

# 自碇式上路 P C 吊橋の終局挙動に関する実験的検討

## Ultimate Behaviors of Self-Anchored Suspended Bridge with Prestressed Concrete Deck

角本 周\*, 大信田 秀治\*\*, 梶川 康男\*\*\*, 南部 敏行\*\*\*\*

Meguru TSUNOMOTO, Hideharu OHSHIDA, Yasuo KAJIKAWA and Toshiyuki NANBU

\*工修 オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 (〒102東京都千代田区平河町2-1-2)

\*\* オリエンタル建設(株) 東京支店工務部 (〒164東京都中野区本町1-32-2)

\*\*\*工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920石川県金沢市小立野2-40-20)

\*\*\*\* 金沢大学大学院工学研究科 修士課程 (〒920石川県金沢市小立野2-40-20)

This paper presents the ultimate behavior of self-anchored suspended deck bridge. There is a possibility of buckling failure because these bridges have structural problems that a serious axial force work on main girder. The stiffness and the effective length of the member determine the buckling load. If it is a steel member, the buckling load are evaluated by constant bending stiffness under failure moment. But, if it is a concrete member, bending stiffness is not constant. Therefore, the buckling failure mode of these bridges are formed by geometrical nonlinearity and material nonlinearity. It is found from the experiment that displacement and load of suspension cable almost show linearity in spite of crack of concrete or yielding of reinforcement in these bridges. It shows that the universal stiffness isn't affected by the reduction of local stiffness and the buckling load isn't affected by the reduction of local stiffness either, because the load of suspension cable is larger than the equivalent buckling load.

**Key Words :** self-anchored suspended bridge, prestressed concrete, ultimate behaviors

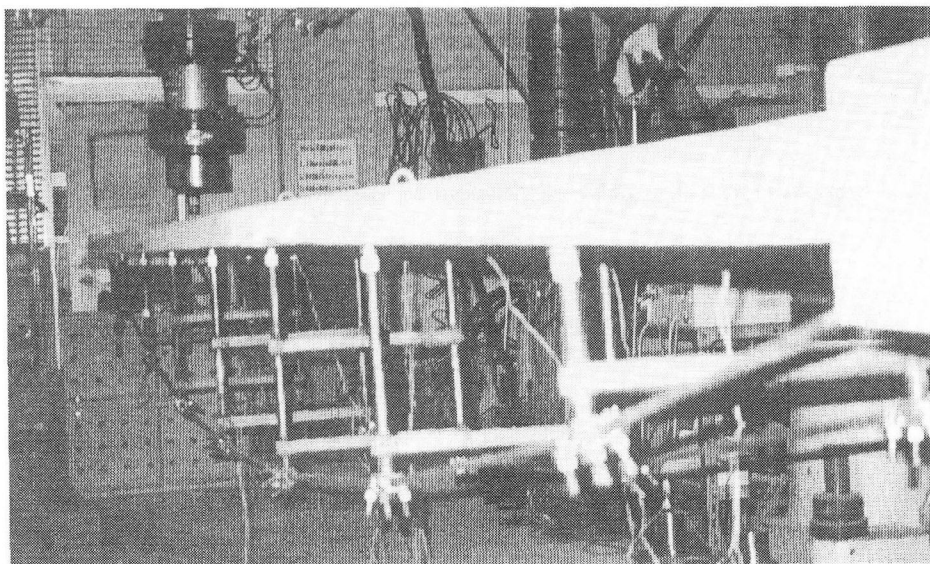
### 1. はじめに

吊形式橋梁は、ケーブルシステム・塔・補剛桁（橋床）およびアンカブロックという性格の異なる4つの要素を有機的に結び付けた構造と言われている<sup>1)</sup>。しかしながら、伊藤が「吊橋のかたち」について「・・・ケーブルの角度を変えるための塔を普通は備えている。普通はと断ったのは、主ケーブルと橋床以外の要素は実はなくても済む場合があるからである。・・・」と述べているように<sup>2)</sup>、すべての要素が必ずしも構造上必要とは限らない。例えば、吊ケーブルと補剛桁を一体化し塔を省略した形式として吊床版橋があり<sup>3)</sup>、また、吊ケーブルの反力を補剛桁の軸線に負担させることでアンカブロックを省略した形式として自碇式吊橋がある<sup>4)</sup>。これらの吊形式橋梁は、軽快な補剛桁やケーブルがかもしだす曲線形状により優美な景観を示しており、今後、都市内や公園内等においてより多く架設されるものと考えられる。

本研究で対象とする自碇式上路 P C 吊橋とは、鉛直材を介して主桁を支持する吊ケーブルを主桁両端に定着し、

吊ケーブルに作用する張力の水平反力を主桁軸方向に負担させ、かつ、その軸力によりコンクリート製の主桁にプレストレスを導入するという、構造特性を生かした合理的な形式の橋梁である<sup>5), 6)</sup>。この形式の構造上の問題点としては、主桁に曲げ剛性と比較して大きな軸力が作用することにあり、主桁剛性と吊ケーブルからの作用軸力の比によっては主桁が座屈破壊する可能性があることである。座屈耐力は部材の曲げ剛性と有効部材長から定まることから、鋼部材ならば、降伏モーメント以下で一定である曲げ剛性により座屈耐力を評価できる。しかしながら、コンクリート部材では、降伏モーメント以下においてもひび割れの進展等により曲げ剛性が非線形性を示すことから、座屈耐力の算出における曲げ剛性の評価が不明確である。つまり、自碇式上路吊橋の終局挙動は、幾何学的非線形と材料非線形が複合した挙動を示すものと考えられる<sup>7)~9)</sup>。

本研究は、このように複合した挙動を示すと考えられる自碇式上路 P C 吊橋の終局挙動を、プレストレス量や鉄筋量等をパラメータとし、模型供試体を用いて実験的に検討したものである。



写真－1 模型供試体

## 2. 実験概要

### 2.1 実験供試体

実験の対象とする自碇式上路PC吊橋としては、支間長 30～50mの歩道橋を想定した。模型供試体は、荷重装置の関係から空間縮尺が1/4～1/6程度となるように寸法を設定し、供試体長8.0m、支間長7.8mとした。吊ケーブルのサグ量は、標準で 520mm（支間サグ比1/15）、比較ケースとして 390mm（支間サグ比1/20）とした。模型供試体を図－1に示す。なお、使用材料の強度試験結果を表－1に示す。

主桁部材は、想定した支間長の歩道橋においては主桁部材厚が 350mm程度となること、および、かぶり等のコンクリート部材の製作上の制約から、縮尺 1/5として部材厚70mmの矩形断面とした。主桁断面を図－2に示す。桁内ケーブル用として2本のPC鋼より線（1S12.7mm）用のシース孔、異形鉄筋 D6（SD295）8本（鉄筋比1%）、比較のために16本（鉄筋比2%）を配筋した。支点部は桁内ケーブルおよび吊ケーブルの定着のため部材厚を150mmと大きくし、鉄筋により補強し、吊ケーブル用シースを斜めに配置した。

模型供試体は、主桁が一体のコンクリートから成る一体化モデルと、エポキシ樹脂系接着剤で接合されたセグメントで形成されるセグメントモデルを製作した。なお、一体化モデルにおいても、供試体の運搬上、主桁を3ブロックに分割し、各荷重ケースにおいてモーメントの交番点となる付近に継手接合部（145 mm）を設け、実験室で間詰めコンクリートを打設して接合した。コンクリート打設後7日間養生した後、主桁にプレストレスを導入

した。プレストレス量は標準として断面に6Mpaの圧縮応力が導入されるように決定し、比較のために、半分の3Mpaの供試体も作成した。セグメントモデルは、475mmと500mm長のセグメントをエポキシ系樹脂の接着剤を使用して接合し、プレストレスを導入して一体化させた。

一体化モデルおよびセグメントモデルとも、プレストレス導入後にグラウトを注入し、7日間養生後、2本の炭素鋼鋼管（ $\phi 21.7$ ）で作成された鉛直材を主桁の8等分点に球座受け金具を配置、吊ケーブルの法線上にセットした。その上で、死荷重作用状態で鉛直材取付け位置が仮想支点となるように吊ケーブル（1S12.7mm、2本）に張力（サグ比1/15のとき6.5kN/本、サグ比1/20のとき8.6kN/本）を導入した。なお、鉛直材および吊ケーブルとも、想定される歩道橋の鉛直材および吊ケーブルに対して、軸剛性の比率が空間縮尺の二乗となるように部材を決定している。

製作した供試体の種類は表－2に示すA～Kの計11体である。A～Hは主桁が一体となっており、I～Kはセグメントモデルである。

表－1 材料試験結果

|        |            |       |
|--------|------------|-------|
| コンクリート | 圧縮強度 (Mpa) | 48.9  |
|        | 弾性係数 (Gpa) | 26.9  |
|        | ポアソン比      | 0.19  |
| 鉄筋     | 降伏強度 (Mpa) | 324.2 |
|        | 弾性係数 (Gpa) | 205.0 |
|        | ポアソン比      | 0.30  |

実験パラメータとしては、主桁部材の曲げ強度特性が終局挙動に与える影響に着目するため、鉄筋量、プレストレス量を選定しており、AおよびDは標準供試体で、鉄筋比を1%、プレストレス量を6Mpaとした。BおよびEはプレストレス量を3Mpaに減らし、CおよびFは鉄筋比を2%に増加した。また、GおよびHは吊材サグ比を1/20とした。セグメントモデルの供試体では、プレストレス量を変え、I、Kを6Mpa、Jを3Mpaとした。

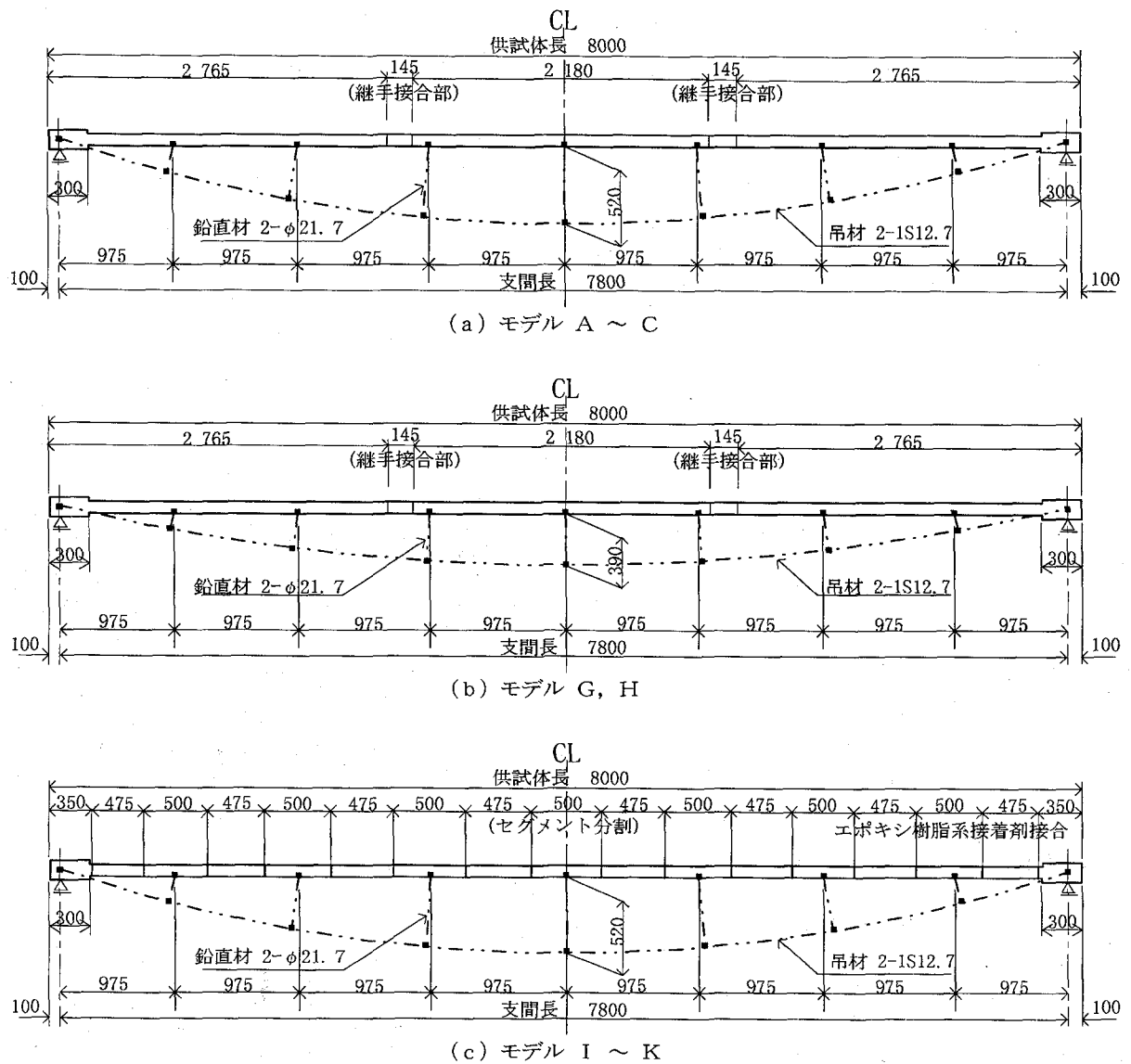
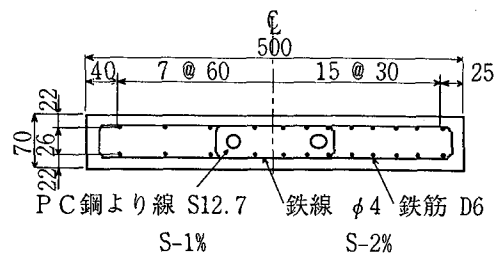


図-1 模型供試体一般図

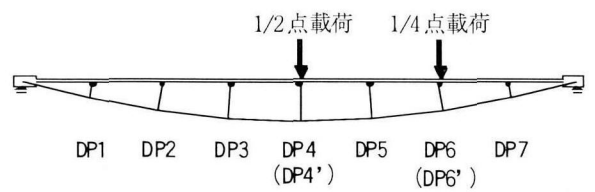
表-2 実験ケース

| CASE   | A    | B    | C    | D    | E    | F    | G    | H    | I     | J     | K     |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| 载荷位置   | 1/2  | 1/2  | 1/2  | 1/4  | 1/4  | 1/4  | 1/2  | 1/4  | 1/2   | 1/2   | 1/4   |
| 主桁部材   | S-1% | S-1% | S-2% | S-1% | S-1% | S-2% | S-1% | S-1% | Segm. | Segm. | Segm. |
| プレストレス | 6Mpa | 3Mpa | 6Mpa | 6Mpa | 3Mpa | 6Mpa | 6Mpa | 6Mpa | 6Mpa  | 3Mpa  | 6Mpa  |
| 吊材サグ比  | 1/15 | 1/15 | 1/15 | 1/15 | 1/15 | 1/15 | 1/20 | 1/20 | 1/15  | 1/15  | 1/15  |

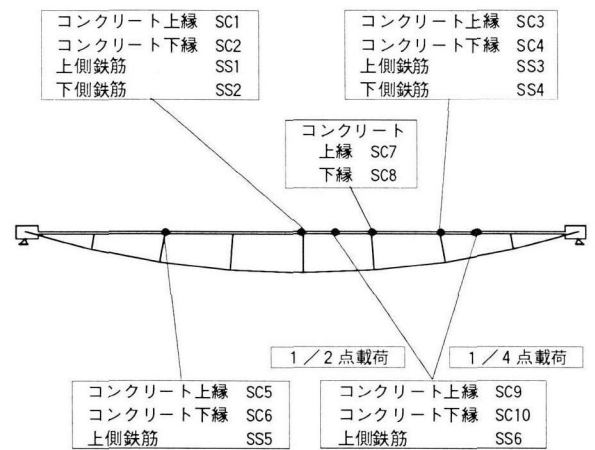
2.2 測点配置

測点配置を図-3に示す。測定は、供試体の変形状、各部のひずみおよび吊ケーブル張力に着目して行った。

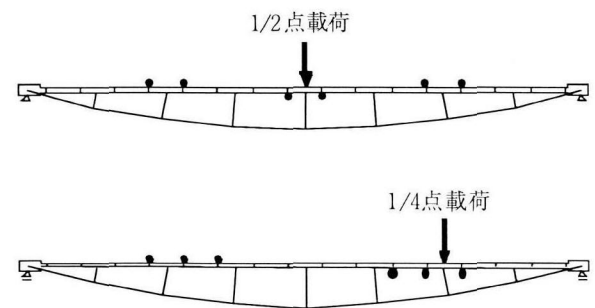
変位は、主桁の鉛直材取付け位置である1/8点ごとの計7点のたわみを測定した。さらに、載荷点位置では供試体のねじれ変形の確認のため、供試体外縁2点の変位を測定した。ひずみは、主桁のひび割れ時や降伏時の確認および断面力の再分配挙動を把握するために、コンクリート表面ゲージおよび鉄筋ゲージを支間の1/2点および1/4点付近に配置し測定した。なお、セグメントモデルに対しては、接合面の開きを測定するために $\pi$ 型変位計を配置している。



(a) 変位測定点



(b) ひずみ測定点



(c)  $\pi$ 型変位計（セグメント模型の場合のみ）

図-3 測定点

2.3 載荷方法

実験は、金沢大学大型構造物実験室のサーボバルサ型載荷装置（最大ストローク 200mm, 最大静的荷重 600kN）により実施した。荷重は、荷重に対する吊ケーブル張力の増分が最大となる1/2点または最低次の座屈モードに変形状が類似する1/4点に集中載荷した。なお、載荷の制御は変位を約2mmずつ増加させる変位制御で行い、荷重値はアクチュエータと載荷板との間のロードセルより測定した。

実験は単調載荷で行い、載荷点の主桁コンクリートが圧壊し、荷重が急激に低下した段階で終局状態と見なし実験を終了した。（実際には、アクチュエータの最大ストロークまで載荷を継続している。）

2.4 部分模型実験

主桁部材単独のモーメントー曲率関係を把握するために、主桁の部分模型を用いて載荷実験を実施した。実験は鉄筋比およびプレストレス量をパラメータとし、組み合わせは全体模型実験と同一とした。実験概要を写真-2および図-4に示す。

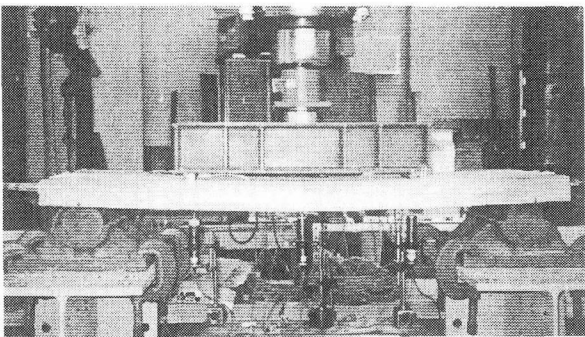


写真-2 部分模型載荷実験状況

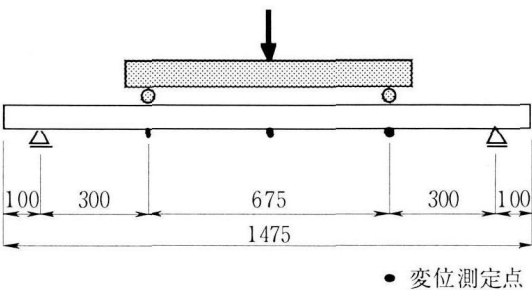


図-4 載荷方法

### 3. 実験結果

#### 3.1 部分模型実験

部分模型実験結果として、図-5に荷重-変位関係を、図-6に荷重-ひずみ関係を示す。部材の剛性変化は、プレストレス量よりも鉄筋比の違いが顕著に現れており、プレストレス量が少ないと早期の剛性低下が見られるがひび割れ後の剛性は同程度であるのに対して、鉄筋比が多いとひび割れ後の剛性が大きくなる傾向にある。一方、じん性は鉄筋量よりもプレストレス量による影響が大きく、プレストレス量が3Mpaの場合は6Mpaの場合に比べて20%程度終局変位が増加している。

主桁断面の各組合せに対する耐力曲げモーメントおよび等価曲げ剛性の計算値および実験値を表-3に示す。耐力モーメントおよび等価曲げ剛性は、実験値と計算値ではほぼ同程度となっている。

#### 3.2 全体模型実験

実験結果の一例として、図-7および図-8それぞれに一体化モデルにおける1/2点および1/4点に対する載荷実験の結果を示す。載荷点の変位および吊ケーブル張

力は、鉄筋降伏（1500 $\mu$ 程度）によっても顕著な非線形性を示さず、局部的な剛性低下が全体剛性にさほど影響を与えない結果となった。また、全体系の終局時は主桁の終局曲げ耐力に依存しており、一般的なPC構造と同様に、同一鉄筋量ではプレストレス量が多いほど終局変位が低下する結果となった。よって、自旋式上路PC吊橋においても、ひび割れの抑制や初期の剛性向上などに対してはプレストレス量の増加が効果的であるものの、じん性の向上に対してはプレストレス量より終局つり合い鉄筋比以下での鉄筋量の増加の方が効果的であると考えられる。サグ比については1/20の場合には大きく変形しているが同じ程度の耐荷力性能がある。

1/4点載荷に対する最大耐力は1/2点載荷に対する最大耐力の60%程度となっている。これは、それぞれの荷重に対する吊ケーブルの支持効果の差異によるものと考えられる。よって、集中荷重に対しては、一般的な桁橋と異なり、支点中央部よりも1/4点付近の補強鋼材量を増加する必要があると考えられる。

セグメントモデルに対する実験結果を、図-9に示す。セグメントモデルの接合面はエポキシ樹脂系接着剤により接合されており、接合面両側5mmの区間（以下接合面部）には鉄筋を配置していないことから、構造上の弱点部となっている。よって、一体化モデルでは荷重載荷点において圧壊が生じ構造系が終局に達するが、セグメントモデルでは接合面部で単一ひび割れが大きく開口したのちに接合面部で圧壊が生じている。荷重-変位関係は標準タイプと同じ傾向を示すが、その70%程度の荷重で接合面が圧壊し、終局変位で1/2点載荷では70%、1/4点載荷では50%程度とじん性の劣る結果となった。

実験対象とした構造形式では、アーチ構造と同様に、座屈モードは図-10に示すような逆対称モードが最低次となる。このモードにおいては吊ケーブルの剛性効果が僅かであるため、主桁軸力に対する座屈耐力は、式(1)で示される梁の2次モードに対する座屈軸力とほぼ等しくなる。

$$P_{cr} = 4\pi^2 EI / L^2 \quad (1)$$

ここで、

$P_{cr}$  : 座屈軸力

$EI$  : 主桁の曲げ剛性

$L$  : 主桁の支間長

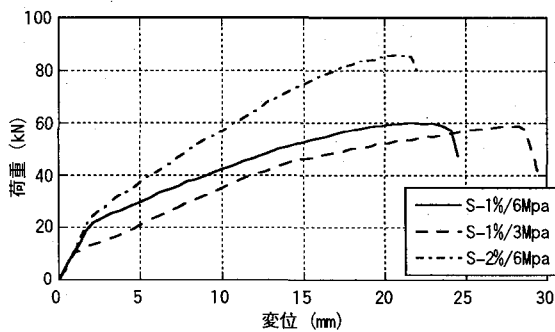


図-5 1/2点のたわみ

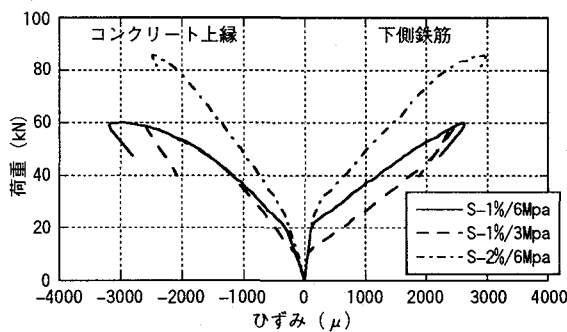
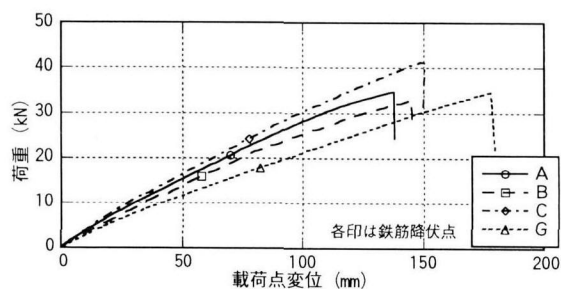


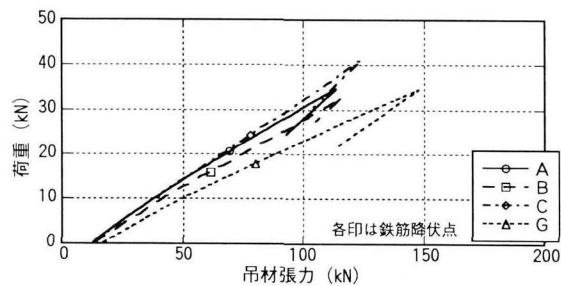
図-6 1/2点のひずみ

表-3 部分模型の曲げ特性

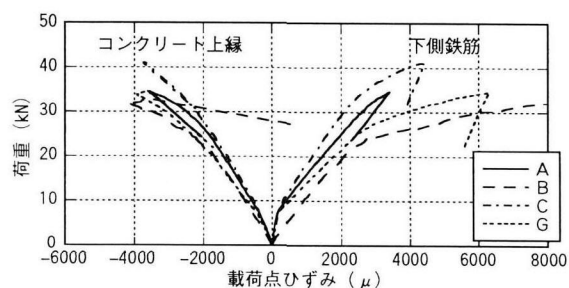
| 部材   | プレ<br>ス<br>ト<br>レ<br>ス | 計算値              |       |       |                             |       |      | 実験値              |      |      |                             |       |       |
|------|------------------------|------------------|-------|-------|-----------------------------|-------|------|------------------|------|------|-----------------------------|-------|-------|
|      |                        | 耐力曲げモーメント (kN・m) |       |       | 等価曲げ剛性 (kN・m <sup>2</sup> ) |       |      | 耐力曲げモーメント (kN・m) |      |      | 等価曲げ剛性 (kN・m <sup>2</sup> ) |       |       |
|      |                        | ひび割れ             | 降伏時   | 終局時   | ひび割れ                        | 降伏時   | 終局時  | ひび割れ             | 降伏時  | 終局時  | ひび割れ                        | 降伏時   | 終局時   |
| S-1% | 6Mpa                   | 2.35             | 8.66  | 9.51  | 451.0                       | 123.6 | 66.8 | 3.26             | 6.78 | 9.0  | 287.7                       | 112.5 | 78.3  |
| S-1% | 3Mpa                   | 1.24             | 6.66  | 8.38  | 471.6                       | 113.1 | 50.8 | 1.6              | 5.4  | 8.8  | 299.1                       | 97.8  | 58.8  |
| S-2% | 6Mpa                   | 2.22             | 10.66 | 11.27 | 576.3                       | 142.1 | 84.9 | 3.5              | 9.1  | 12.9 | 354.5                       | 154.7 | 115.5 |



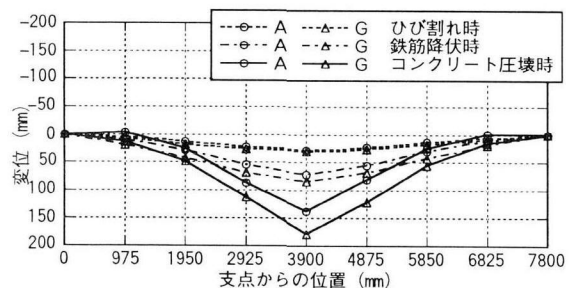
(a) 荷重点変位



(b) 吊材張力

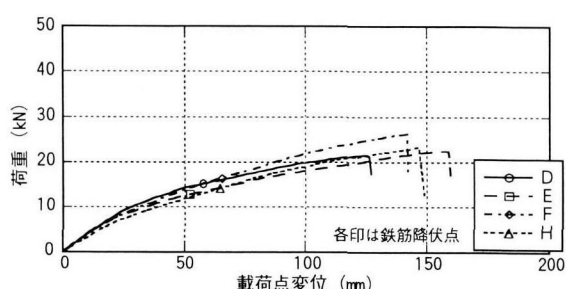


(c) 荷重点ひずみ

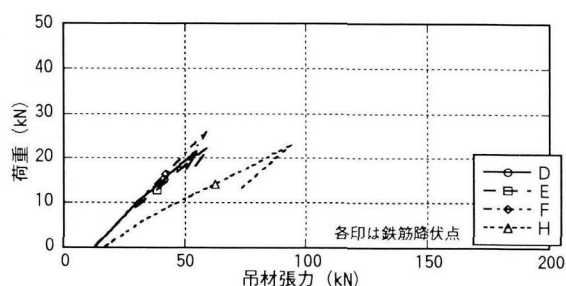


(d) 変形図

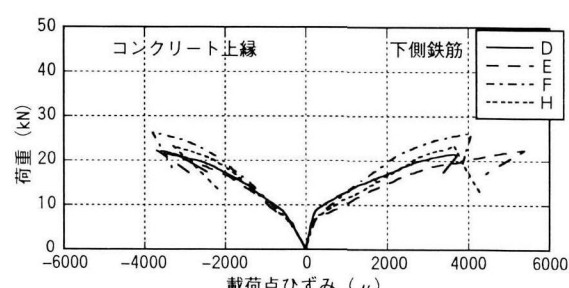
図-7 1/2点荷重実験結果



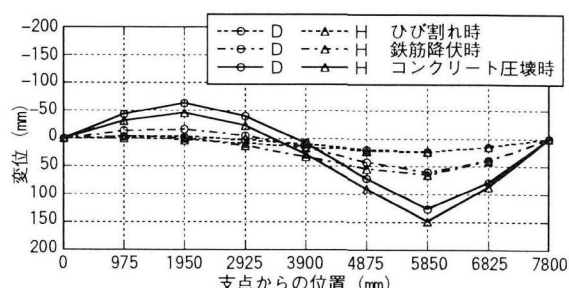
(a) 荷重点変位



(b) 吊材張力

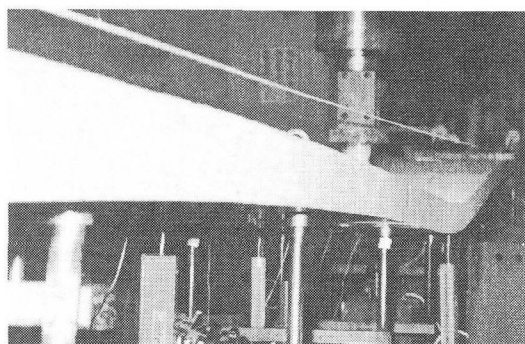


(c) 荷重点ひずみ

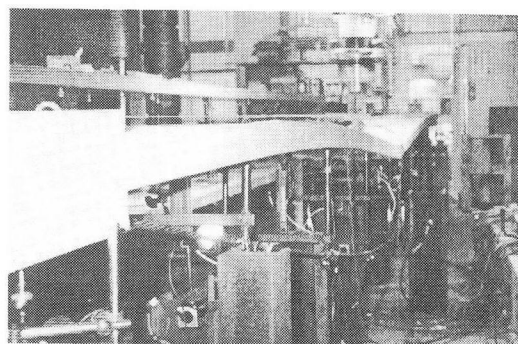


(d) 変形図

図-8 1/4点荷重実験結果

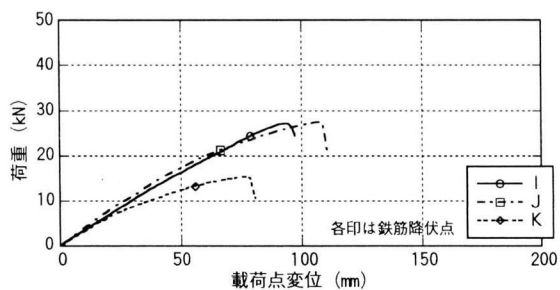


(a) 1/2点荷重

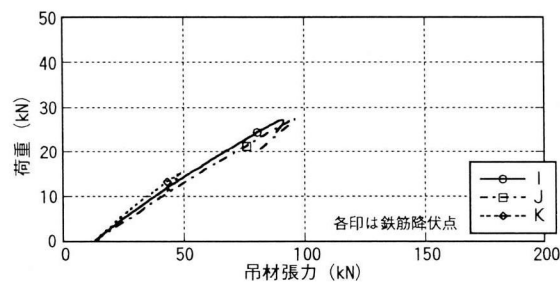


(b) 1/4点荷重

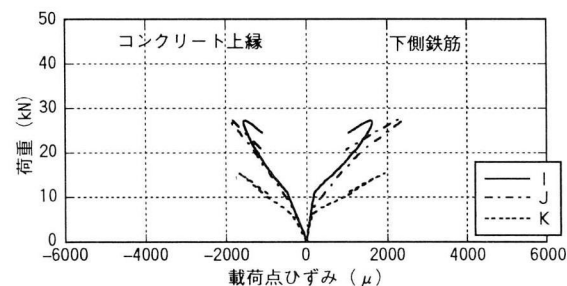
写真-3 標準模型荷重実験状況



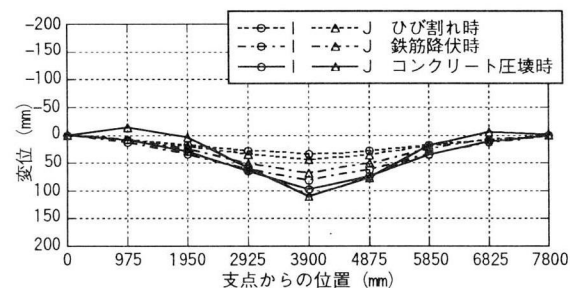
(a) 載荷点変位



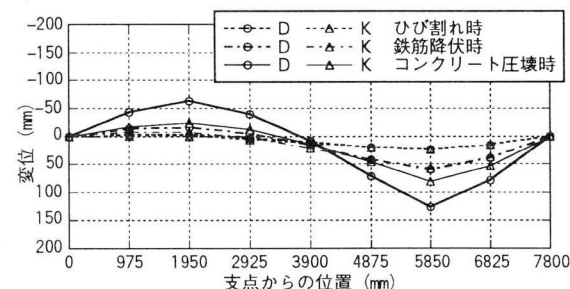
(b) 吊材張力



(c) 載荷点ひずみ



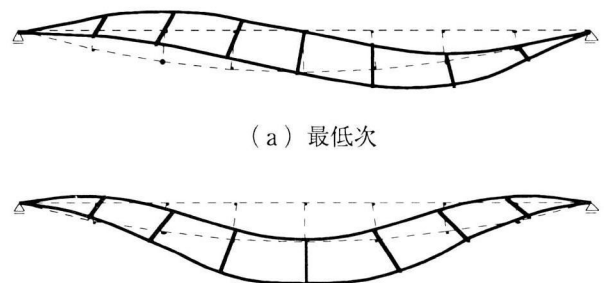
(d) 変形図 (1/2 載荷)



(e) 変形図 (1/4 載荷)

図-9 セグメント模型載荷実験結果

主桁断面の各組合せにおける等価曲げ剛性に対して、式(1)で算出した等価座屈軸力を表-4に示す。また、表中に各実験ケースの吊ケーブルの最大張力を示す。吊ケーブルの最大張力は、1/2 点載荷においては主桁降伏時の等価曲げ剛性に基づき算出された等価座屈軸力を上回っており、また、1/4 点載荷においては主桁終局時の等価曲げ剛性に基づき算出された等価座屈軸力を上回っている。このことから、本構造形式の座屈軸力は、局所的な剛性低下には支配されないものと考えられる。

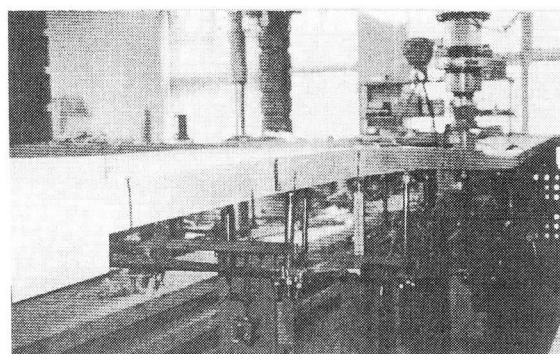


(a) 最低次

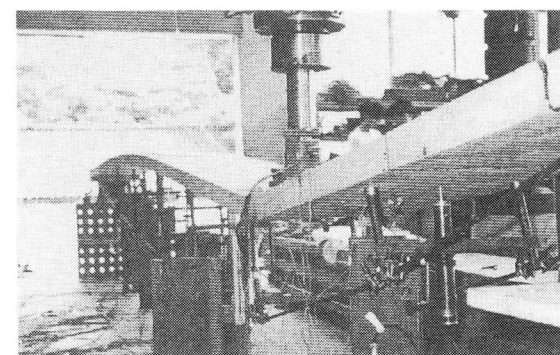


(b) 2次

図-10 座屈モード



(a) 1/2 載荷



(b) 1/4 載荷

写真-4 セグメント模型載荷実験状況

表-4 主桁部材の曲げ特性および等価座屈軸力

| 部材   | プレストレス | 耐力曲げモーメント (kN・m) |       |       | 等価曲げ剛性 (kN・m <sup>2</sup> ) |       |      | 等価座屈軸力 (kN) |      |      | 最大軸力 (kN) |      |
|------|--------|------------------|-------|-------|-----------------------------|-------|------|-------------|------|------|-----------|------|
|      |        | ひび割れ             | 降伏時   | 終局時   | ひび割れ                        | 降伏時   | 終局時  | ひび割れ        | 降伏時  | 終局時  | 1/2点      | 1/4点 |
| S-1% | 6Mpa   | 2.35             | 8.66  | 9.51  | 451.0                       | 123.6 | 66.8 | 292.6       | 80.2 | 43.3 | 113.9     | 55.0 |
| S-1% | 3Mpa   | 1.24             | 6.66  | 8.38  | 471.6                       | 113.1 | 50.8 | 306.0       | 73.4 | 33.0 | 116.2     | 60.4 |
| S-2% | 6Mpa   | 2.22             | 10.66 | 11.27 | 576.3                       | 142.1 | 84.9 | 374.0       | 92.2 | 55.1 | 124.2     | 59.4 |
| Segm | 6Mpa   | 2.42             | -     | 7.72  | 429.7                       | -     | 49.1 | 278.8       | -    | 31.9 | 91.8      | 48.9 |
| Segm | 3Mpa   | 1.30             | -     | 6.70  | 452.2                       | -     | 34.7 | 293.4       | -    | 22.5 | 146.4     | -    |

#### 4. まとめ

自碇式上路吊橋は、同規模の桁橋に比べて死荷重重量を50～60%に低減でき、また一般的な吊橋のように常時に下部構造に水平力が作用しないため、軟質地質条件にも適用できるなどの長所を有している。

本研究により、自碇式上路P C吊橋の集中荷重に対する終局挙動が実験的に把握された。得られた実験結果を要約すると次の通りである。

(1) 主桁の変位や吊ケーブルの張力は、ひび割れの進展や鉄筋の降伏によっても顕著な非線形性を示さない。つまり、局所的な剛性低下が全体剛性にさほど影響せず、ほぼ線形的に全体的に挙動していく傾向がある。

(2) 一体化モデルおよびセグメントモデルとも、全体系の終局時は主桁の終局曲げ耐力に依存する。よって、一般的なP C桁構造と同様に、主桁に導入されるプレストレス量が大きいほど終局変位は低下し、ひび割れ発生といった使用性の向上に対してはプレストレス量の増加が望ましいが、じん性の向上という観点からは終局つり合い鉄筋比以下では鉄筋量を増加させる方が望ましい結果となった。

(3) 1/4点荷重に対する終局耐力は1/2点荷重に対する終局耐力の60%程度であり、吊ケーブルの支持効果の影響が大きい結果となった。よって、主桁の補強鋼材量は、一般の桁橋と異なり、1/2点よりも1/4点の方が多く必要となってくる。

(4) セグメント構造では接合部において鉄筋が分断されていることから、じん性を向上させるためには、床版内のP C鋼材配置を断面高さ方向で分散させるのが望ましいと考えられる。

(5) 主桁の曲げ剛性がひび割れや鉄筋降伏により局所的に低下した場合においても、実験における吊ケーブルの張力は、その低下した剛性に基づいて算出される座屈軸力を上回っており、座屈軸力は局所的な剛性低下に支配されない結果となった。

以上、自碇式上路P C吊橋の終局挙動について、模型供試体による載荷実験から種々の知見が得られた。今後

は、本実験結果をシミュレーション解析により検討すること<sup>10)</sup>、設計における終局荷重に対する挙動および設計方法を検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) Gimsing, j. : 吊形式橋梁—計画と設計—, 伊藤學監訳, 建設図書, 1990.
- 2) 伊藤學: 橋の造形, 丸善, pp.94-95, 1995.
- 3) 梶川康男, 津村直宜, 角本周: P C吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.685-695, 1990.
- 4) Schlaich, J. and Bergermann, R. : Fu gangerbrucken, 1992.
- 5) Virlogeux, M., et al. : A Prestressed Concrete Slab Supported from Below : The Truc de la Fare Bridge, La Technique Francaise, The 12th International FIP Congress, pp.403-417, 1994.
- 6) 川口衛: プレストレスを用いた構造設計2題, プレストレストコンクリート, Vol.36, No.4, pp.37-47, 1994.
- 7) Menn, C. and Gauvreau, P. : Externally Prestressed Concrete Slab Bridges-Model Test Results, ACI SP-120, pp.289-304, 1990.
- 8) 池田尚治, 則武邦具, 山田隆裕, 当真正夫: コンクリート吊床版構造の応用について, 第2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.41-46, 1991.
- 9) 池田尚治, 則武邦具, 山田隆裕, 南浩郎: 吊床版構造を活用した自碇複合P C橋に関する研究, 第3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.207-212, 1992.
- 10) 小林和夫: 研究展望—外ケーブルP C構造に関する研究の現状, 土木学会論文集, No.550/V-33, pp.1-12, 1996.

(1997年 9月26日受付)