

## 速日峰橋の設計と施工 (その 2)

|   |   |       |
|---|---|-------|
| 甲 | 斐 | 忠*    |
| 徳 | 光 | 治**   |
| 松 | 下 | 博通*** |
| 荒 | 川 | 敏雄†   |
| 別 | 府 | 英生†   |
| 佐 | 藤 | 雅則††  |

## 5. 模型試験

## 5.1 目 的

上路式 PC 吊橋の橋梁形式の施工例は少なく、類似の橋梁に Rio Colorado 橋があるが、その詳細な報告がされていないことは既に述べた。また下床版の解析や施工については吊床版橋に関する諸報告<sup>2), 3), 4)</sup>を参考にすることができ、構造系全体の挙動や施工については大部分が未知である。したがって実橋に用いる設計法や施工法の妥当性を模型試験によって確認し問題点を把握して、より合理的な設計施工をするために行った。

## 5.2 試験体

試験体寸法は実橋の約 1/5 とし、その一般図および下床版構造図を 図-23 に示す。試験体と実橋の部材剛度は 表-8 とし、PC 鋼材は実橋と同じ鋼材比になるように計画した。

試験体は実橋の施工段階における安全性、および完成後の外力による安全性を検討することを目的として、実橋と同様の順序で製作した。すなわち、下床版支承は曲率が 6m から 1.124m まで変化する曲面支承とし、製作順序は 図-24 に示すとおりである。

まず両アバット間に主ケーブル (PC 鋼棒  $\phi 11 \text{ mm} \times 6$  本) を張渡し (a)、プレキャスト下床版 12 枚を主ケーブルに取付け固定した (b)。次に鉛直材を建てる下床版ブロック間にコンクリートを打設し、鉛直材支点部の台座をモルタルで作製する (c)。台座上に鉛直材を建て込む (d)。アバット上あるいは鉛直材上に上床版を構築する。このとき、鉛直材上の上下端はエラストイトを挿入

し橋軸方向に回転可能な構造とした (e)。下床版の目地コンクリートを打設して、プレキャスト下床版間に部分プレストレス (PC 鋼棒  $\phi 11 \text{ mm} \times 2$  本) を導入する (f)。さらに鉛直材上の目地コンクリートを打設して上床版の連続ケーブル (PC 鋼棒  $\phi 11 \text{ mm} \times 6$  本) を緊張して 7 径間連続床版とする (g)。最後に、アバットと下床版の取付け部にコンクリートを打設して完成した (h)。

完成後の試験体の形状は 写真-3 および 図-25 に示すとおりである。

## 5.3 施工段階での試験

架設段階で発生する主ケーブルの変位およびコンクリートの局部応力について測定し、次のような結果が得られた。

まず、主ケーブルを張渡しした後、下床版、鉛直材、上床版を架設するときに生じる主ケーブルのサグ変位量を測定し、架設方法が、(a) 対称架設の場合、(b) 片押し架設の場合のそれぞれについて、サグ変位量がどのように変化するかを調べた。

図-26 はその結果であるが、対称架設をする場合、

表-8 試験体と実橋の部材剛度

|     | 上 床 版                   |                                     | 下 床 版                   |                                     | 鉛直材                     | サグー    |
|-----|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------|--------|
|     | 断面積<br>( $\text{m}^2$ ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>( $\text{m}^4$ ) | 断面積<br>( $\text{m}^2$ ) | 断面 2 次<br>モーメント<br>( $\text{m}^4$ ) | 断面積<br>( $\text{m}^2$ ) | スパン比   |
| 試験体 | 0.08                    | $6.67 \times 10^{-5}$               | 0.08                    | $6.67 \times 10^{-5}$               | 0.064                   | 1/11.9 |
| 実橋  | 1.864                   | 0.03234                             | 1.083                   | 0.01442                             | 0.350                   | 1/10.4 |

表-9 コンクリートと PC 鋼材の材料特性  
( $\text{kg/cm}^2$ )

| コ ン ク リ ー ト                       | 圧 縮 強 度   | 438       |
|-----------------------------------|-----------|-----------|
|                                   | 引 張 強 度   | 38        |
|                                   | 弾 性 係 数   | 293 000   |
| P C 鋼 材<br>SBPD 130/145 $\phi 11$ | 引 張 強 度   | 14 500    |
|                                   | 降 伏 点 強 度 | 13 000    |
|                                   | 弾 性 係 数   | 2 040 000 |

\* 宮崎県北方町工務課長補佐

\*\* 九州大学工学部土木工学科教授

\*\*\* 九州大学工学部土木工学科講師

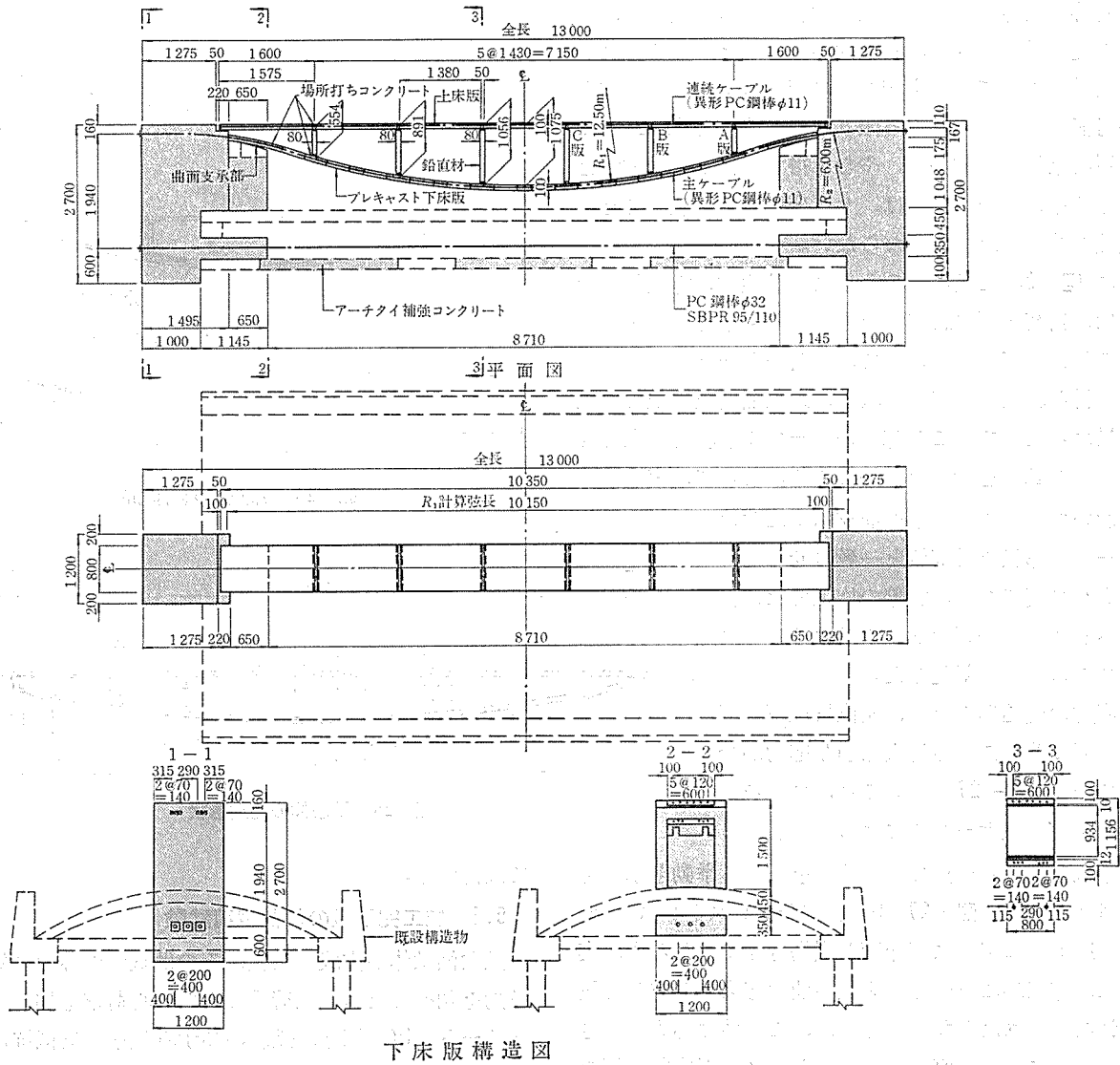
† ビー・エス・コンクリート (株) 福岡支店

†† ビー・エス・コンクリート (株) 広島事務所

※ 本報告は、本誌第 19 巻第 6 号に掲載されたものの続編である。参考文献は (その 1) を参照されたい。

一 般 図

側 面 図



下床版構造図

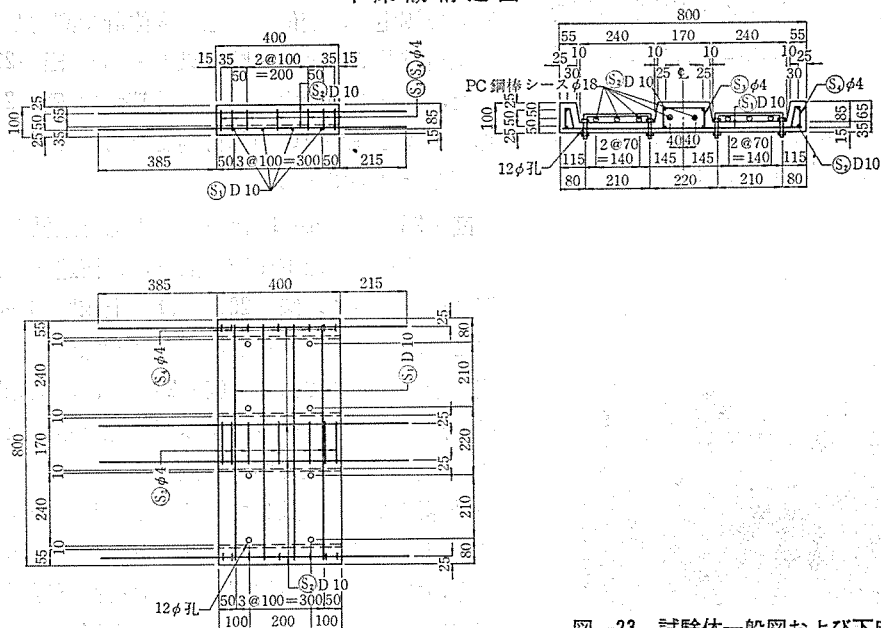


図-23 試験体一般図および下床版構造図

片押し架設をする場合、いずれについても架設終了後の最終ケーブル形状は当然のことながら一致する。しかし、対称架設方法が片押し架設方法より施工段階におけるサグ変位量が小さく、安全性が大きいといえる。よって、実橋においては、上床版桁の架設のように、対称架設が可能な場合、でき得る限りこの方法をとることにし、現場条件の制約から、やむを得ず片押し架設方法をとらざるを得ない場合には、サグ変位量を考慮してその安全性を検討しなければならない。

次に 図-25 に見られるように、試験体の完成後のサグ量は、当初計画されていたものよりも小さくなっている。これは施工段階において、当初のケーブルサグ量の計算で得られたケーブル形状が、端部曲面支承上で実測値と異なったので、この部分のケーブル形状を一致させるためサグ調整を行った結果である。よって、実橋の施工においては、この端部曲面支承上におけるケーブル形状を計算値と一致させるための工夫が必要である。実際の施工では、後に述べるように鋼製サドルを設けることによってこのことに対処した。

鉛直材の建込みのとき、鉛直材直下の下床版下面に曲げによる過大な引張応力が発生していた(図-27(a))。これはプレキャスト版端部が主ケーブルによって支えられ、鉛直材からの荷重により曲げを受ける挙動を示すものと考えられる(図-27(b))。部分プレストレスを導入する以前の施工時に下床版を損傷させてはならず、実橋では、施工時における下床版の曲げ応力を考慮して設計されなければならない。さらに、この曲げ応力を小さくするためには、鉛直材部のプレキャスト下床版の幅を小さくして、できる限りケーブル形状に適合するようになる必要がある。

また、下床版は鉛直材、上床版施工時に支保工として使用するため、その横方向は部材自重や架設荷重に対し

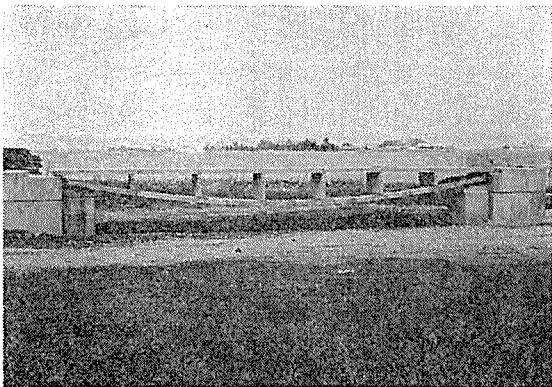


写真-3

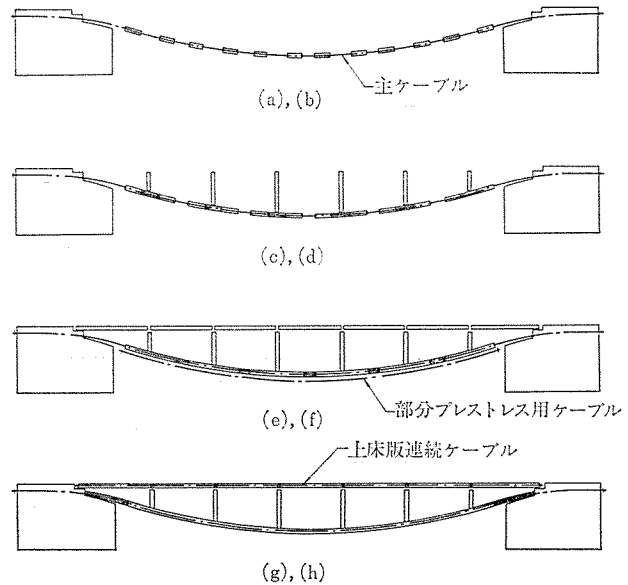


図-24 試験体の製作順序

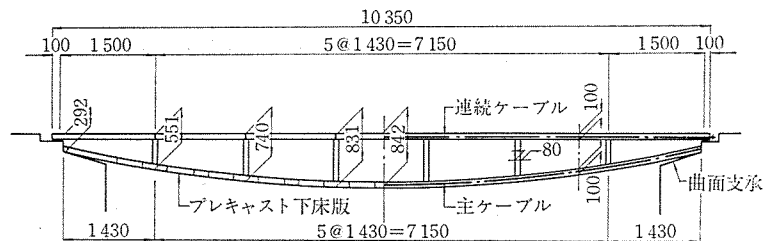


図-25 試験体の完成形状

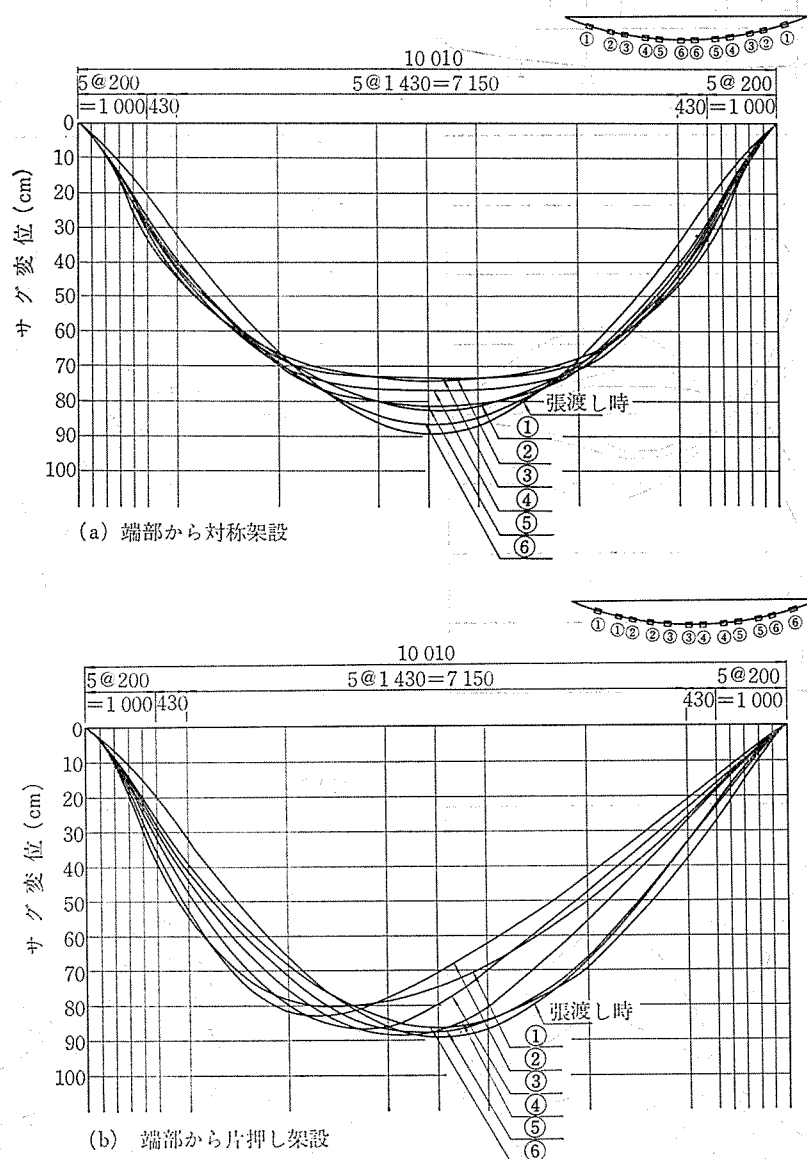
て設計する。

#### 5.4 施工完了後の静的載荷試験

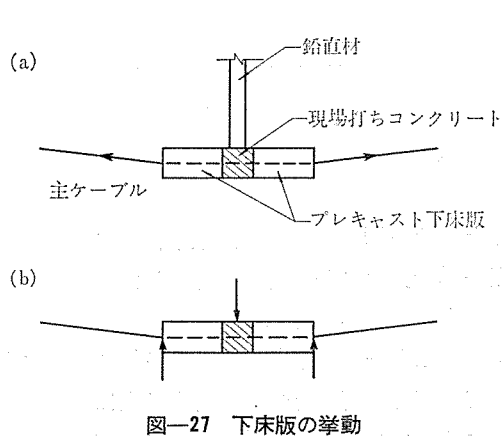
試験供試体が完成した後、その供試体の外力に対する挙動を調べるため、線荷重および偏心荷重を加え、コンクリート、PC 鋼棒、鉄筋のひずみ量を電気抵抗線ひずみ計で測定し、変位量を電気変位計で測定した。

線荷重載荷による試験結果の一部を 図-29~31 に示した。これらの図中に示した計算値は 図-28 の構造計算モデルと 表-10 の部材剛度を用いて平面骨組解析で計算した結果である。

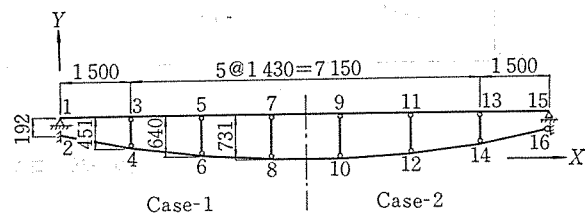
図-28 の Case 1 は下床版端部を剛結とした場合であり、Case 2 は下床版端部をピン構造とした場合の計算モデルである。図-29(a) は、上床版 3-5 部材の midpoint におけるコンクリートひずみ影響線の測定結果と計算値を示したものであり、図-29(b) は、上床版 7-9 部材 midpoint のコンクリートひずみ影響線を示したものである。これらの上床版ひずみ測定結果を見ると、Case 1 の計算値によく一致していることがわかる。図-29(c) は下床版端部近傍のコンクリートのひずみ影響線を示したものであり、図-29(d) は鉛直材直下近傍の下床版 6 節点におけるコンクリートのひずみ影響線を示したもの



図—26 プレキャスト下床版の架設方法によるサグ変位



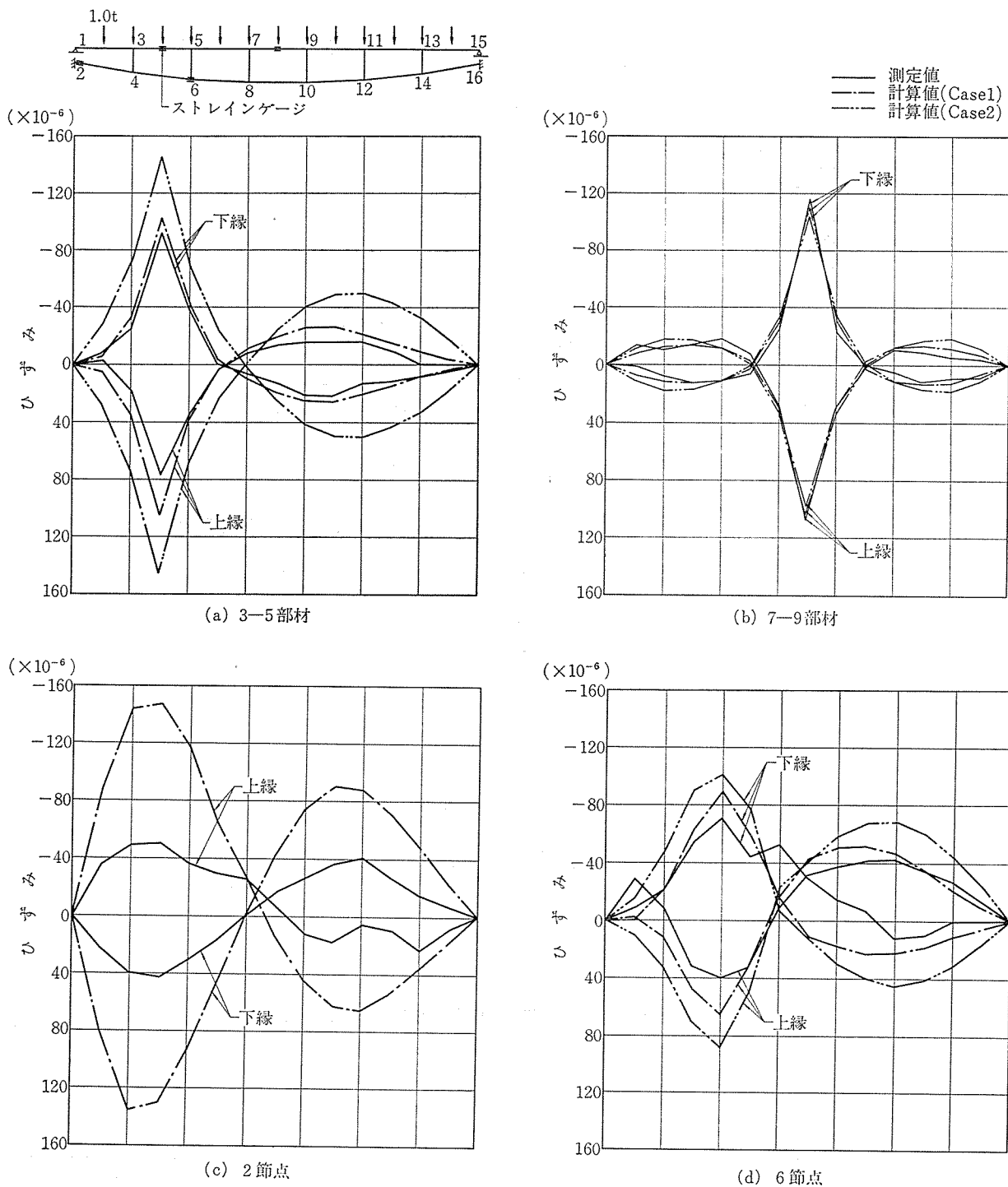
図—27 下床版の挙動



図—28 構造計算モデル

表—10 構造モデルの部材剛度

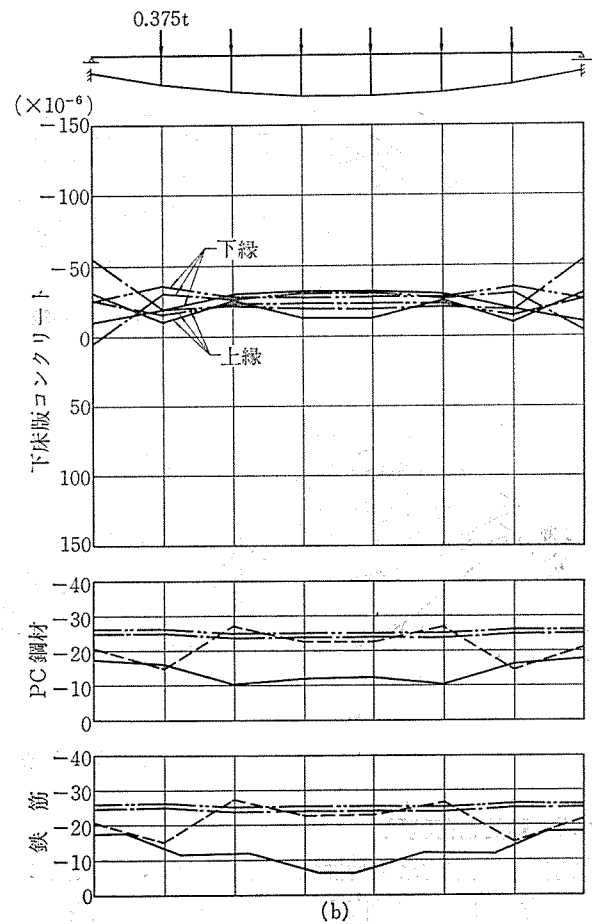
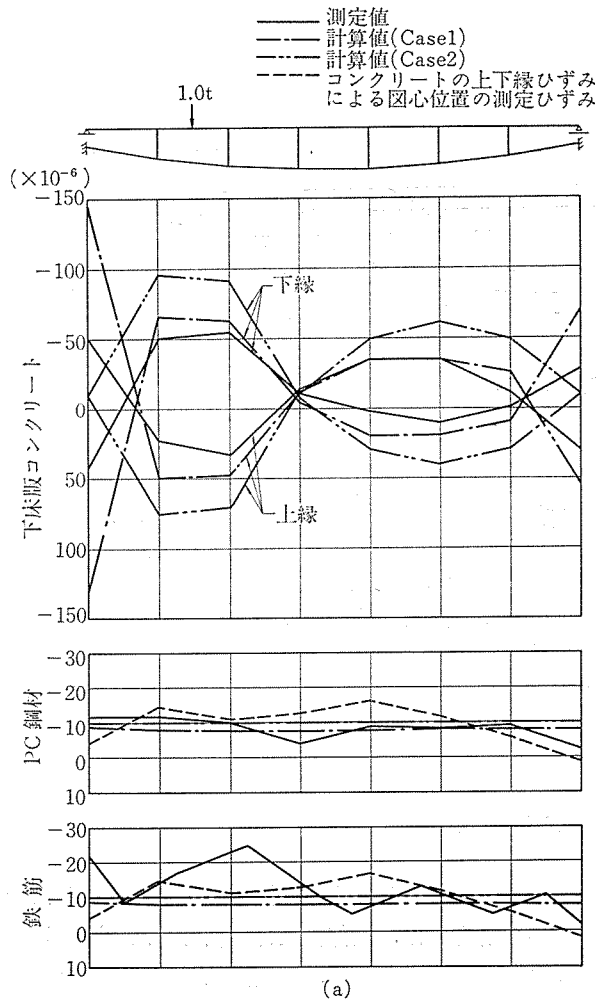
|          | 断 面 積<br>( $\text{m}^2$ ) | 断面 2 次モー<br>メント<br>( $\text{m}^4$ ) | 弾 性 係 数<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ ) |
|----------|---------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 上, 下床版部材 | 0.08                      | $6.67 \times 10^{-5}$               | $2.93 \times 10^6$                   |
| 鉛 直 部 材  | 0.064                     | $3.41 \times 10^{-5}$               | $2.93 \times 10^6$                   |



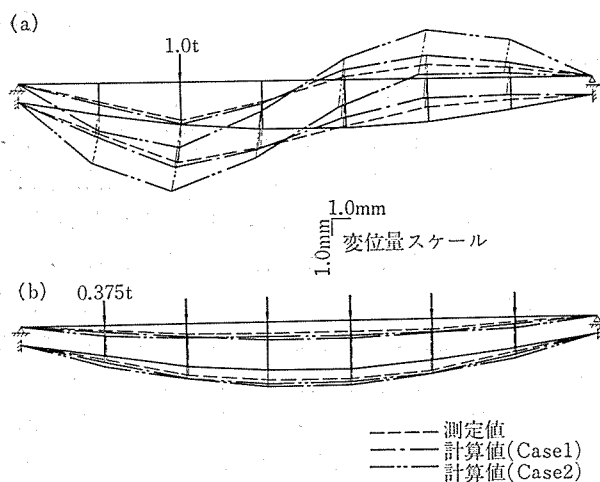
図—29 コンクリートひずみ影響線

である。これらの結果より、下床版コンクリートのひずみは、計算モデル Case 1 と Case 2 の中間値を示していることがわかる。これは端部曲面支承により、下床版支持条件が、剛結とピン結の中間の挙動を示す半固定状態であるためと考えられ、実橋においては、端部曲面支承支持条件を剛結とピン結のいずれの場合とも想定して計算し、いずれの場合にも安全であるように設計するこ

とにした。図—30(a) は、1 点集中荷重によるひずみ図を、図—30(b) は等分布荷重を想定した多点集中荷重を加えた場合のひずみ図を示している。これらの結果より、下床版は単一の集中荷重を受ける場合は主に曲げ部材として、等分布荷重を受ける場合は主に引張部材として挙動する。コンクリート橋のように自重の大きい場合には、下床版は吊床版橋の概念を部分的に導入できるこ



図—30 荷重によるひずみ図



図—31 荷重による節点変位図

と、すなわち平面骨組解析モデルでかなり説明できることが理解できる。

図—31(a) は1点集中荷重の場合、(b) は等分布荷重を想定した場合の荷重による節点変位を図示したものである。いずれの測定値も、節点変位は計算値よりも小さ

表—11 構造モデルの部材剛度

| 断面定数<br>部材           | 断面積<br>$A(\text{m}^2)$ | X軸に関する<br>ねじり2次モーメント<br>$I_x(\text{m}^4)$ | Y軸に関する<br>断面2次モーメント<br>$I_y(\text{m}^4)$ | Z軸に関する<br>断面2次モーメント<br>$I_z(\text{m}^4)$ |
|----------------------|------------------------|-------------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|
| 1. 橋軸方向部材            | 0.0267                 | 0.0000676                                 | 0.0000222                                | 0.0001586                                |
| 2. 鉛直部材              | 0.02136                | 0.0000367                                 | 0.0000113                                | 0.0001268                                |
| 3. 橋軸直角方向部材<br>(下床版) | ① 0.0761               | 0.0002323                                 | 0.0000634                                | 0.00367                                  |
|                      | ② 0.1482               | 0.0004728                                 | 0.0001235                                | 0.02712                                  |
|                      | ③ 0.1438               | 0.0004579                                 | 0.0001197                                | 0.02475                                  |
|                      | ④ 0.1432               | 0.0004558                                 | 0.0001192                                | 0.02445                                  |
| 4. 橋軸直角方向部材<br>(上床版) | ⑤ 0.075                | 0.0002286                                 | 0.0000625                                | 0.003516                                 |
|                      | ⑥ 0.1108               | 0.000348                                  | 0.0000922                                | 0.01132                                  |
|                      | ⑦ 0.0715               | 0.0002169                                 | 0.0000595                                | 0.003046                                 |
|                      | ⑧ 0.1073               | 0.0003363                                 | 0.0000893                                | 0.01028                                  |

くなっており、平面骨組解析で求めたものよりも、かなり剛性が高くなっていることがわかる。

このほか、偏心載荷試験による測定結果から、この構造系は、ねじり剛性がかなり大きいことも明らかにされた。試験結果の一部を 図—33 に示す。図中の計算値は表—11 および 図—32 の部材剛度、構造計算モデルによって求めた。

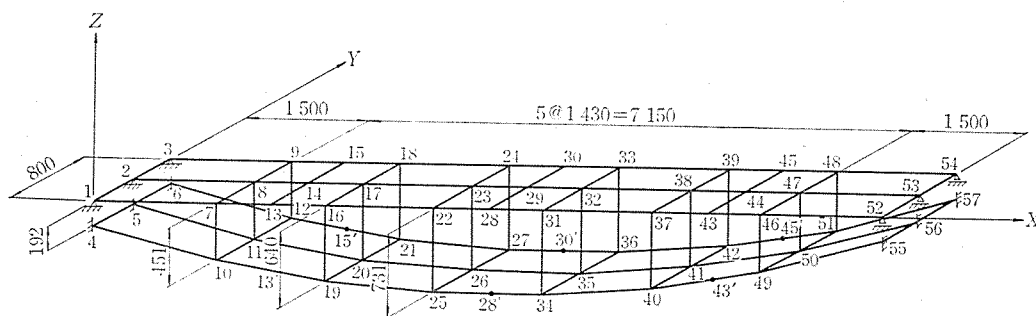


図-32 構造計算モデル

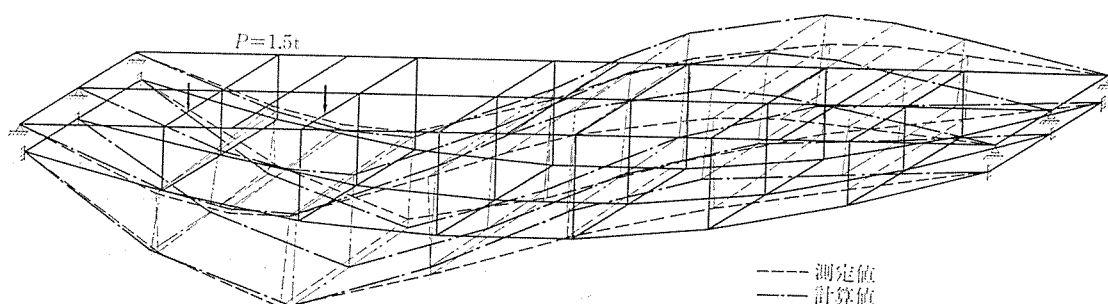


図-33 偏心荷重による節点変位図

### 5.5 動的載荷試験

構造系の基本的な振動性状を調べるため、起振機により鉛直方向および橋軸直角方向に加振して、固有振動数および振動モードを測定した。起振機は上床版に設置し加振方向に応じて、加速度計により、上床版、下床版の鉛直方向および橋軸直角方向の加速度を測定した。

共振曲線を図-34に、振動モードを図-35に示す。図-34(a)により、鉛直方向の固有振動数は1次振動で  $f_1=12.0\text{ Hz}$ 、3次振動で  $f_3=19.3\text{ Hz}$  となった。2次振動形を測定するために第2鉛直材位置で加振したが、完全に測定することはできなかった。橋軸直角方向の固有振動数は図-34(b)により1次振動で  $f_1=18.5\text{ Hz}$  となる。23.5 Hz の共振点では図-35(b)に示されるように上床版と下床版の位相が異なるねじれ1次振動を呈している。

### 5.6 破壊試験

試験供試体に過大な荷重を載荷してこの構造系のひびわれ発生状況および破壊状況を測定した。

荷重は静的載荷試験で下床版に最も大きな応力が生ずる位置に載荷した。ひびわれ発生試験では鉛直材 3-4 と 5-6 直上に2点載荷を行った。最初のひびわれは  $P=3.0\text{ t}$  で下床版端部の RC 部分に発生した。荷重を 3.5 t まで増加すると、ひびわれは端部曲面支承部分で移動発生した。ひびわれ発生状況を写真-4に、そのと

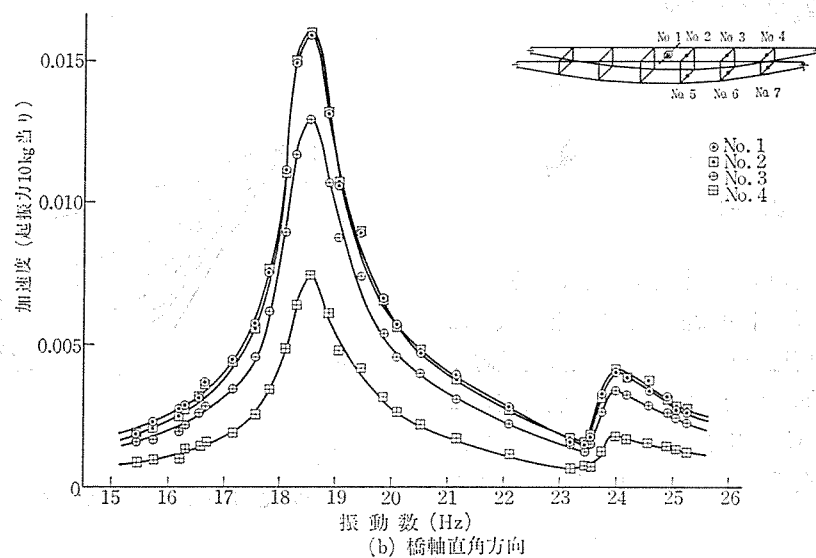
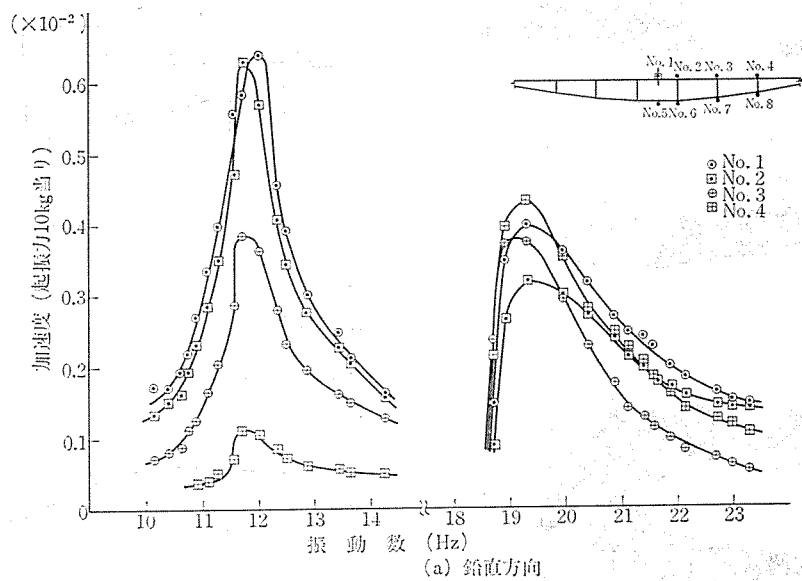
きの下床版の引張りずみの測定結果を図-36に示す。図中の計算値は、端部拘束を剛結とした Case 1 のモデルによるものであるが、測定値はここでもかなり小さくなっている。なお、この構造系において、下床版は PC 区間と端部 RC 区間から構成されているが、設計荷重時のひびわれ幅は RC 区間で 0.1 mm に制限されている。

次に、鉛直材 5-6 部材直上にさらに過大な荷重を載荷し、この構造系の破壊状況を観察することを試みた。荷重は最大 10 t まで載荷し、そのときの載荷点直下のたわみは 45 mm にも達したが、コンクリートが部分的に破壊しただけで終局的な破壊には至らなかった。

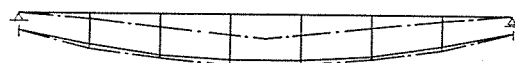
荷重を増大すると、下床版が曲面支承に完全に接触して変形が拘束され、端部における PC-RC 接合部あるいはケーブル形状が変曲点を呈している部分でコンクリートの応力が増加し破壊する。その後増加する荷重はすべて主ケーブルにかかることになり、最終的には主ケーブルの降伏、破断によって終局的な破壊に至るものと考えられる。以上述べたように、終局的破壊に至るまでの構造系の挙動において、曲面支承はひびわれを分散し、急激な破壊に至ることを防ぐ役割をしている。

### 5.7 載荷試験のまとめ

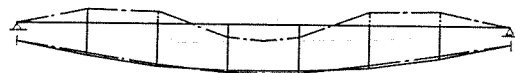
長大な支間を有する橋梁、特に吊橋等においては、設計に際して有限変形理論や大変形理論により解析が行わ



図—34 共振曲線

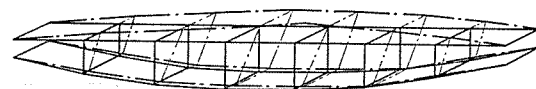


1次 ( $f=12.02\text{Hz}$ ,  $F=23.28\text{kg}$ )

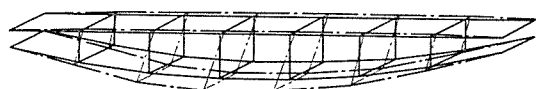


3次 ( $f=19.31\text{Hz}$ ,  $F=54.11\text{kg}$ )

(a) 鉛直方向



1次 ( $f=18.51\text{Hz}$ ,  $F=14.53\text{kg}$ )



ねじれ 1次 ( $f=23.76\text{Hz}$ ,  $F=30.04\text{kg}$ )

(b) 橋軸直角方向

図—35 振動モード

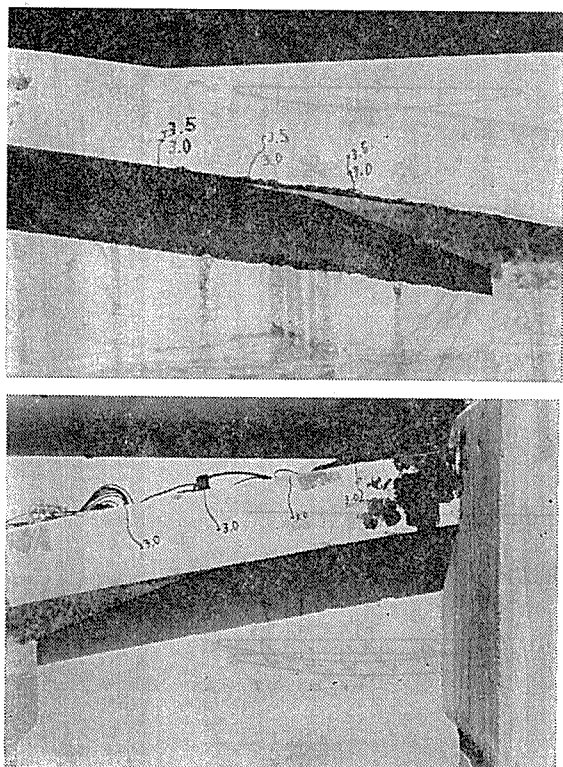


写真-4

れている。しかし、本橋のような構造の場合には弾性域で計算する骨組構造解析で十分設計できることが試験により明らかとなった。構造モデルとして、設計荷重時には端部を剛結とした Case 1 を、終局的な破壊荷重時には端部をピン結とした Case 2 を適用すれば妥当である。曲面支承により構造系に生ずる応力あるいは変位の

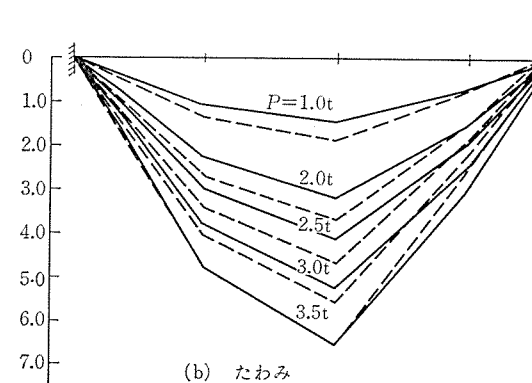
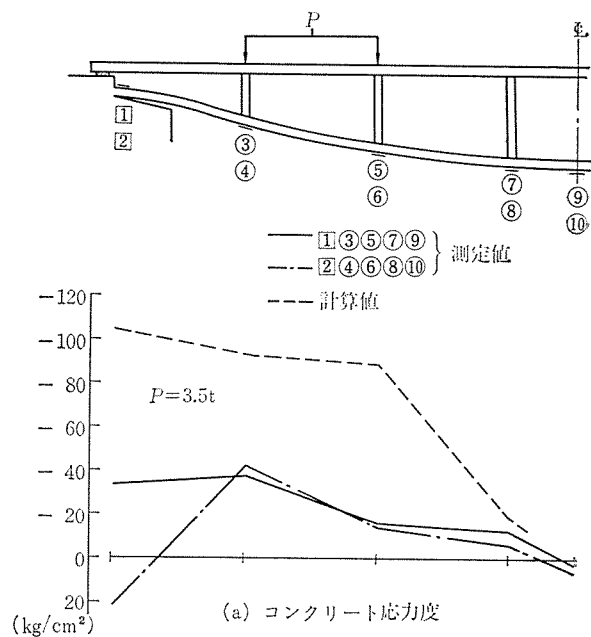


図-36 ひびわれ試験時のコンクリート応力度とたわみ

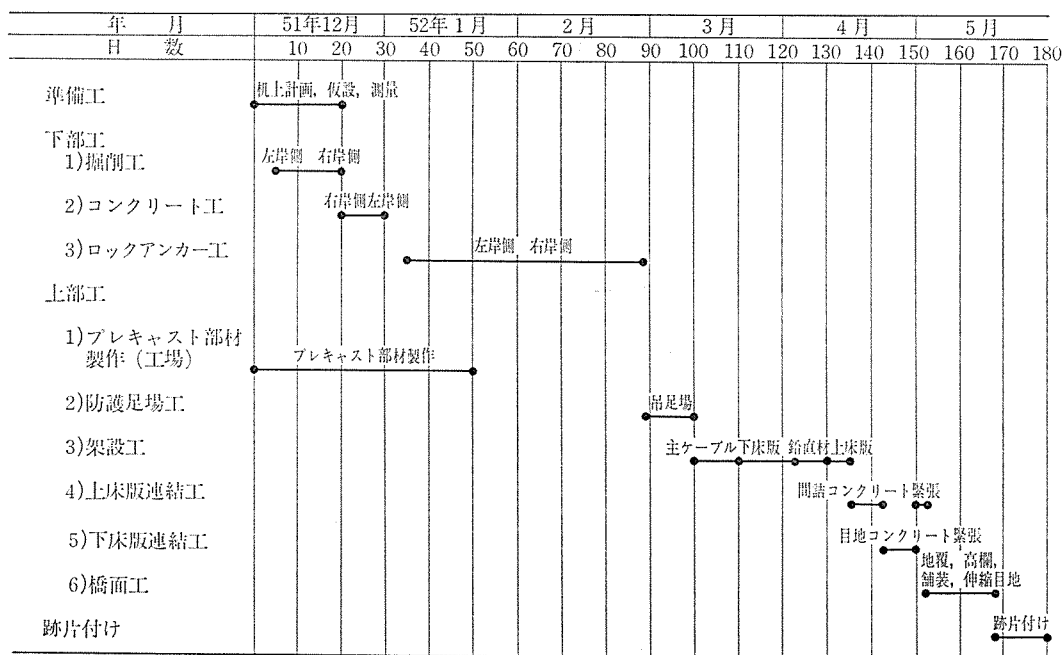


図-37 工 程

影響は、試験結果から見ると上記2種類の端部条件による計算値の中間値を示し、曲面支承のみを特に厳密にモデル化する必要はなく、両ケースを検討すれば十分である。また、実際の設計では、下床版端部曲げモーメントは計算値より10~20%低減させて計算しても妥当であると考えられる。

なお、鉛直材に生ずる応力やクリープ、乾燥収縮による影響等は試験によって十分明らかにされなかったが、実橋の設計計算は次のように行った。

鉛直材の計算は、鉛直材の施工法にしたがって、上床版死荷重に対しては門形ラーメンとして、橋面工、活荷重に対してはボックスラーメンとして行う。

下床版のクリープ乾燥収縮による主ケーブルの張力増加は吊床版橋の概念<sup>2)</sup>を導入して計算できる。本橋のように、サグ量が大きく張力が比較的小さい場合には、乾燥収縮の影響によるところが大きい。このとき、増加張力は下床版の幾何的変形を考慮して計算する。

上床版は桁間詰部に連続ケーブルを有する合成スラブ構造となるので、新旧コンクリートの材令差によるクリープ乾燥収縮の差を考慮する。

## 6. 施 工

### 6.1 施工計画

施工計画にあたっては施工時期、工事用資機材の搬入および仮置場、仮設設備、ロックアンカー、プレキャスト部材の架設、場所打ちコンクリートの打設、そして安全性に主眼をおいて次のように計画した。

施工時期は年平均気温に近い春季とし、温度変化によって主ケーブルの張力増加や下床版コンクリートの応力増加ができる限り生じないようにした。工事用道路は左岸側道路を使用し、アバット後方を約15mほど拡張して迂回路および資機材の仮置き用地を確保する。電力設備としては可搬式の発電機を設置し、アンカー掘孔用グラウト工用水の給水設備としては付近の沢から集水して現場に供給した。主要構造部材はすべてプレキャスト化した。各プレキャスト部材の重量は架設機材や架設時の主ケーブルの変形状態から4t以下に制限し、この重量を超える鉛直材については上、下ブロックに分割して架設することにした。また、防護用足場は両アバット間にPC鋼より線(φ19.3)を張り幅8mの吊足場とし、その上に安全ネットを張って落下防止を行った。

本橋の実施工程を図-37に示す。

### 6.2 施工順序

図-38に示す施工順序に従って施工した。以下にその施工方法を述べる。

#### 6.2.1 下部工の施工

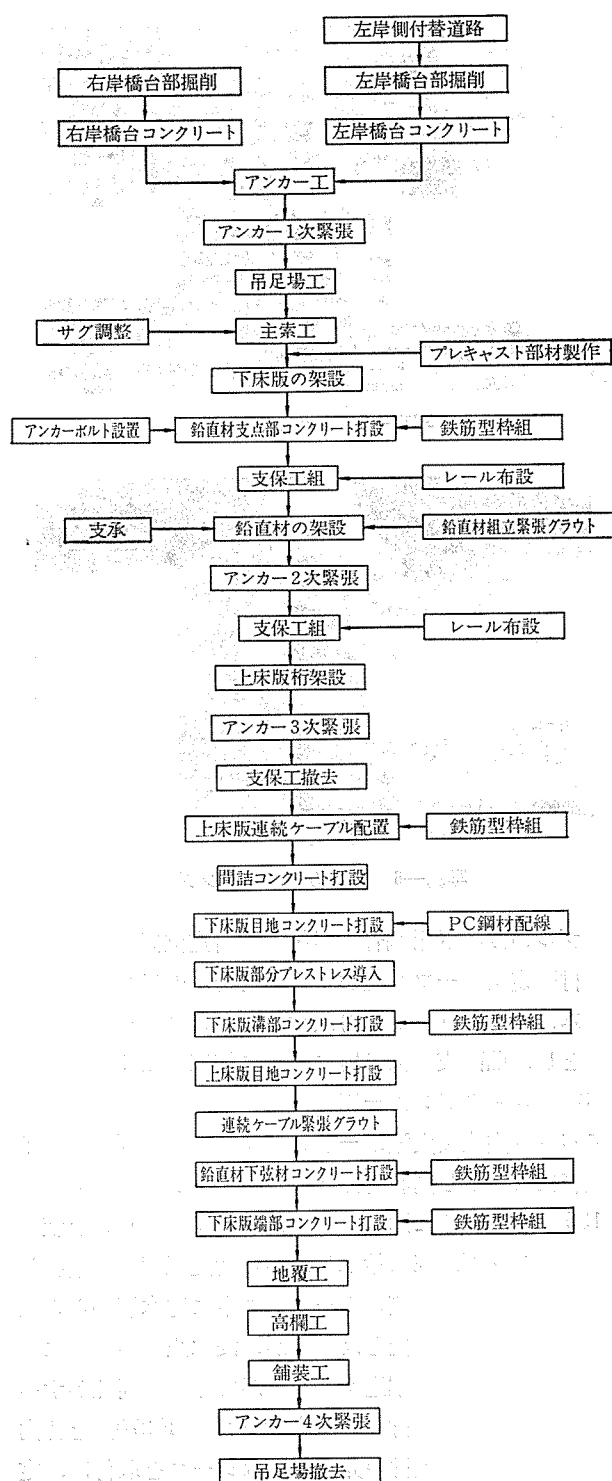


図-38 施工順序

#### (1) 掘削工

左岸側の道路幅員を拡張した後、アバット位置の岩掘削を開始する。右岸側はアバット付近の表土をブルドーザーで排除してから掘削した。計画高まで掘削完了するとピック等で底面ならしを行う。

#### (2) コンクリート工

主ケーブルのシース用鋼管(φ150)とロックアンカー



写真-5 アバット製作



写真-7 アンカーケーブルのパッカー部

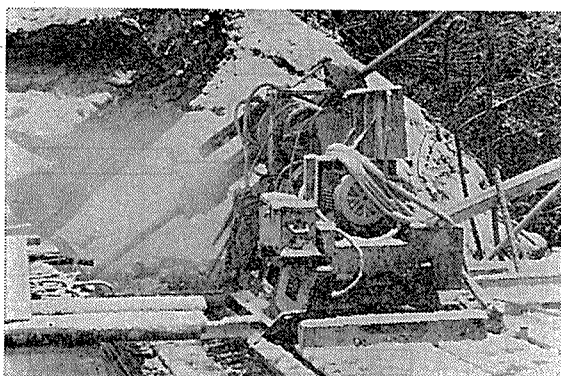


写真-6 アンカーボーリング

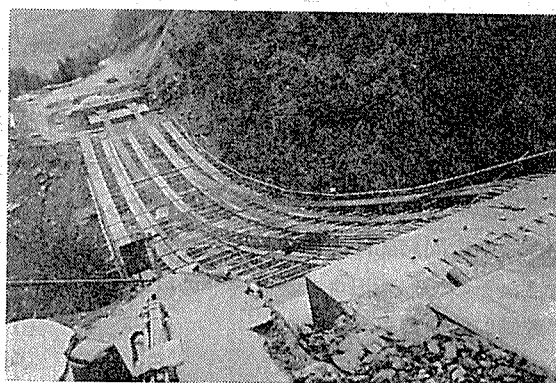


写真-8 主ケーブルの張渡し

ケーブルのガイド用鋼管 ( $\phi 150$ ) を所定位置に設置し、鉛直材固定用ケーブル孔および吊足場用のアンカーを埋め込み、コンクリートを打設する。コンクリートは2回打ちとし、曲面支承部は特に入念に施工した(写真-5)。

### (3) ロックアンカー工

アバット完成後大型ボーリングマシン ( $\phi 135$ ) をガイド鋼管にセットし削孔を開始する。ケーシングロッド ( $\phi 135$ ) を回転芯に通し、先端にメタルクラウンを装着し、ケーシング内部に給水しながら所定深度まで削孔した(写真-6)。右岸側のボーリング中に透水層からの浸水のため一時削孔不能となったが、浸水止めのためにグラウトで対処して再掘進することができた。削孔がすべて完了するとPC鋼材 (SEEE ケーブル F 270) を孔内に挿入する。PC鋼材の非定着部はシースを取付け、定着部にセメントペーストのグラウトを充填した。次にこのグラウトをパッカーを用いて加圧し、孔内の亀裂面にまで浸透させる(写真-7)。加圧力は  $5 \text{ kg/cm}^2$  とし加圧ゲージが安定するまで行った。グラウトの配合は  $W/C = 40\%$  とし、流動性を高めるため混和剤 NL-4000 をセメント量に対し 2% 混入した。また非定着部にはPC鋼材の長期的品質が劣化しないように防錆材を注入した。

### 6.2.2 上部工の施工

#### (1) 主ケーブルの張渡し

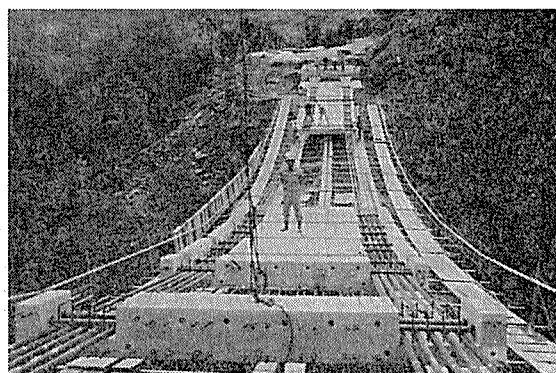


写真-9 プレキャスト下床版の架設

主ケーブル (BBRV ケーブル,  $34-\phi 7 \times 10$  本) は予め工場で所定長に切断し、片側を工場ヘディングして現場に搬入する。鋼材の張渡しは防護用足場を利用して左岸側から素線を1本ずつ行い、反対側を現場ヘディングする。全ケーブルが張渡されると、各ケーブルの素線を 1m 間隔に鋼製バンドで束ねサグ調整を行う。サグの調整はPC鋼材定着具のアンカーナットで行い、計算よりも 5cm 上越すことにした(写真-8)。

#### (2) 架設工

工場から運搬されたプレキャスト部材を左岸側から架設する。下床版は主ケーブルに丸鋼を用いて吊下げ、チルホール2台で順次引出す(写真-9)。所定位置まで引



写真-10 鉛直材支点部コンクリート

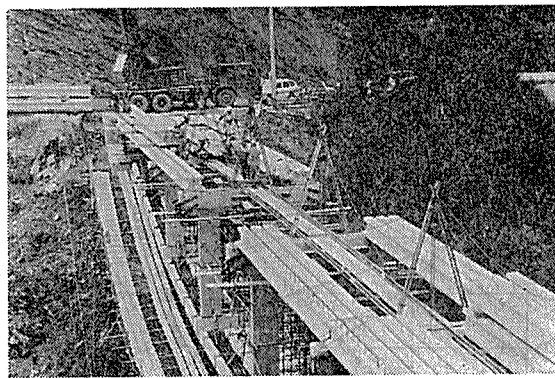


写真-12 上床版桁の架設

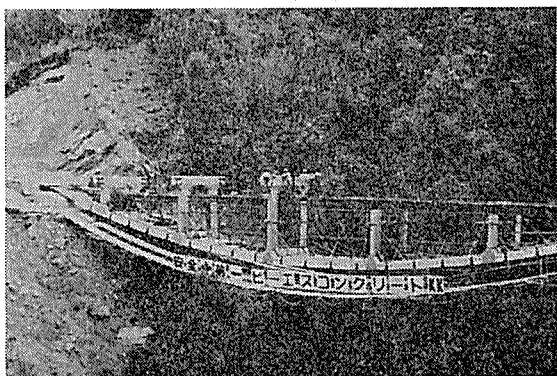


写真-11 鉛直材の架設

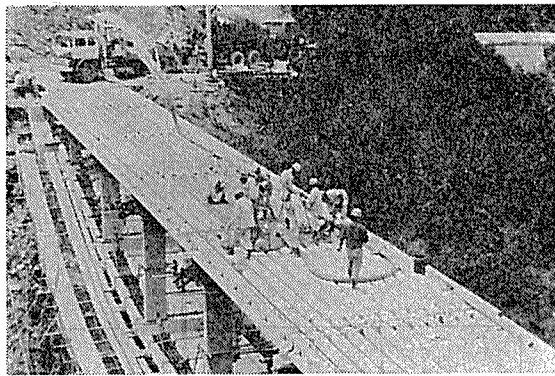


写真-13 桁間詰コンクリートの打設

出すとL型チャンネルとUクリップで固定する。滑動の危険がある第1鉛直材付近では特に堅固にし、さらに各ブロック目地に幅木を入れて移動防止を行った。下床版の架設が終ると鉛直材位置のコンクリートを打設し、台座を設け鉛直材の支点部を作製する(写真-10)。鉛直材の架設は下床版上に支保工を組みレールを敷設して重量トロリーで行う。重量制限のために上、下2ブロックに分割した鉛直材はPC鋼棒( $\phi 23$ )で緊結し一体とした。鉛直材は橋体完成時に垂直となるように鉛直材固定用ケーブル(PC鋼より線 $\phi 19.3$ )と単管で下床版に固定する(写真-11)。鉛直材の架設が終るとさらに支保工を組上げ、上床版のプレテンションI桁を架設する。架設時主ケーブルに過度の変形や横方向のねじれが生じないようにスパン中央に向かって対称に架設し、桁の横取りの場合も荷重を分配して行った(写真-12)。

### (3) 上床版工

上床版の架設完了後、連続ケーブル(PC鋼より線 $\phi 21.8 \times 32$ 本)と鉄筋を配置し、桁間詰部にコンクリートを打設する。鉛直材上の上床版目地コンクリートの打設は下床版コンクリートの打設によって目地部が破損しないよう、下床版(PC区間)の施工後に行った。その後連続ケーブルの緊張グラウトをして7径間連続合成床版とした(写真-13)。

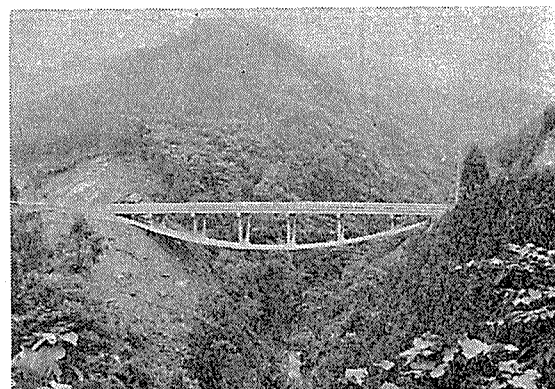


写真-14 完成

### (4) 下床版工

下床版はPC区間と端部RC区間に分けて施工する。PC区間はさらに施工を2回に分け、まず部分プレストレス用ケーブル(PC鋼より線 $\phi 21.8 \times 12$ 本)を配線して目地部にコンクリートを打設する。次に部分プレストレスを導入した後、主ケーブル部分の溝部コンクリートを打設する。下床版端部のRC区間は、橋面工を除く全死荷重が載荷された後、最後にコンクリートを打設して橋体とアバットを結合する。

### (5) 橋面工

鉛直材固定用ケーブルを利用して地覆用足場を設け、鉄筋型枠組を行い、地覆コンクリートを打設する。最後

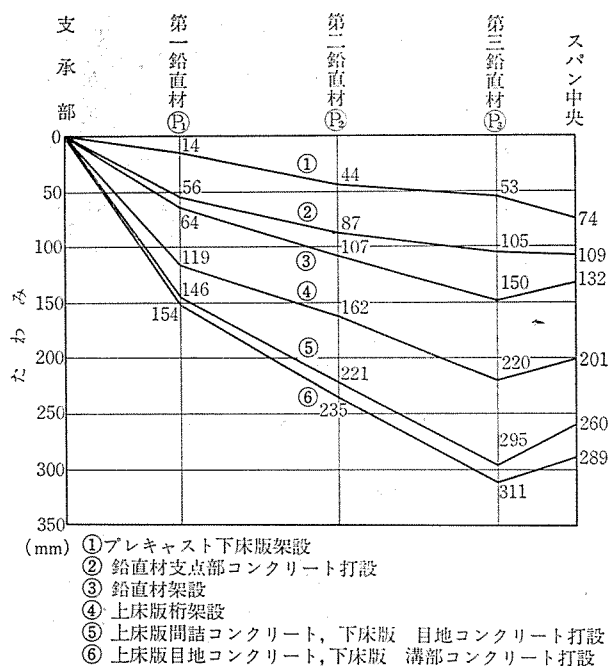


図-39 施工段階による主ケーブル変位

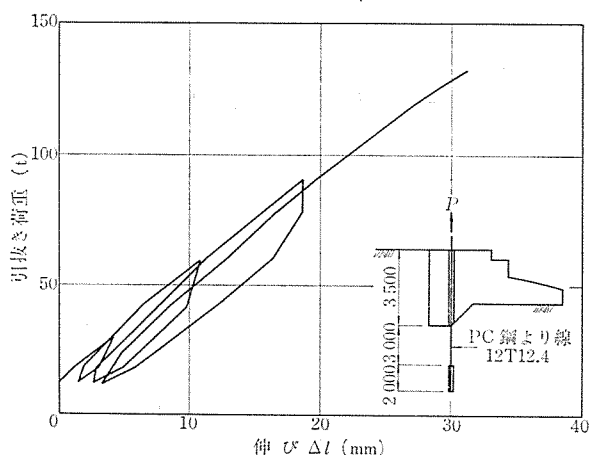


図-40 荷重-伸び曲線（右岸側）

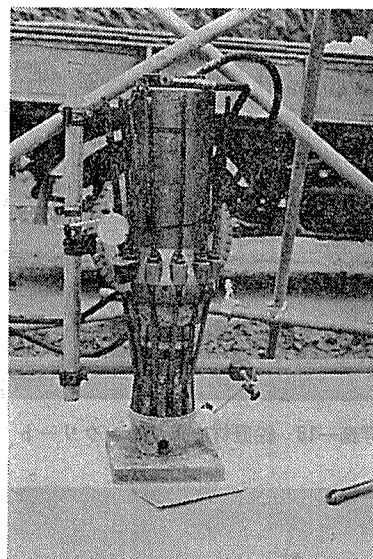


写真-15 引抜き試験

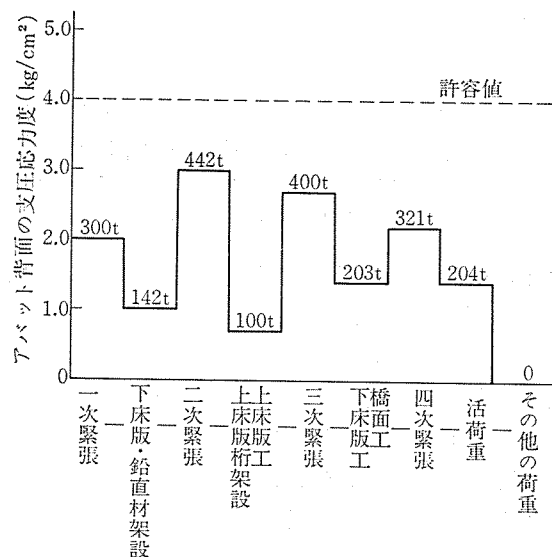


図-41 アンカーケーブルの緊張

に高欄と伸縮目地を取付け、舗装コンクリートを打設し、防護用吊足場を解体して完成した（写真-14）。

以上のように全工程を完了したが施工段階によるサグ変位を 図-39 に示す。橋面工の施工時は構造系が完成しているのでサグ変化はほとんど生じなかった。また最終的なサグの施工誤差はスパンに対し 1/1000 程度であった。

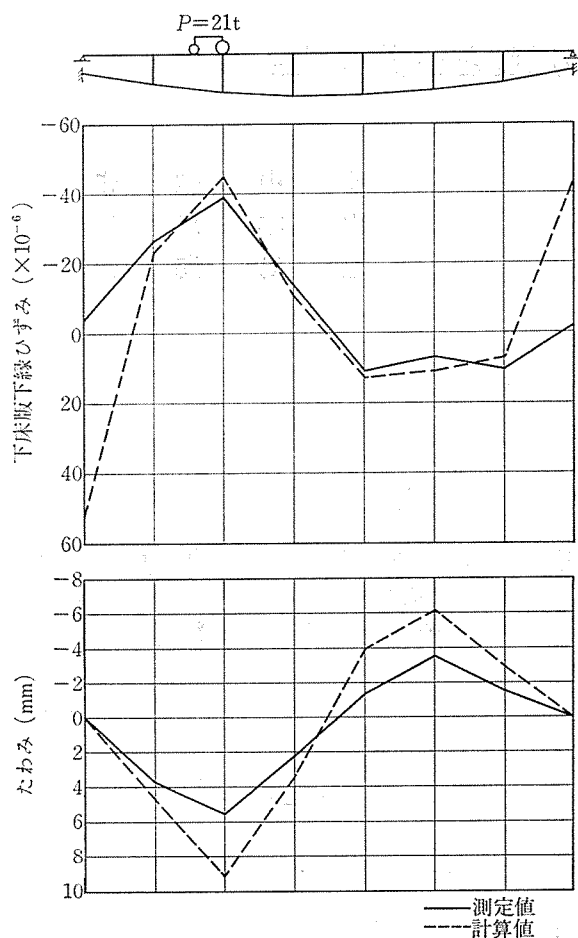
### 6.3 施工管理

本橋の場合、ロックアンカーはアバットに作用する水平反力を長期にわたり確実に地盤に固定する必要がある。したがって施工に際して次のような試験を実施した。

#### (1) 引抜き試験

試験用アンカーケーブル（PC 鋼より線 12T 12.4）を  $W/C=45\%$  のセメントペーストで試験孔に定着して引抜き試験を行った。フレシネージャッキによって繰返し荷重を載荷し、荷重、鋼材伸び、アンカープレートの変位を測定しアンカー耐力を求めた（写真-15）。各荷重段階の載荷持続時間は、処女荷重に対しては最大 5 分間、減少荷重および繰返し荷重に対しては最大 2 分間とした。最大試験荷重は岩とグラウトの付着力  $\tau=15 \text{ kg/cm}^2$ （設計では安全率  $F=3.0$  とし  $\tau=5 \text{ kg/cm}^2$ ）を満足する  $P=132 \text{ t}$  とした（図-40）。

試験結果からロックアンカーは最大試験荷重載荷時においても十分な付着力を有し、アンカープレートの変位はほとんど生じないことが確かめられた。ただし、右岸



図—42 下床版下縁ひずみ図およびたわみ図

側については鋼材の測定伸びが計算値よりも大きい結果であったことからグラウトの部分的な付着切れが懸念され、アンカーケーブル（SEEE ケーブル F 50）を2本追加することにした。

## （2）引張試験および確認試験

報告（その1）に述べたように、実構造に対する引張試験は各アバットのアンカーケーブルの中から2本ずつ

抽出して繰返し荷重を載荷した。また引張試験が実施されていない残りのすべてのケーブルに対しても設計アンカー力を1回載荷して安全性を確認した。

なお、アンカーケーブルの緊張は、岩の設計支持力  $q=4.0 \text{ kg/cm}^2$  を常に満足するように施工段階ごとに行った（図—41）。

## 7. 実橋載荷試験

ダンプトラック（満載時重量 21t 1台）を移動載荷して静的試験を行い、コンクリート表面ひずみやたわみを測定した。図—42 はトラック載荷時の下床版のひずみと鉛直材位置のたわみである。偏心載荷によるねじりの影響を調べるため3方向ゲージを貼布したが測定誤差に入る程度のひずみ量であった。また横方向たわみ差は 0.5~0.88 mm であった。

## 8. あとがき

速日峰橋は昭和 50 年 10 月から計画に着手し、52 年 5 月に竣工した。その間、施工に先立って模型試験や地質調査を行って設計施工法を検討し、綿密な施工管理や安全管理を行って施工にあたった。施工途中、アンカーボアリングの孔内に出水したため多少工事が遅れたが、ほぼ施工計画どおり工事を進め約 6 か月間で完成した。1 年後に実施した測量結果では竣工当時との橋体変化が認められなかったこと、また微力ながら地元の発展のために貢献できたことは一技術者として筆舌に尽せない喜びとするところである。

上路式 PC 吊橋の形式は立地条件によってはさらに長大化に応用できると思われ、コンクリート橋の新しい分野の橋梁形式として参考になれば幸甚である。

おわりに本橋の完成に御尽力いただいた多くの関係者に対し、誌上より深く感謝の意を表して本報告を終ることにします。