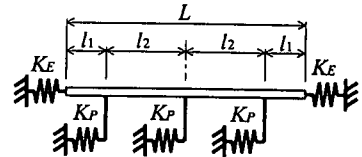
これによると、吊床版の曲げモーメントは、微小変位解析の方が有限変位解析よりも最大約10%大きな値を示した。吊床版の変位も同様な傾向を示し、最大約16%の差が生じた。曲げモーメントおよび変位について、解析手法による差が大きく生じたのは、Case-3が活荷重を第1径間に半載した非対称載荷のケースであり、吊床版軸線の形状変化の影響が大きかったためである。このため、ばね定数の違いによる差も僅かであった。

終局時活荷重(Case-3)による吊床版取付部の曲げモーメントおよび吊床版の変位を図-16に示す。

これによると、吊床版の曲げモーメント、変位ともに、供用時活荷重を載荷した場合と同様な傾向を示し、曲げモーメントは最大約11%微小変位解析の方が大きい値を示した。また、変位については、最大約30%の差が生じた。

以上の検討により、微小変位解析は、吊床版軸線の形状変化の影響が小さい荷重載荷状態が対象となる最大水平力の算出には概ね適用可能であることがわかる。しかし、設計実務において、吊床版軸線の形状変化の影響が大きい非対称載荷が対象となる活荷重による最大変位を算出する場合には、有限変位解析を適用する必要があると言える。吊床版取付部の曲げモーメントについても、最大変位の場合と同様であるが、両者の差は10%程度で、微小変位解析によれば安全側の設計となることから、本検討の対象とした中小規模の連続構造上路式吊床版橋の設計実務に対しては、適用可能と判断できる。

なお、3. で述べたような端部ばね定数をパラメータとして曲げモーメントや変位を比較検討する場合には、二つの理論による解析値の差の傾向が、ばね定数の相違によって変化しないことから、微小変位理論を用いることが可能であると言える。



ここに、 K_P : 橋脚の換算ばね定数
 K_E : 上床版端部弾性結合構造ばね定数
 l_i : 第 i 径間の支間長

図-17 端部ばね定数設定のための簡略モデル

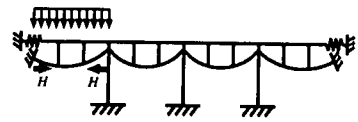


図-18 活荷重により P_1 橋脚天端に作用する水平力

5. 上床版端部弾性結合構造のばね定数設定のための簡略手法

連続構造上路式吊床版橋において、上床版端部弾性結合構造のばね定数を設定するには、数種類のばね定数を有する骨組モデルに対して解析を行い、3. で述べた構造特性を比較検討し、妥当なばね定数を選択するという煩雑な作業が必要になる。

そこで、この作業を効率化する目的で、上床版端部弾性結合構造のばね定数を簡略的に設定する手法を提案するとともに、この簡略法の精度について示す。

上床版端部弾性結合構造のばね定数は、橋脚が負担する活荷重による水平力および橋台が負担する温度変化による水平力を、それぞれ小さく抑えることのできる値に設定すればよいので、簡略法ではこれらの水平力を算出する簡略式を示すこととした。

解析モデルは、これらの水平力の橋脚と橋台の負担率を考える時、吊床版が水平力を負担しないことに着目して上床版のみを梁としてモデル化し、この梁が橋脚ばねと端部ばねで支持された簡略モデルとした。

図-17は、4径間連続上路式吊床版橋の場合の簡略モデルであり、このモデルに基づいて簡略式を示す。

第1径間の上床版に活荷重が載荷されると吊床版に水平力 H が生じ、これが P_1 橋脚天端に作用する(図-18)。これにより P_1 橋脚が変形することで、吊床版もたわみ、吊床版取付部に曲げモーメントが生じる。

そこでまず、この水平力 H が作用した時に P_1 橋脚が負担する水平力を求める。橋脚の曲げ変形に比較して、上床版の軸変形は無視できるので

$$R_{PH} = \frac{H \cdot K_P}{2 \cdot K_E + 3 \cdot K_P} \quad (1)$$

R_{PH} は K_E の関数であり、 $K_E = 0$ のとき最大となるので

$$R_{PHmax} = \frac{H \cdot K_P}{3 \cdot K_P} \quad (2)$$

ここに、 R_{PH} : 活荷重載荷に伴う水平力が P_1 橋脚天端に作用した時に P_1 橋脚が負担する水平力、 R_{PHmax} : R_{PH} の最大値、 H : P_1 橋脚天端に作用する活荷重載荷に伴う水平力

次に、温度変化により端部ばねに作用する水平力を求める。

橋脚の換算ばね定数は、上床版の軸剛性に比べて小さいので、橋脚に作用する水平力を無視すると

$$R_{ET} = \alpha \cdot \Delta t \cdot \frac{EA \cdot K_E(l_1 + l_2)}{EA + K_E(l_1 + l_2)} \quad (3)$$

R_{ET} は K_E の関数であり、 $K_E = \infty$ のとき最大となるので

$$R_{ETmax} = \alpha \cdot \Delta t \cdot EA \quad (4)$$

ここに、 R_{ET} : 温度変化により端部ばねに作用する水平力、 R_{ETmax} : R_{ET} の最大値、 EA : 上床版の剛性、 α : 線膨張係数、 Δt : 温度変化

橋脚が負担する吊床版水平力と、橋台が負担する温度変化による水平力を、それぞれの最大値に対して無次元化し、これにより端部ばね定数 K_E をパラメータとして比較検討を行う。

$$\frac{R_{PH}}{R_{PHmax}} = \frac{3 \cdot K_P}{2 \cdot K_E + 3 \cdot K_P} \quad (5)$$

$$\frac{R_{ET}}{R_{ETmax}} = \frac{K_E(l_1 + l_2)}{EA + K_E(l_1 + l_2)} \quad (6)$$

R_{PH}/R_{PHmax} および R_{ET}/R_{ETmax} を、 K_E をパラメータとして、図-4に示した構造モデルによる骨組解析結果とともに対比させて示すと、図-19のようになる。

簡略式による R_{PH}/R_{PHmax} 曲線および R_{ET}/R_{ETmax} 曲線は、骨組モデルによる解析結果とよく一致しており、連続構造上路式吊床版において水平力による橋脚の変形の影響を取り扱う場合、吊床版を無視することが可能であり、この簡略式が設計実務上問題のない精度であることがわかる。

なお、ここで代入した数値は、潮騒橋の概略値であり、 $3 \cdot K_P = 50690 \text{ kN/m}$ 、 $EA = 2.6256 \times 10^7 \text{ kN/m}$ である。

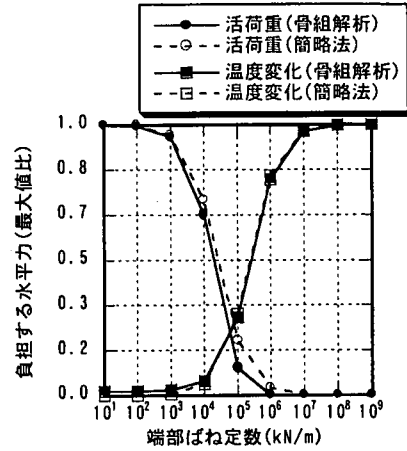


図-19 橋脚が負担する活荷重による水平力と橋台が負担する温度変化による水平力

橋脚が負担する活荷重による水平力および橋台が負担する温度変化による水平力を、どちらも小さく抑えることのできる端部ばね定数 K_E は、図-19において、 R_{PH}/R_{PHmax} 曲線および R_{ET}/R_{ETmax} 曲線の交点で示されることから $R_{PH}/R_{PHmax} = R_{ET}/R_{ETmax}$ とおくことにより

$$K_E = \sqrt{3 \cdot K_P \frac{EA}{L}} \quad (7)$$

なる簡略式で求めることができる。

6. 実橋載荷試験による構造特性の確認

上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋の完成系における静的および動的構造特性を確認することを主な目的として、潮騒橋において静的および動的載荷試験を実施した。その結果、構造特性を把握するために行った解析方法の妥当性を確認することができた。

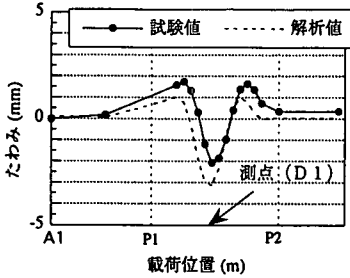
(1) 静的載荷試験による静的特性の確認

a) 載荷および計測の方法

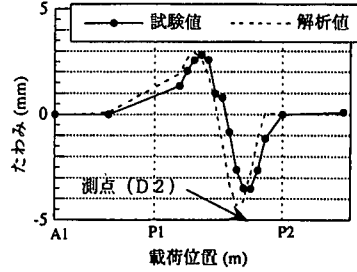
静的特性は、主に荷重による吊床版の鉛直変位で把握することとした。載荷荷重は、山砂を満載した2軸4トンダンプトラック(総質量7420kg)1台であり、幅員の中央に、 A_2 橋台に向けて載荷した。試験では、上床版端部弾性結合構造のばね定数の相違について比較することが不可能であったので、3. で述べた骨組解析の妥当性を確認することを主眼とし、載荷位置は機器配置上第2径間を中心に設定した。

表-3 杭のばね定数

| | A ₁ | P ₁ | P ₂ | P ₃ | A ₂ |
|------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 鉛直方向(kN/m) | 1.37×10^7 | 4.24×10^6 | 2.17×10^6 | 4.24×10^6 | 4.39×10^6 |
| 橋軸方向(kN/m) | 3.94×10^6 | 1.98×10^6 | 1.37×10^6 | 1.98×10^6 | 4.54×10^6 |
| 橋軸直角方向(kN/m) | 3.94×10^6 | 1.98×10^6 | 1.37×10^6 | 1.98×10^6 | 4.54×10^6 |
| 鉛直軸まわり(kNm/rad) | 固定 | 固定 | 固定 | 固定 | 固定 |
| 橋軸まわり(kNm/rad) | 1.10×10^6 | 4.46×10^7 | 2.14×10^7 | 4.46×10^7 | 4.66×10^7 |
| 橋軸直角まわり(kNm/rad) | 4.45×10^6 | 3.19×10^7 | 1.59×10^7 | 3.19×10^7 | 1.33×10^6 |

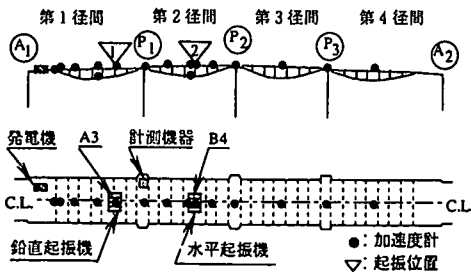


(a) 1/2点における吊床版鉛直変位の影響線

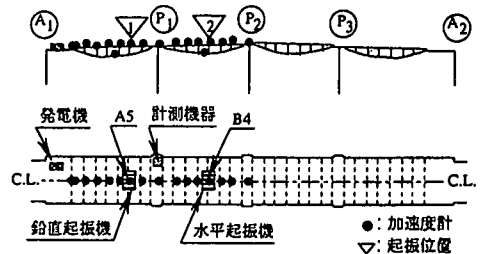


(b) 1/4点における吊床版鉛直変位の影響線

図-20 静的載荷試験の結果



(a) 橋軸直角方向加振



(b) 鉛直および橋軸水平方向加振

図-21 起振機および加速度計の設置位置

b) 試験の結果

試験結果を、鉛直変位の影響線として、解析値とともに図-20に示す。

解析は、載荷荷重が小さいことから、微小変位理論により図-4に示す2次元骨組モデルで行った。ただし、部材の剛性は、PC鋼材および鉄筋を考慮した換算断面性能を用い、鉛直材基部の台座の影響を考慮して算出した。この解析が実橋を対象としていることから、基礎杭のばねを表-3に示すとおり考慮した。

解析におけるダンブトラックの荷重は、前輪の実荷重 24.6kN と後輪の実荷重 48.2kNの2点載荷とした。

図-20によると、試験結果と解析結果の影響線はほぼ一致しており、解析が実橋の挙動を反映できていることがわかる。なお、支間中央(1/2点)では、試験結果が

解析結果に対して全体的に上方へ約 1mmシフトしているが、これはP₂橋脚より右側で0.4mm程の変位が計測されていることから計測誤差と考えられる。

これより、微小変位理論を適用した骨組解析および解析モデルが、それほど大きくない荷重を載荷した場合における実橋の挙動を反映できていることがわかり、3. で述べた解析により考察した静的特性の妥当性を確認することができた。

(2) 動的載荷試験による動的特性の確認

a) 試験および計測の方法

動的載荷試験では、共振曲線、固有振動モードなどの基本的な動的特性を把握することとした。

試験実施時には、橋面工は施工されていなかった。

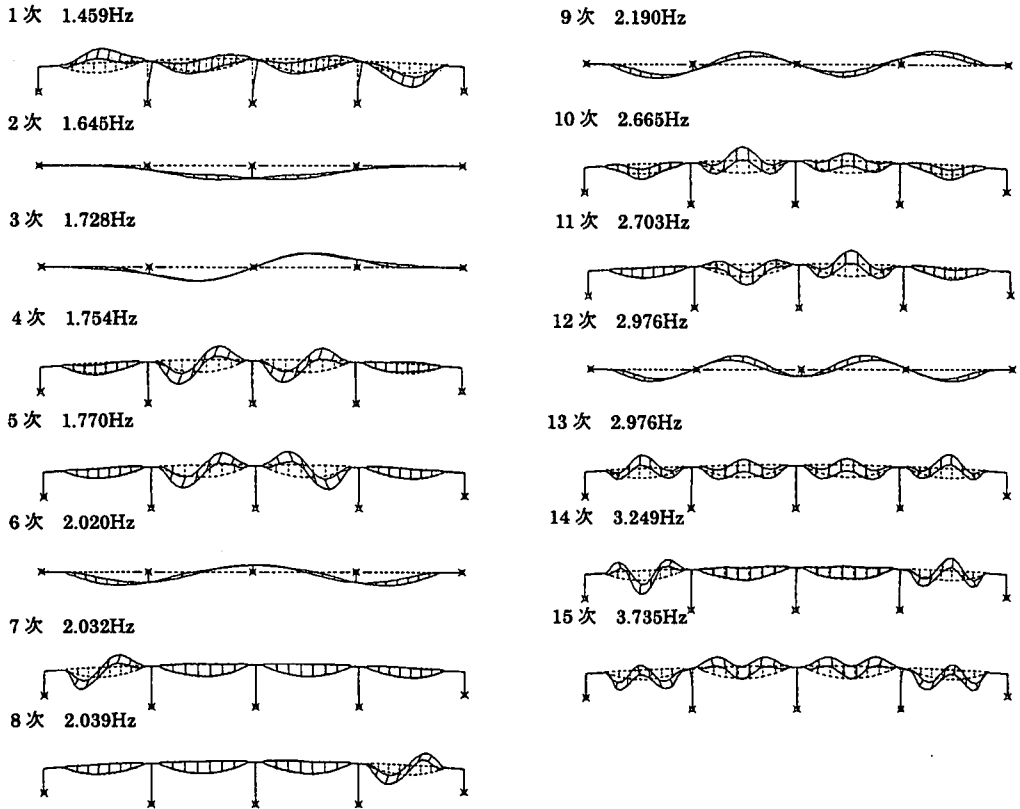


図-22 微小変位理論による固有値解析結果

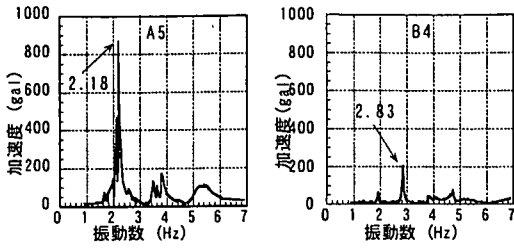
表-4 動的載荷試験の結果

| 次数 | 振動モード | 振動数 (Hz) | | | | 対数減衰率 |
|----|--------|----------|-------|------|------|-------|
| | | 解析結果 | | 試験結果 | | |
| | | 微小変位 | 有限変位 | 加振試験 | 常時微動 | |
| 1 | スウェイ | 1.459 | 1.475 | — | — | — |
| 2 | 面外1次 | 1.645 | 1.646 | 1.64 | — | 0.11 |
| 3 | 面外2次 | 1.728 | 1.732 | 1.73 | 1.71 | 0.07 |
| 4 | 面内曲げ1次 | 1.754 | 1.831 | 1.90 | 1.90 | 0.04 |
| 5 | 面内曲げ2次 | 1.770 | 1.851 | | | |
| 6 | 面外3次 | 2.020 | 2.024 | — | — | — |
| 7 | 面内曲げ3次 | 2.032 | 2.126 | 2.18 | — | — |
| 8 | 面内曲げ4次 | 2.039 | 2.133 | — | — | — |
| 9 | 面外4次 | 2.190 | 2.199 | 2.14 | 2.14 | 0.07 |
| 10 | 面内曲げ5次 | 2.665 | 2.741 | 2.83 | 2.86 | 0.07 |
| 11 | 面内曲げ6次 | 2.703 | 2.792 | | | |
| 12 | 面外5次 | 2.976 | 2.987 | 2.79 | 2.81 | 0.06 |
| 13 | 面内曲げ7次 | 2.976 | 3.067 | 3.73 | 3.81 | 0.05 |
| 14 | 面内曲げ8次 | 3.249 | 3.362 | 3.51 | 3.52 | 0.06 |
| 15 | 面内曲げ9次 | 3.735 | 3.796 | 4.04 | 4.00 | — |

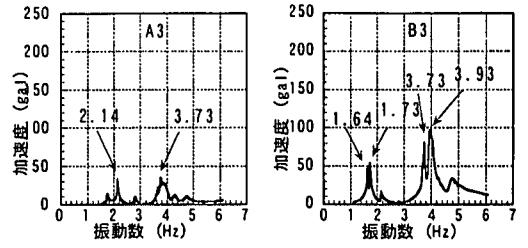
水平起振機として不平衡重錘反転式 29kN起振機を、鉛直起振機として偏心重量式 147kN起振機を橋面上に設置した。1.0Hzから6.0Hzまで、共振点近傍は0.01Hz刻みで、その他は刻みを粗くして、鉛直、橋軸水平、橋軸直角の3方向に不連続掃引正弦加振を行い、

各振動数、各測点における応答加速度を、応答特性1.0Hz以上のサーボ型加速度計で計測した。起振機および加速度計の設置位置を、図-21に示す。

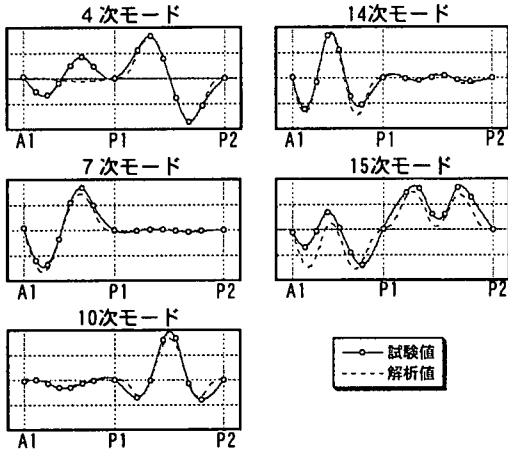
計測は、サンプリング間隔100Hzで、30Hzのローパスフィルターをかけることにより行った。



(a) 共振曲線

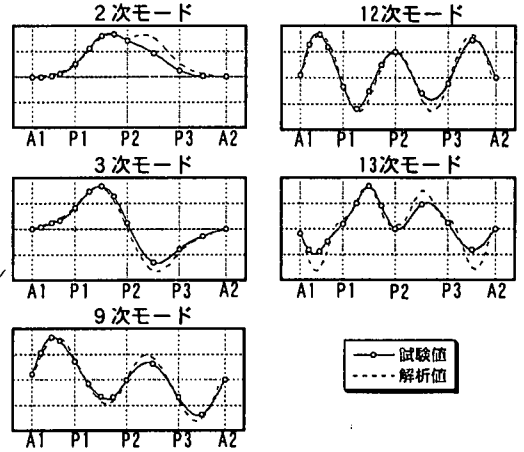


(a) 共振曲線



(b) 固有振動モード

図-23 鉛直方向の共振曲線および固有振動モード



(b) 固有振動モード

図-25 橋軸直角方向の共振曲線および固有振動モード

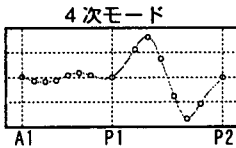


図-24 常時微動計測による4次モード

共振曲線は、得られた応答加速度値を起振力9.8kNに対する応答値に換算して求めた。

b) 試験の結果

本橋の動的特性は、多くの振動モードが接近した振動数で存在しており、試験を実施した1.0から6.0Hzの間でも多数の振動モードを確認した。加振方向ごとに、振動特性を以下に示す。なお、併せて示した解析結果は、静的解析と同一の条件で行ったものであるが、骨組モデルは3次元である。微小変位理論による固有値解析結果を図-22に示す。

動的載荷試験の結果を、表-4に示す。ここには有限変位解析結果および減衰自由振動試験より得られた対数減衰率も示している。

鉛直方向加振の共振曲線および固有振動モードを図-23に示す。

微小変位解析結果と有限変位解析結果は、モード形

については一致し、振動数についてもほぼ一致した。鉛直方向加振では、4次モード、7次モード、および10次モード、14次モードの振動が極めて卓越した。

解析による振動モードは、試験により得られたモードと、4次モード以外についてはほぼ一致した。4次モードについては、常時微動計測によって得られた振動モードが、解析結果とほぼ一致しており(図-24)、強制振動試験結果については第1径間に設置した起振機の影響を受けたものと考えられる。

スウェイモードである1次モードについては、使用した起振機では加振することができなかった。

橋軸直角方向の共振曲線および振動モードを、図-25に示す。解析結果は、ほぼ試験結果に一致した。

これより、微小変位理論を適用した骨組解析および解析モデルが、実橋の挙動を精度よく反映できていることがわかり、3. で述べた解析に基づき考察した動的特性について、その妥当性を確認することができた。

7. 結 言

上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式

吊床版橋の構造特性に関する検討, および実橋で実施した静的・動的載荷試験から得られた知見は, 以下のとおりである.

- (1) 連続構造上路式吊床版橋における上床版端部弾性結合構造は, 活荷重載荷に伴い吊床版に生じる水平力による橋脚の変形を抑えることで, 吊床版取付部の曲げモーメントや吊床版のたわみを低減させる効果がある.
- (2) 上床版端部弾性結合構造は, 動的にはスウェイモードに大きな影響を与えており, 加速度応答スペクトルの一定な範囲内で, ばね定数を大きくすることにより橋脚の地震時曲げモーメントを低減させることができる.
- (3) 連続構造上路式吊床版橋の完成構造系の設計において, 断面力の算出には微小変位理論を概ね適用できるが, 活荷重による最大変位の算出には有限変位理論を適用する必要がある.
- (4) 上床版端部弾性結合構造のばね定数は, 橋脚が負担する活荷重による水平力および温度変化により橋台に作用する水平力をそれぞれ小さく抑えることのできる値に設定すればよい.
- (5) 吊床版が, 上記水平力を負担しないことに着目して上床版のみを梁としてモデル化することにより, 上床版端部弾性結合構造のばね定数を容易に設定できる簡略式を提案することができた.
- (6) 上床版端部弾性結合構造を有する連続構造上路式吊床版橋の構造特性を把握するために行った骨組解析および解析モデルの妥当性を, 実橋で実施した静的・動的載荷試験結果により確認することができた.

連続構造吊床版橋の全体剛性は, 非対称荷重載荷

時における吊床版軸線の形状変化および橋脚の水平変位に大きく影響を受ける. 上床版端部弾性結合構造は, 多径間吊構造に特有な後者の特性を改善することができるが, 今後は, 上路式吊床版橋における前者の特性を抑えることのできる構造を開発し, その効果を確認していく必要があると考えられる.

本報告が, 連続構造上路式吊床版橋の発展に何らかの寄与ができれば幸いである.

謝辞: 本論文を取りまとめるにあたり, 東京都立大学大学院前田研一教授に貴重なご意見を頂きました. 厚くお礼を申し上げます.

参考文献

- 1) Vik, B. : Kollstrømmen bro - En hengekonstruksjon i spennbetong, *Nordisk betong*, pp.13-17, 6-1978.
- 2) Lin, T.Y. and Kulka, F.: Construction of Rio Colorado Bridge, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.18, No.6, pp.92-101, 1973.
- 3) 甲斐 忠, 徳光善治, 松下博通, 荒川敏雄, 別府英生, 藤元安宏: 速日峰橋の設計と施工(その1), *プレストレストコンクリート*, Vol.19, No.6, pp.34-45, 1977.
- 4) 近藤真一, 内田誠二郎, 齋藤謙一: 3径間連続上路式吊床版橋の構造特性について, *プレストレストコンクリート技術協会第4回シンポジウム論文集*, pp.99-104, 1994.
- 5) 田島 宏, 鈴木 勲, 大塚博司, 鈴木辰夫, 近藤真一: 潮騒橋の施工と管理, 橋梁と基礎, Vol.29, No.6, pp.2-8, 1995.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.

(1999. 6. 30 受付)

STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF MULTI-SPAN STRESS RIBBON BRIDGE WITH ROADWAY SLAB DECKS

Shinichi KONDOH, Shiro HANAOKA and Hiroshi NAKAI

A prestressed concrete multi-span stress ribbon bridge with roadway slab decks consists of decks, columns which support the decks, and stress ribbons. The overall stiffness of the structure is increased using elastic connections with horizontal neoprene bearings and prestressing tendons which are installed between the ends of the roadway slabs and the abutments.

This paper presents structural characteristics of a multi-span stress ribbon bridge with roadway slab decks and a simplified procedure for the determination of the spring constant of an elastic connection.