

バイケーブル式鋼桁の力学特性に関する基礎的研究

新潟大学大学院自然科学研究科 学生員 荒木 聡秀
 新潟大学工学部建設学科 正会員 阿部 和久
 バイケーブル研究会 会長 正会員 本間 邦夫

1. はじめに

従来の桁構造物では、桁の継ぎ手はボルトや溶接で接合する方法が一般的であるが、施工に手間がかかるといった問題点がある。これに対し、桁の継ぎ手方法として、コンクリート橋で用いられているプレストレスト工法と同様に、突き合わせた鋼管にプレストレスを導入する工法(バイケーブル工法¹⁾)が提案されている。この様に桁同士を圧着することにより施工性が向上することが期待できるが、本来引張に強い鋼材に圧縮力を加えるため、座屈強度の低下が懸念される。また、当該工法は引張力を許容しないことから、従来の桁と比較して弾性域での最大曲げモーメントが小さくなる恐れがある。本研究では、主に実験を通し、弾性域での剛性や座屈強度など当該構造の基本的力学特性について把握する。

2. バイケーブル構造の概要

バイケーブル工法とは、図1のように桁断面内の上・下部にPC鋼線や鋼棒を通し、それにプレストレスを導入する工法のことである。前述のとおり、桁本体に圧縮力を加えることで、接合部を圧着させ、桁を一体化させることができる。また、桁と鋼線とが曲げモーメントに寄与するため、桁の剛性を向上させることも可能である。

当該工法については、これまでに木材の桁とケーブルとを組み合わせたプレストレスト木橋の実例があり、その有効性が実証されている¹⁾。また、鋼管柱を桁として用いた場合、実験や基本的構造計算によって、30m程度の橋梁であれば架設可能とされている。

3. 実験概要

寸法 100 × 100(mm)、肉厚 2.3(mm)の正方形断面を有する長さ 1mの角形鋼管柱 3本を突合せ、図1のような桁を製作する。なお、軸力導入には図2のように断面内核点に配置した直径 17mmの3本のPC鋼棒を用いる。また、鋼管の接合部には、図3に示すような仕切板を設ける。さらに比較のため、同様の断面寸法、肉厚の長さ 3mの鋼管柱の桁(1本桁)を製作する。

荷重は2点荷重で与え、中央の鋼管桁には一定の曲げモーメントを作用させる。実験に際しては、鋼管および各鋼棒の軸ひずみと支間中央におけるたわみとを測定する。

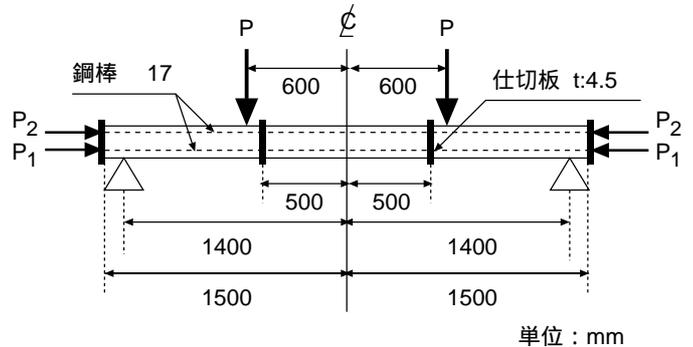


図1 実験概要

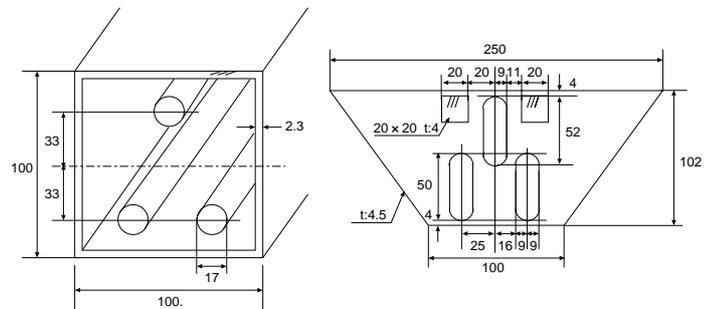


図2 供試体断面

図3 中間仕切板

4. バイケーブル構造の解析

(1) 初期導入軸力の算出

弾性最大曲げモーメント M_{max} 作用時に鋼管上下端応力が降伏応力 σ_y および 0 となり、1本桁と同等の最大曲げモーメントを保有し得る様に、初期軸力を以下の手順に基づき算出する。

まず、下端PC鋼棒にのみ軸力を導入する場合を考える。この時、鋼管上端応力は 0 となっている。次に鋼管上端応力が σ_y となる様に、 M_{max} を加える。その時の下端PC鋼棒軸力を $P_1(2)$ とする。

次に、上下端PC鋼棒に初期軸力 P_1, P_2 を導入する場合を考える。この下で M_{max} を加えた際に上端PC鋼棒軸力がゼロ、下端軸力が $P_1(2)$ と一致する様に導入すべき初期軸力を求めると次式を得る。

$$P_1 = P_1(2) - \frac{A_p M_{max}}{I} (e - X) \quad (1)$$

$$P_2 = \frac{A_p M_{max}}{I} (e + X)$$

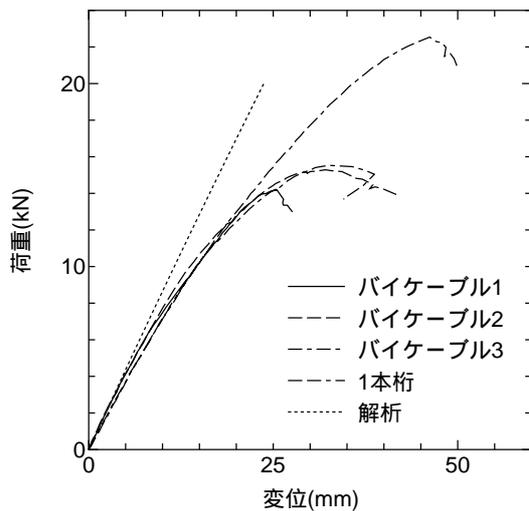


図4 鋼管桁の荷重 - 変位曲線

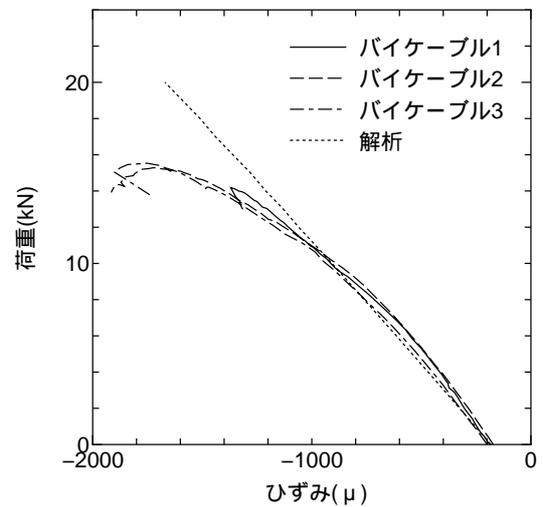


図5 鋼管桁上端の荷重 - ひずみ曲線

ここで、 A_p は PC 鋼棒の断面積、 X は上下端 PC 鋼棒を導入した時の合成断面中立軸位置、 I は X 軸回りの断面二次モーメント、 e は鋼管桁の中立軸から PC 鋼棒までの距離である。

(2) たわみの影響を考慮した解析

桁に偏心軸力を作用させるとたわみを生じる。その結果として、各断面における偏心量が異なる値をとり、導入軸力による曲げモーメントは長手方向に一定値を取らない。たわみ量が e に比べて十分に小さければ、この影響は無視できるが、長い桁の場合は無視し得なくなる恐れがある。

当該鋼管桁の変位は次の離散化式により求めることができる。

$$[K - PC]\{u\} = e(-2P_1 + P_2)\{F_w\} + P_L\{F_m\} \quad (2)$$

また、プレストレス導入後の変形時での、桁と PC 鋼棒左右端の適合条件は次式で与えられる。

$$\begin{cases} \frac{P_1 l}{EA_c} + \frac{P_1 l}{EA_p} + e(-\theta_0 + \theta_1) = a_1 \\ \frac{P_2 l}{EA_c} + \frac{P_2 l}{EA_p} - e(-\theta_0 + \theta_1) = a_2 \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 $[K]$ は鋼桁の剛性行列、 $[C]$ は軸力の影響に関する行列、 $\{u\}$ は節点変位ベクトル、 $P = 2P_1 + P_2$ は変形下での軸力、 $\{F_w\}$ 、 $\{F_m\}$ はそれぞれ軸力、上載荷重作用点の節点力モードベクトル、 P_L は上載荷重、 a_1, a_2 は無変形時の柱と上下 PC 棒の長さの差である。 P は $\{u\}$ に依存するので、式 (2) は非線形方程式を与える。よって、解は Newton-Raphson 法により求める。

5. 実験結果と解析との比較

試験片の引張試験結果に基づき、 $E=201(\text{kN}/\text{mm}^2)$ 、 $\sigma_y=245(\text{N}/\text{mm}^2)$ とした。その下で、式 (1) より $P_1=34.4(\text{kN})$ 、 $P_2=27.9(\text{kN})$ と設定し、実験を行った。

実験結果を図 4、図 5 に示す。桁中央上端の変位、ひずみとともに載荷途中まで解析と実験値は比較的良好な一致を示しているが、5kN 前後より 1 本桁の場合も含め実験の変形が増大し出している。桁の降伏は約 12kN で発生しており、それまでは概ね弾性挙動を示しているものと考えられる。解析では、4.(2) に述べた幾何学的非線形性も考慮されており、両者の差異がその影響によるものとは考えられず、今のところ原因は不明である。

図 4 より降伏点までの弾性領域では、バイケーブル構造と 1 本桁はほぼ同じ挙動を示している。なお、1 本桁の降伏荷重は約 13kN であり、両者の降伏荷重には大差が無く、バイケーブル構造の有効性が確認できる。

最大荷重はバイケーブル構造で約 16kN、1 本桁で約 22kN となった。降伏ひずみは約 1100μ であり、図 5 よりこの値直後にバイケーブル構造は最大荷重に至っている。また、当該構造では中間仕切板と鋼管柱の接合部側面で局部座屈を生じていた。当然のことながら、鋼管桁の開口部が弱点となっていることが確認できる。一方 1 本桁では、載荷点近傍で座屈し最大荷重に達していた。また、1 本桁の降伏荷重は上述のとおり約 13kN であり、実験での最大荷重はこれより 9kN 程大きい。このことより、接合部の存在は降伏荷重には影響しないが、最大荷重には大きく影響を及ぼしていることがわかる。

6. おわりに

バイケーブル式鋼桁の基本的力学特性について確認した。座屈強度を上げるためには開口部に適宜補剛材を設ける必要があるが、弾性域の挙動については最大曲げモーメントも含め通常の桁と比べ遜色がないことがわかった。

参考文献

- 1) 本間邦夫：プレストレス木橋の施工例「洞合橋」，第 3 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集，175-178，2004。