

吊床版構造を応用した新しい PC 複合トラス橋の設計と施工

熊谷 紳一郎*1・近藤 真一*2・梅津 健司*3・加藤 幸則*4・小松原 隆之*5

1. 緒 言

吊床版橋は、急峻な渓谷などに単径間の橋を建設する場合に最も優位性を発揮する形式の橋である。しかし、吊床版に生じる水平力を地盤に定着させることが必要であり、地盤条件が良好でない架橋地点では適用できない場合があることが課題となっていた。

著者は、この問題を解決するため、他碇構造として懸垂架設した吊床版上に橋体を構築したのちに、構造系を自碇構造に変換して完成させる橋の構造と、その架設工法を提案し、さらに全体構造の軽量化を目指した PC 複合トラス橋の実現性について検討した¹⁾。このような吊床版構造を応用した PC 複合トラス橋に関する研究は、著者らが実施した研究以外に行われていない。

能登半島の巖門に建設された巖門園地園路橋は、吊床版構造を応用した PC 複合トラス橋として初めて建設された、支間 37.0 m、有効幅員 1.5 m の歩道橋であり、2001 年 10 月に竣工した（写真 - 1）。

橋梁選定では、架橋地点が切り立った断崖であることに加えて、保安林の伐採を極力少なくしなければならない条件から、ポステン桁などを搬入することや、架設のために大型の重機を設置することが困難であったため、小さな部材をケーブルに懸垂させて送り出しながら組み立てていく、上路式吊床版橋が当初検討された。しかし、地盤がそれほど良好ではないことが判明したことから、自碇構造である

吊床版構造を応用した PC 複合トラス橋が選定されたものである²⁾。

本論文では、巖門園地園路橋の設計と施工について述べるとともに、実橋における他碇構造から自碇構造への構造系変換時に実施したコンクリートひずみなどの計測結果、および完成後に実施した振動試験結果などにより、本 PC 複合トラス橋の構造特性について明らかにする。

2. 設 計

2.1 構造および材料

上部構造は、上床版、下床版、トラス斜材および端部セグメントで構成された曲弦トラス橋である。支間は 37.0 m であり、支間中央における構造高（縦距）は 3.4 m である。側面図を図 - 1 に、支間中央における断面を図 - 2 に示す。また、架設要領を図 - 3 に示す。

上床版厚は構造中心で 358 mm、下床版厚は 262 mm である。コンクリートの設計基準強度は、40 N/mm² を基本とし

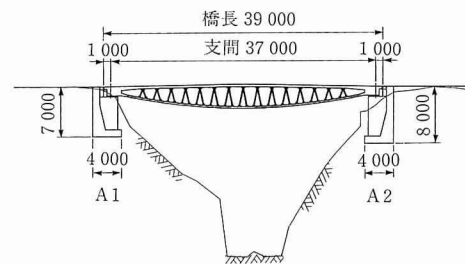


図 - 1 側面図

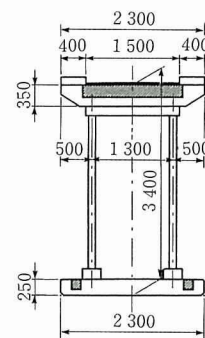


図 - 2 断面図



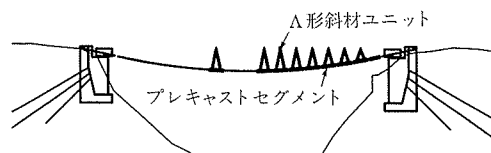
写真 - 1 巖門園地園路橋の全景

*1 Shin-ichiro KUMAGAI：住友建設（株）九州支店
 *2 Shinichi KONDOH：住友建設（株）土木本部技術部
 *3 Kenji UMEZU：住友建設（株）技術研究所
 *4 Yukinori KATOH：住友建設（株）名古屋支店
 *5 Takayuki KOMATSUBARA：石川県環境安全部 自然保護課

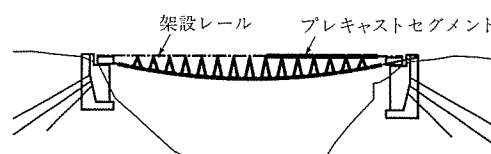
Step 1 端部セグメントの施工, 下床版1次PC鋼材の張り渡し



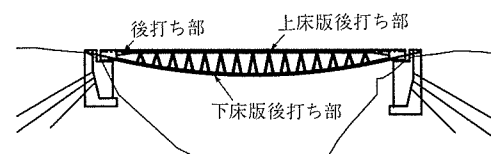
Step 2 下床版セグメントの懸垂架設



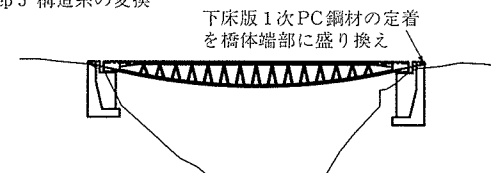
Step 3 上床版セグメントの送り出し架設



Step 4 後打ち部の施工



Step 5 構造系の変換



Step 6 橋面工の施工

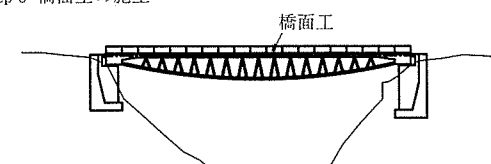


図-3 架設要領

た。上床版, 下床版ともに, プレキャストセグメントを主体とし, セグメント同士の隙間には, 現場で間詰めコンクリートを打ち込むものとした。プレキャストセグメントの長さは, 鉄筋の継手長および輸送条件を考慮して1.7 mとした。

2.2 下床版

下床版にはPC鋼材が配置されるが, 架設にあたり, 橋台の間に最初に張り渡す懸垂架設用のPC鋼材が, 1次PC鋼材であり, 下床版にプレストレスを与えるためのPC鋼材が2次PC鋼材である。

下床版1次PC鋼材は, 耐久性向上のためにポリエチレン被覆仕様とし, ねじ定着方式のSWPR 7B 19S11.1 (引張荷重2622 kN)を, 下床版の左右に1本ずつ配置した。

下床版1次PC鋼材は, 完成時には橋体端部セグメントに支圧板とナットを用いて定着させるが(図-4(a)), 架設時において下床版セグメントを懸垂架設する際には, さ

らにテンションロッドを接続して背後の橋台パラペットで定着させている(図-4(b))。この機構により懸垂架設時に生じる水平力は橋台に作用し, さらにグラウンドアンカーなどにより地盤に伝達され, 他碛構造が成立している。他碛構造から自碛構造に変換する際には, 橋台の1次PC鋼材の定着を解放することで, 自動的に橋台で受けもたれていた水平力が橋体で受けもたれることになる。

下床版2次PC鋼材は, 1次PC鋼材と同様に耐久性向上のために, エポキシ樹脂塗装仕様のSWPR 7B 3S15.2 (引張荷重783 kN)を4本配置した。シースはポリエチレン製のものを使用した。鉄筋も, 塩害対策のためにエポキシ樹脂塗装仕様とし, 下床版セグメント間詰め部の継手は, 下床版が軸方向引張力の卓越する部材であることを考慮して, ループ継手とした。

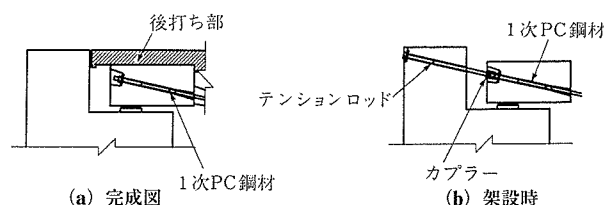


図-4 下床版1次PC鋼材の定着

2.3 トラス斜材

トラス斜材は鋼管とし, 下床版プレキャストセグメントおよびトラス格点部の構造を単純化するために, 工場で△形に加工した1組の斜材ユニットを, 1枚のセグメントに取り付ける構造とした。この構造は, 架設時に下床版セグメントを1次PC鋼材に固定している金具の位置に, 格点の位置を近づけることができ, 下床版セグメントに生じる曲げモーメントを小さくすることができる。1次PC鋼材へのセグメント固定位置と斜材格点部との位置関係を, 図-5に示す。

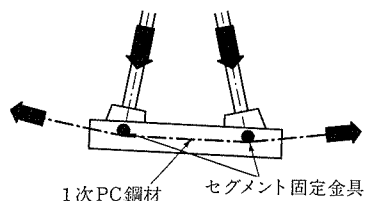


図-5 下床版1次PC鋼材へのセグメント固定位置と斜材格点部との関係

△形斜材ユニットは, 2.0 m 間隔で設けている。鋼管の材質は, STK 400, STK 490 を主体とし, 支点近傍のユニットには比較的大きな断面力が生じるため SCW 520 CF を使用することとした。鋼材の塗装は, 鋼道路橋塗装便覧³⁾に従い, 下塗りの防錆性能や上塗りの耐候性に優れ, 海上などの厳しい腐食環境においても, 長期間防錆効果を維持できるC塗装系を採用した。

△形斜材ユニットにおける隣り合う斜材の軸力は, 鋼管同士を直接溶接することによって伝達させることとした。

斜材と下床版の結合は、ベースプレートを通じてアンカーボルトによった。また、斜材と上床版との結合部には、アングルジベルを配置して、水平せん断力に抵抗させることとした。

2.4 上床版

上床版は、現場に入ることのできるクレーンの能力から、セグメント重量が25 kNに制限されていたため、15 cm厚さのセグメントを架設してから、このセグメントを型枠として利用し、場所打ちコンクリートを後打ちすることとした。

上床版主PC鋼材は、SWPR 19 1S28.6 (引張荷重 949 kN) を、場所打ち部に4本配置したが、耐久性をより向上させるためにプレグラウト仕様とした。

2.5 端部セグメント

端部セグメントは、上部構造の荷重を支承に伝達するほか、架設時における1次PC鋼材のサグ変化によって、1次PC鋼材の定着部に曲げを生じさせないという役割もになっている。端部セグメントと橋台パラペットの間には、維持管理のための検査廊を設けているが、この空間で他碇構造から自碇構造への変換作業も行うこととした。

2.6 構造解析および構造特性

構造解析は、架設系および完成系に分けて行った。架設系は、ケーブルとしての構造系であり、これに対しては有限変位理論を適用した。完成系は、構造系変換からの単純トラス橋としての構造系であり、これに対しては微小変位理論を適用した。なお、完成構造系に対する微小変位理論の適用性については、後述する実橋試験により確認している。

架設系および完成系の構造モデルを、図-6に示す。架設系モデルのうち、下床版1次PC鋼材の張り渡しから、下床版後打ち部の施工までは、1次PC鋼材の剛性のみを有するケーブル構造モデル、その後、上床版後打ち部の施工までは、下床版コンクリート断面の剛性を有する吊床版構造モデルとした。上床版主PC鋼材の緊張、構造系変換などは、完成構造系の骨組モデルで解析した。

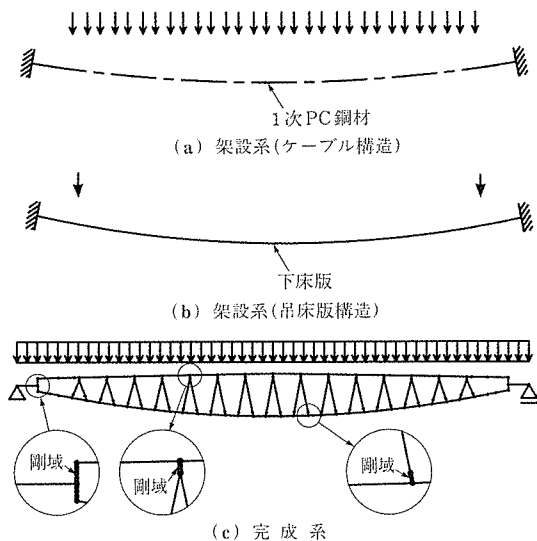


図-6 2次元骨組モデル

完成系モデルにおける、鋼斜材と下床版および上床版の取付け部などには剛域を設定した。

活荷重により下床版に生じる張力の水平成分（ここでは、下床版水平張力という）の分布を図-7に、活荷重により斜材に生じる軸方向力を図-8に、活荷重による上床版のせん断力を図-9に示す。

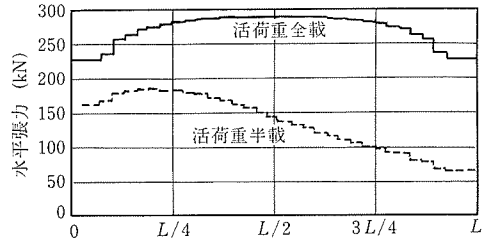
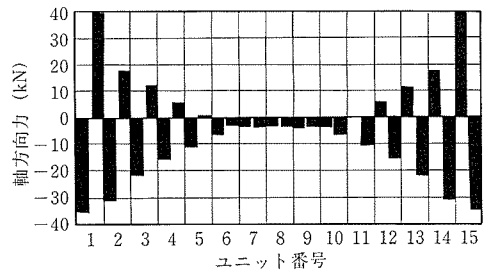
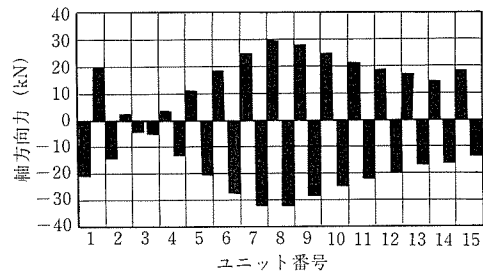


図-7 活荷重による下床版水平張力の分布

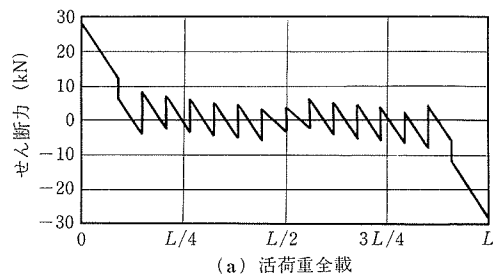


(a) 活荷重全載

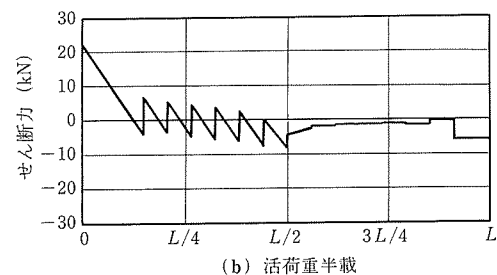


(b) 活荷重半載

図-8 活荷重による斜材の軸方向力



(a) 活荷重全載



(b) 活荷重半載

図-9 活荷重による上床版のせん断力

活荷重全載時においては、支点位置から $L/4$ 点までの範囲は、 $L/4$ 点から $3L/4$ 点の範囲に比べて、下床版水平張力は小さく、斜材軸方向力と上床版せん断力の絶対値は大きくなっており、支間の端部にトラス斜材の影響がみられる。

活荷重半載時においては、下床版水平張力が、 $L/2$ 点から L 点にかけて、トラス斜材の影響で、直線的に減少している。一方、斜材軸方向力は、荷重が載荷されている支間の左半分と右半分では、その傾向が異なっており、支間中央部で最大絶対値を示している。

$L/4$ 点、 $L/2$ 点における下床版水平張力の影響線を図 - 10 に、上床版曲げモーメントの影響線を図 - 11 に、上床版鉛直変位の影響線を図 - 12 に示す。

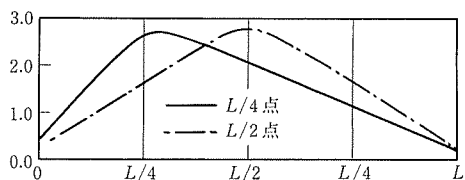


図 - 10 下床版水平張力の影響線

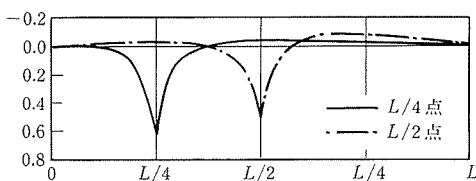


図 - 11 上床版曲げモーメントの影響線

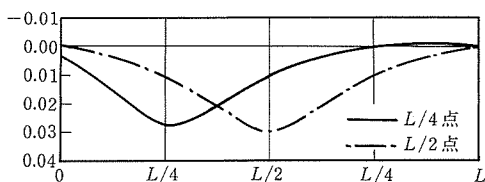


図 - 12 上床版鉛直変位の影響線

吊構造では、水平張力がケーブル全長にわたり一定となるため、 $L/4$ 点と $L/2$ 点の水平張力の影響線は一致する⁴⁾のに対して、本橋の下床版水平張力の影響線は、 $L/4$ 点と $L/2$ 点で一致しておらず、構造特性が吊構造とは異なっていることを示している。

一方、上床版の曲げモーメントおよび鉛直変位の影響線は、上床版を、斜材位置を支点とする連続桁とみなした場合とは異なる形状で、わずかではあるが上床版が上側に変形して上縁引張となる負の領域が生じており、懸垂曲線を描く下床版に生じる張力の鉛直方向分力の影響がみられる。

このように、本構造は、吊構造として架設されながら、完成系では吊構造よりもトラス構造に近い特性を有していることがわかる。

2.7 安全性の検討

安全性の検討は、基本的には道路橋示方書⁵⁾に従い、PC 吊床版橋設計施工規準 (案)⁶⁾を参考にして行ったほか、本構造に特有な照査基準も設定した。設計条件を表 - 1 に示す。

表 - 1 設計条件

橋種	歩道橋	
橋長	39.0 m	
支間	37.0 m	
有効幅員	1.5 m	
活荷重	3.5 kN/m ²	
コンクリート	40 N/mm ²	
P C 鋼材	SWPR 7B	19S11.1
	SWPR 7B	3S15.2
	SWPR 19	1S28.6

下床版の供用限界状態における検討は、基本的にコンクリート断面の曲げひび割れ幅の照査、PC 鋼材応力度の照査などを行った。

ただし、永久荷重作用時においては、コンクリート断面に曲げ引張応力度を生じさせていない。また、道路橋示方書の許容軸方向引張応力度の規定を適用し、すべての荷重組合せケースにおいて、コンクリート断面には軸方向引張力を生じさせないように、2次PC鋼材によりプレストレスを与えることとした。

下床版は、コンクリート断面にひび割れが入り、PC鋼材の降伏によって終局限界状態に至るものと考えられるが、設計ではPC鋼材の降伏に対する照査に加えて、安全をみて、せん断に対する照査も行った。

端部セグメントからカプラーを介して橋台パラペットに延長されている下床版1次PC鋼材には、上床版後打ち部施工時、すなわち構造系変換直前の状態において最大引張力が生じることから、この時にPC鋼材の引張荷重 (P_u) に対する安全率 1.67 ($0.6 P_u$) を確保できるように、下床版1次PC鋼材の断面積を決定している。

また、他礎から自礎への構造系変換によって、下床版コンクリート断面には圧縮力が作用するが、設計では、この力がばらつくことを想定し、構造系変換による圧縮力を無視したケースについても安全性を照査している。

下床版のPC鋼材配置を、図 - 13 に示す。この図から、幅 2.3 m の下床版に、1次PC鋼材と2次PC鋼材がバランスよく配置されていることがわかる。

上床版の供用限界状態および終局限界状態の検討は、一般的な梁部材としての照査を行った。上床版トラス格点部の鉛直方向に生じる引張力に対しては、鉄筋で補強した。

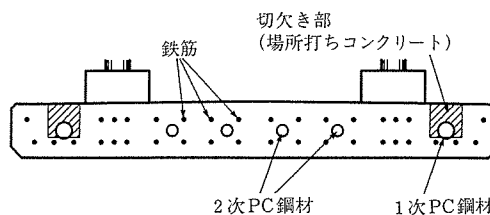


図 - 13 下床版の PC 鋼材配置

トラス斜材の検討は、道路橋示方書⁷⁾に従った。

活荷重によるたわみは最大 2.2 mm で、たわみの支間に対する比は 1/16 800 であり、道路橋のプレートガーダーにおけるたわみの許容値 1/500 に比べ、かなり小さな値となった。

2.8 考 察

吊床版構造を応用した PC 複合トラス橋を、巖門園地園路橋に適用して詳細設計を行った結果、本構造が細部にわたりバランスよく構造を成立させることができ、PC 構造としての安全性を確保することができることが確認できた。

また、本構造は、吊構造よりもトラス橋に近い構造特性を有していることがわかった。

3. 施 工

3.1 概 要

上部工は、2001 年 8 月初旬から吊足場の架設に入り、中旬から下床版プレキャストセグメントの架設、9 月中旬から上床版プレキャストセグメントの架設を行い、10 月中旬に他碇から自碇への構造系変換を行い、橋体が完成した。そして、10 月下旬には橋面工などもすべて完了し、竣工した。

プレキャストセグメントは、工場であらかじめ製作しておき、現場まで運搬した。

3.2 橋体端部セグメントの施工

橋台が完成すると、まず吊足場を架設し、橋台上に橋体の端部セグメントを施工した。端部セグメントは、場所打ちコンクリートとし、ゴム支承および耐震固定用のアンカーバーをセットしておいた。

端部セグメントには、架設時に下床版 1 次 PC 鋼材偏向部から上向きあるいは下向きの力が作用する。端部セグメントが、この力により回転変位しないように、セグメントの下の H 鋼と、橋台と結合した PC 鋼棒で、仮固定した。

下床版 1 次 PC 鋼材は、橋台パラベット後方における仮定着部からパラベットおよび端部セグメントを通り偏向部まで、直線性が保たれるように、シーすは鋼管とした。

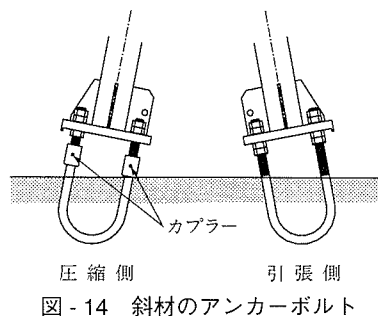
3.3 下床版 1 次 PC 鋼材の張り渡し

下床版 1 次 PC 鋼材の張り渡しは、吊床版橋と同様な手順で行ったが、端部セグメントへの引き込み作業の後、ナットで仮固定してから、さらにテンションロッドを接続し、橋台パラベット後方で固定した。この後、端部セグメントにおける 1 次 PC 鋼材定着端のナットは、ゆるめておいた。

なお、橋台パラベットには、架設時に大きな水平力が作用するため、鉛直 PC 鋼材によりプレストレスを与えている。

3.4 下床版セグメントの懸垂架設

下床版セグメントは、まず A₁ 橋台前方に設けた構台上に、水平に仮置きしてから、Δ 形斜材ユニットをセグメントに取り付けた。吊上げには、25 トン・ラフタークレーンを用いた。セグメントには U 形のアンカーボルトが埋め込まれている。Δ 形ユニットの取付けのために、圧縮斜材のアンカーボルトは、ユニットを仮セットした後にボルトを継ぎ足すことができる構造とした (図 - 14)。



下床版セグメントの懸垂架設は、吊床版橋と同様な手順を踏み、セグメントにローラーをセットし、A₂ 橋台のウインチを用いてセグメントを牽引した (写真 - 2)。

すべてのセグメントの架設が完了してから (写真 - 3)、Δ 形斜材ユニットの台座に無収縮モルタルを流し込んだ。

下床版セグメントの間詰め部の施工は、上床版セグメントの架設がすべて完了してから行った。

3.5 上床版セグメントの送り出し架設

上床版セグメントの架設に先立って、上段足場を組み立てた。次に、Δ 形斜材ユニットの頂部同士をアングルレールで連結した。斜材ユニットの配置間隔を 2 m と短く設定しているため、このレールは人力のみで設置可能である。

上床版セグメントは、レール上の台車にセットし、順次送り出し架設した (写真 - 4)。所定の位置に達すると、仮

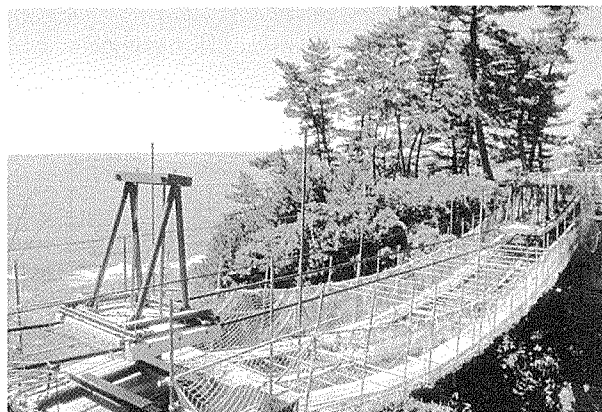


写真 - 2 下床版セグメントの懸垂架設



写真 - 3 下床版セグメントの架設完了

固定用のボルトに盛り換えて台車を取り外し、据付位置を微調整し固定した(写真-5)。

3.6 上床版および下床版の後打ち部の施工

上床版セグメントの架設完了後、下床版後打ち部の施工、下床版2次PC鋼材の緊張および上床版後打ち部の施工を行い、橋体を完成させた。

3.7 構造系の変換

後打ち部の施工後、橋体の端部セグメントにおける1次PC鋼材定着端のナットを締め込んでから、橋台パラベット後方においてテンションロッドに緊張ジャッキをセットし、

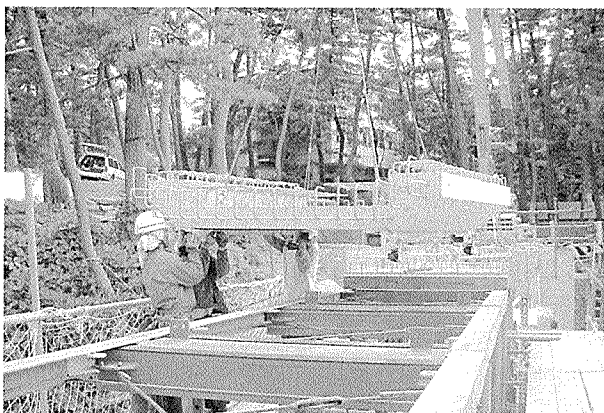


写真-4 上床版セグメントのレール上へのセット

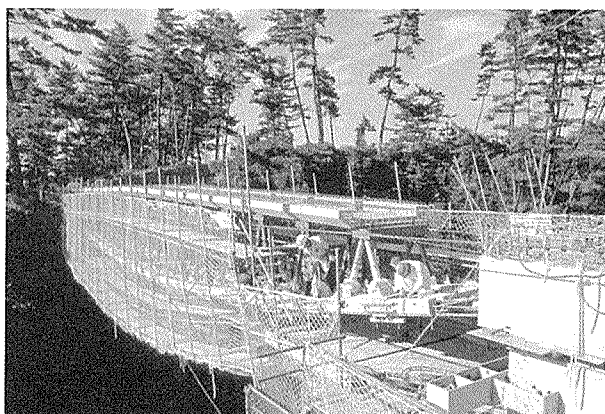


写真-5 上床版セグメントの架設完了

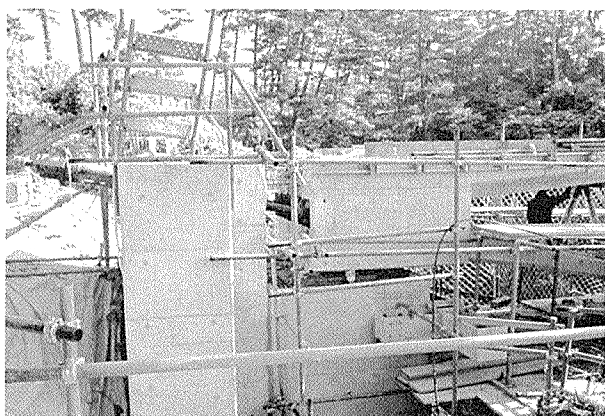


写真-6 構造系変換のための緊張ジャッキ

張力を若干増加させて、テンションロッドのナットをゆるめ、緊張ジャッキの張力を減少させた(写真-6)。

この操作により、1次PC鋼材張力の反力が橋台から橋体に移行し、自碇構造として橋体が完成した。

3.8 考察

吊床版構造を応用した新しいPC複合トラス橋を、実橋に適用し、架設を行うことで、本工法が合理的な架設工法であることが確認できた。

4. 構造系変換時における挙動

吊床版構造を応用したPC複合トラス橋の他碇構造から自碇構造への構造系変換時における挙動を確認することを主な目的として、コンクリートひずみ、変位などの計測を行った。実橋における構造系変換作業は、橋体端部セグメントにおける仮固定工の撤去作業や、グラウンドアンカー引張力の段階的な解放作業も同時に実施されたが、ここでは、下床版1次PC鋼材引張力の盛り換え作業に伴う項目のみを抽出して示す。

4.1 計測方法

上床版および下床版のコンクリートひずみは、静的ひずみ測定器を用いて、上床版の変位は、電子レベル、電子スタッフを用いて計測した。構造系変換時の計測位置を、図-15に示す。上床版のL/2点は、支間中央の間詰め部を示し、下床版のL/2点は、支間中央近傍における第8セグメントと第9セグメントの間詰め部を示す。L/4点についても同様である。

4.2 解析

他碇構造から自碇構造への変換時における解析は、微小変位理論を用いた骨組解析とした。解析モデルは、図-6(c)と同一である。

解析における材料のヤング係数は、鋼斜材およびPC鋼材は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、コンクリートは、構造系変換時に実施したヤング係数試験結果に基づいて設定した(表-2)。

上床版プレキャストセグメントの上部は、セグメントを

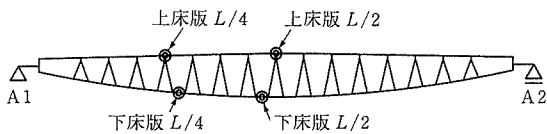
表-2 コンクリートのヤング係数

部材	ヤング係数 (kN/m ²)	備考	
場所打ち部	上床版	3.0×10^7	材齢6日
	下床版	3.1×10^7	
プレキャストセグメント	3.4×10^7		

表-3 断面性能

部材	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント			
		I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)	
上床版	標準部	0.7488	0.0074	0.2930	0.0275
	端部	1.0967	0.0268	0.4436	0.1029
下床版	標準部	0.6278	0.0033	0.2699	0.0114
	端部	0.8809	0.0118	0.3828	0.0427
端部セグメント	2.7470	0.3918	1.2082	1.0930	
斜材	標準部	0.002041	0.000003	0.000003	0.000006
	端部	0.003277	0.000004	0.000004	0.000009

注) コンクリート部材の断面性能には、PC鋼材、鉄筋を考慮し、プレキャストセグメントのヤング係数(実測値)で換算
斜材の断面積は、鋼管1本あたりの値



◎：埋込み型ひずみ計，鉄筋計

図 - 15 計測位置

架設した後にコンクリートが後打ちされる。コンクリートの材齢は、プレキャストセグメントが、6ヶ月であったのに対して、後打ち部は6日であった。このように、両者のヤング係数が異なっていたため、部材の断面性能は、これらのヤング係数比とともに、PC鋼材と鉄筋も考慮した換算断面性能を用いた（表-3）。

荷重は、構造系変換直前に1次PC鋼材に作用している引張力（1131 kN/本）であり、これを橋体の支圧板位置に作用させた。

4.3 計測結果

上床版および下床版の断面図心におけるコンクリートひずみについて、解析値と実測値の比較を、図-16に示す。これによると、他碇構造から自碇構造への変換によって、上床版、下床版ともに圧縮ひずみが生じており、1次PC鋼材の引張力を橋体に盛り換えたことにより、プレストレスが与えられたことがわかる。

L/2点においては、上床版の実測値（65 μ ）は解析値（64 μ ）にはほぼ一致したが、下床版の実測値（20 μ ）は、解析値（34 μ ）より小さい結果となった。

L/4点においては、上床版の実測値（87 μ ）は解析値（62 μ ）より大きい結果となったが、下床版の実測値（36 μ ）は解析値（35 μ ）にはほぼ一致した。

このように、実測値と解析値に最大25 μ の差が生じたが、

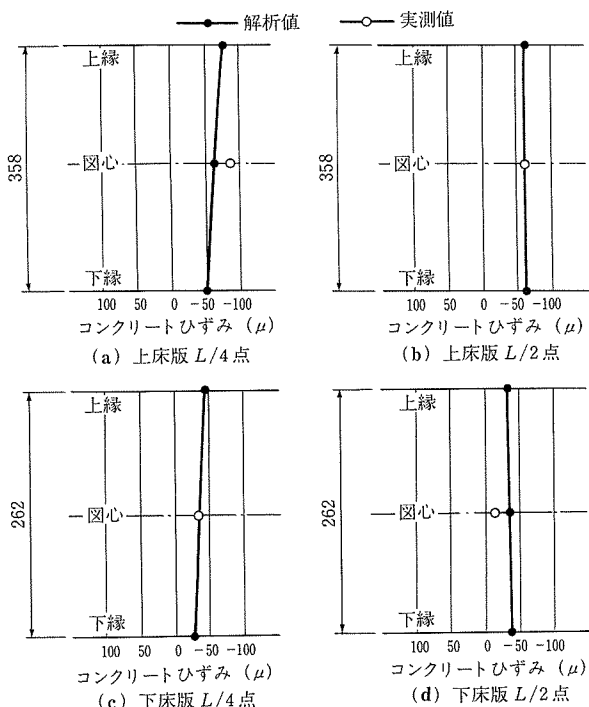


図 - 16 コンクリートのひずみ

この差はコンクリート応力としては0.7~0.8 N/mm²程度のレベルであることから、解析が実橋における構造系変換時の挙動を、おおむね再現できているものと判断できる。

また、構造系変換時における支間中央の上床版鉛直変位の実測値は-4.9 mm（下方）で、解析値（-3.6 mm）に比べ、1.3 mm大きかった。

これらの実測値は、絶対値が小さいことを考慮すると、妥当なものと判断できる。

4.4 考察

実橋において、他碇構造から自碇構造への構造系変換時に実施したコンクリートひずみなどの計測により、1次PC鋼材の引張力が、橋体にプレストレスとして与えられることが確認できた。また、このときの挙動は、微小変位理論による骨組解析によって把握できることが確認できた。

5. 振動試験による構造特性の検証

吊床版構造を応用したPC複合トラス橋の構造解析に、骨組モデルを用いた微小変位解析を適用すること、および構造解析モデルの妥当性を確認すること、ならびに本構造の構造特性を把握することを目的として、振動試験を行った。

振動試験の項目は、減衰自由振動試験および常時微動計測とした。試験時において、地覆、高欄、舗装は未施工であった。

5.1 加振および計測方法

加振方法は、車両踏台落下法および人力加振法とし、各モードの減衰自由振動波形より、モードごとのモード減衰を求めた。

(1) 車両踏台落下試験

ハンドガイド式小型振動ローラーを試験車両とし、前輪を高さ154 mmの踏台から落下させることにより橋体に衝撃力を与え、このときの減衰自由振動波形を計測した。ローラーの総質量は600 kg、前輪荷重が2.75 kN、後輪荷重が3.14 kNであり、固有振動数が2.38 Hzである。試験状況を写真-7に示す。各種モードを捉えるため、鉛直加振では幅員中央のFV1, 2, 3の3ヵ所で、ねじり加振では幅員方向に偏心させたFT1で車輪を落下させた。



写真 - 7 振動試験の状況

(2) 人力加振試験

下床版上で2~3人が鋼斜材に同時に飛びつき水平方向の衝撃力を与え、このときの減衰自由振動波形を計測した。

減衰自由振動試験の計測は、サンプリング間隔 200 Hz で 30 Hz のローパスフィルターをかけることにより行った。センサーにはサーボ型加速度計を用い、橋面上に設置した(図-17)。

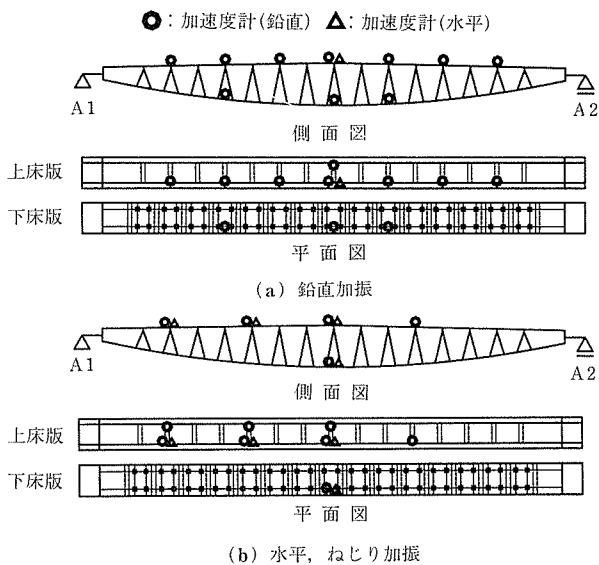


図-17 加速度計の設置位置

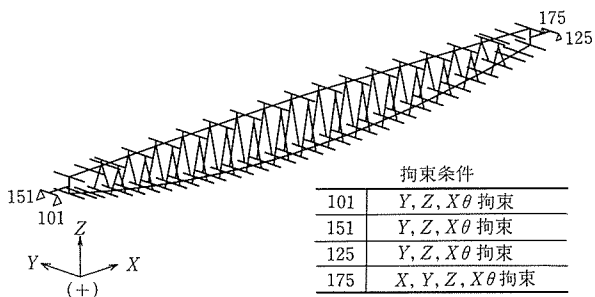


図-18 3次元骨組モデル

同時に行った常時微動計測は、減衰自由振動試験における計測と同一とし、各測点の微動をデータレコーダに記録した。このデータをFFT法によってフーリエ変換し、各測点のパワースペクトルを得て、パワースペクトルのピークとなる振動数より固有振動数を求めた。

5.2 解析

固有値解析は、上部構造のみをモデル化した3次元骨組モデルを用いて行った(図-18)。支持条件は単純支持であり、4箇所の支承のうち、1箇所のみ橋軸方向の移動を拘束した。質量は自重のみを考慮している。コンクリート部材の断面性能は、構造系変換時における解析と同様に、PC鋼材およびプレキャストコンクリートと場所打ちコンクリートのヤング係数の相違を考慮した換算断面性能である(表-3)。

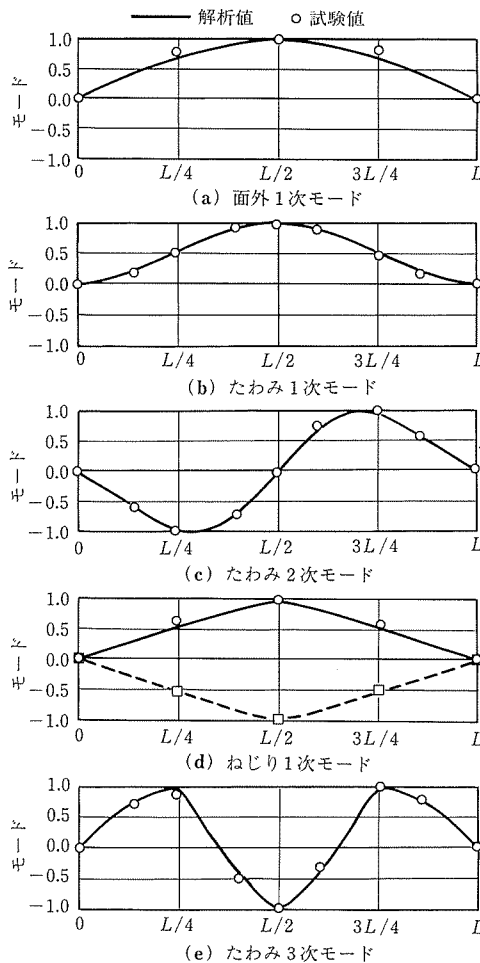


図-19 固有振動モード

5.3 試験結果

振動試験より得られた固有振動数および減衰定数を表-4に、固有振動モードを図-20に示す。減衰定数はフィルター処理した減衰自由振動波形から求めた値である。

試験結果と解析結果は、よく一致しており、たわみ振動、面外振動およびねじれ振動に関する解析モデルの妥当性が確認できた。

表-4 振動試験結果

次数	振動モード	振動数 (Hz)				減衰定数
		解析結果	試験結果			
			人力加振	車両落下	常時微動	
1	面外1次	2.58	2.07	—	2.07	0.021
2	たわみ1次	4.70	—	4.79	4.81	0.007
3	たわみ2次	5.69	—	5.81	5.81	0.004
4	ねじり1次	7.45	—	6.41	6.45	0.010
5	たわみ3次	9.10	—	9.20	9.19	0.005

本橋の減衰定数は、たわみ振動について0.004~0.007、面外振動で0.02、ねじり振動で0.01であり、PC斜張橋⁸⁾やPC吊床版橋⁹⁾において、これまでに得られている値と同程度の値であった。

本橋では、たわみ振動の最低次モードとして対称モードが現れた。速日峰橋¹⁰⁾、潮騒橋¹¹⁾、夢吊橋¹²⁾など、鉛直材

を有する上路式吊床版橋では、逆対称モードが最低次モードとして現れている。

一般的な単純桁橋では、対称モードが最低次モードとして現れるので、この意味では、本複合トラス橋は、桁橋に近い振動特性を有しているといえる。

しかしながら、桁橋の場合は、逆対称モードであるたわみ2次モードの振動数は、たわみ1次モードの4倍程度となるのに対して、本橋では両固有振動数が比較的近い(4.79 Hz, 5.81 Hz)という、吊構造などに見られる結果となっている。

これより、本複合トラス橋は、桁橋と同様な振動特性を有していると認められる一方、下床版軸線形状が懸垂曲線を描いており、上床版剛性と下床版剛性の比も比較的小さいため、振動特性に吊構造と類似の特性が見られることがわかった。

5.4 考 察

振動試験結果より、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を確認することができた。

また、本複合トラス橋は、桁橋と同様な振動特性を有しているが、吊構造と類似な特性も見られることがわかった。

6. 結 言

吊床版構造を応用したPC複合トラス橋として初めて建設された巖門園地園路橋における、設計、施工、および構造系変換時における計測、完成時における構造特性の検証など、一連の本複合トラス橋に関する研究から得られた知見は、以下のとおりである。

(1) 吊床版構造を応用したPC複合トラス橋を、実橋に適用して詳細設計を行った結果、本構造が細部にわたりバランスよく構造を成立させることができ、PC構造としての安全性を確保して設計できることが確認できた。

(2) 本複合トラス橋は、剛性の高いトラス橋としての静的構造特性を有していることが、影響線解析結果などにより確認できた。

(3) 本複合トラス橋を、実橋に適用して架設を行った結果、本工法が合理的な架設工法であることが確認できた。

(4) 実橋におけるコンクリートひずみなどの計測結果より、他碇から自碇への構造系変換時に、下床版1次PC鋼

材の引張力が橋体にプレストレスとして与えられることが確認できた。また、このときの挙動は、微小変位理論による骨組解析によって把握できることが確認できた。

(5) 実橋における振動試験結果より、微小変位理論による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ることが確認できた。

(6) 振動試験結果から、本複合トラス橋は、桁橋と同様な振動特性を有しているが、吊構造と類似な特性も見られることがわかった。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、横浜国立大学大学院 池田尚治教授(現横浜国立大学名誉教授)に貴重なご意見をいただきました。ここに、厚くお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 熊谷紳一郎, 近藤真一, 池田尚治: 吊床版構造を応用した新しいPC複合トラス橋に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.44, No.1, pp73-82, 2002.1
- 2) 小松原隆之, 近藤真一, 加藤幸則: 懸垂工法で架設するPC曲弦トラス橋の構造と施工, 北陸の建設技術, Vol.12, No.1, pp.22-25, 2002.1
- 3) 日本道路協会: 鋼道路橋塗装便覧, 1990.6
- 4) 平井 敦: 鋼橋(Ⅲ), pp.337-363, 技報堂, 1967.9
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 1996.12
- 6) プレストレストコンクリート技術協会: PC吊床版橋設計施工規準(案), 2000.11
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 1996.12
- 8) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.147-161, 1999.7
- 9) 梶川康男, 深田宰史, 吉川裕晃: 単径間PC吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.811-817, 1998.3
- 10) 鳥野清, 成富勝, 日笠山徹巳, 小坪清真: 上路式PC吊橋の動特性とその改善, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.691-698, 1986.
- 11) 近藤真一, 花岡志郎, 中井裕司: 連続構造上路式吊床版橋の構造特性について, 土木学会論文集, No.658/VI-48, pp.107-119, 2000.9
- 12) 梶川康男, 久保修平, 深田宰史, 近藤真一: 上路式PC吊床版橋の振動特性, 橋梁振動コロキウム'01論文集, pp.97-104, 土木学会, 2001.10

【2002年3月25日受付】

