

PC 複合トラス桁の正負交番載荷実験

オリエンタル建設(株) 正会員 工修 ○吉川 卓
 新日本製鐵(株) 工修 野呂 直以
 九州大学大学院 正会員 工博 大塚 久哲

1. はじめに

PC 複合トラス橋は、通常のPC 箱桁橋におけるコンクリートウェブ部を鋼製のトラス材に置き換えた構造で、上部構造の軽量化、ウェブ施工の省力化等によるコスト削減を図った構造であり、国内において数橋が施工されている。現在、国内で施工されたPC 複合トラス橋は、単純桁形式や連続桁形式、および橋脚高さが高いラーメン構造が採用されているが、いずれも上部構造への地震時作用断面力の影響が小さな構造形式といえる。一方、PC 複合トラス橋上部構造の耐震性を確保することができれば、地震時断面力の影響が大きい橋脚高さにおいてもラーメン構造の採用ができ、コスト削減が可能と考えられる。

PC 複合トラス橋上部構造に地震時断面力が作用すると、コンクリート床版および鋼トラス材の軸力が交番する箇所があるため、特に、荷重伝達機構で重要となる格点部の性能が、PC 複合トラス構造の耐震性を決定する上で重要になると考えられる。PC 箱桁構造の耐震性能に関しては一連の研究¹⁾によって履歴特性が把握されているが、PC 複合トラス構造における同様の研究は実施されていない。また、本研究で対象とする格点構造は、実物大実験により耐荷力や疲労性能が確認されているが、正負交番軸力下での性能は確認されていない。本研究では、正負交番軸力下での格点構造の性能を確認するとともに、PC 複合トラス橋全体システムとしての耐震性を確認することを目的として、模型供試体による正負交番載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験に用いた供試体寸法は、図-1に示す想定橋梁(中央径間90m, PC3径間連続ラーメン複合トラス橋)の約1/4.25スケールの断面を有する単純桁モデルとした。供試体寸法を図-2に示す。なお、載荷装置の制約から、張出し床版については省略したモデルとした。

供試体は、想定橋梁のL2地震時において、上・下床版および鋼トラス材軸力が正負交番する図-1に示した部分を対象とした。供試体のプレストレ

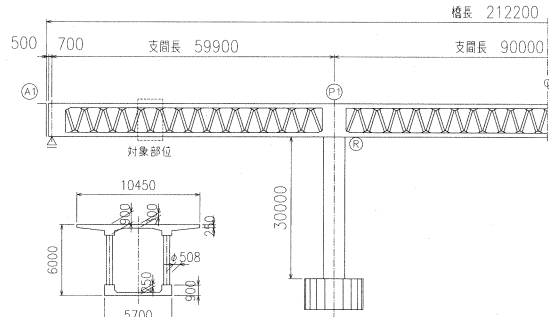
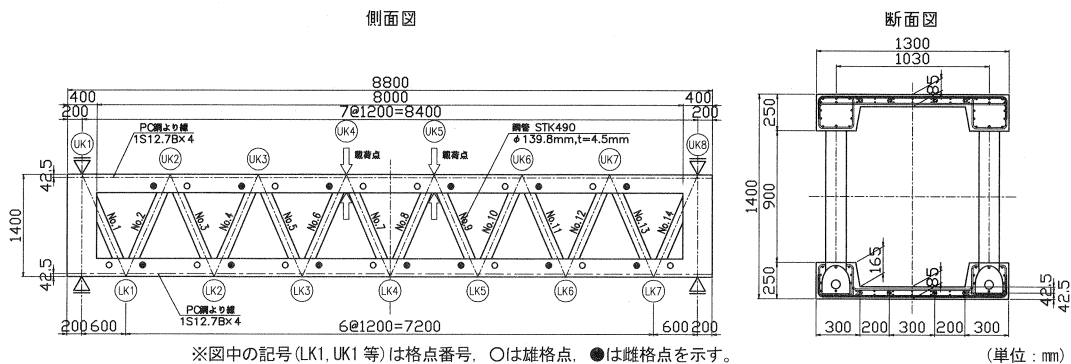


図-1 想定橋梁



※図中の記号(LK1, UK1等)は格点番号、○は雄格点、●は雌格点を示す。

図-2 実験供試体

量は、想定橋梁の対象箇所における静荷重時のコンクリート縁応力度である $2.0\text{N}/\text{mm}^2$ と同等になるよう、上・下床版に各々PC鋼より線 1S12.7 を4本配置した。コンクリートの設計基準強度は $40\text{N}/\text{mm}^2$ とし、格点部へのコンクリート充填性を考慮し粗骨材最大寸法を 13mm とした。実験時材令におけるコンクリートの試験値を表-1に示す。

実験に用いた格点構造を、図-3および写真-1に示す。格点は、圧縮力を伝達させる雌格点と引張力を伝達させる雄格点から構成され、格点部に作用するせん断力を、鋼管部材

を使用したせん断キー（リングシェアキー）により伝達させる構造である。本構造は、実物大実験^{2,3)}により耐荷力および疲労性能が確認されており、実橋では、志津見大橋⁴⁾の格点として採用されている。使用材料は、鋼トラス材：STK490、 $\phi 139.8\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ 、リングシェアキー：STPG370、 $\phi 60.5$ 、 $t=5.5\text{mm}$ である。表-2に使用鋼材の材料試験値を示す。PC複合トラス橋格点部の設計方針⁵⁾としては、格点部の耐力を鋼トラス材の耐力以上にすべきと考えるが、実験では、床版および格点部の破壊過程に着目することから、終局荷重時においても鋼トラス材が降伏しないよう部材を設定した。また、リングシェアキーの設計においては、格点部に生じる斜めひびわれ発生荷重が、床版の曲げひびわれ発生荷重に対して1.7倍となるよう部材を設定した。

本格点は、鋼トラス材からの圧縮力を鋼管内部に溶接した付着リブから格点内コンクリートに伝達させ、コンクリートからリングシェアキーに荷重を伝える構造である。そのため、鋼トラス材軸力が交番しない場合には、圧縮斜材のみに付着リブを設けるが、実験では鋼トラス材軸力が正負交番するため、引張斜材にも付着リブを設置した。また、実橋での格点部へのコンクリート打設は、鋼トラス材に設けた打設孔より行うが、供試体においては寸法の関係で打設孔を設けることができず、鋼トラス材架設前に格点部を逆さにした状態(写真-1)で格点内のコンクリート打設を行った。そのため、鋼トラス材内部にコンクリート堰板を設置しているが、点付け溶接で固定している程度で、格点コンクリートへの圧縮力伝達効果は期待しないこととした。フランジプレート間に設けた施工誤差調整用の遊間は、粗骨材最大寸法が 13mm であることから、 20mm に設定した。なお、フランジプレート側面には、遊間調整用の固定ボルト(M8)を設置している。

2.2 格点部の補強

対象とした格点は、床版コンクリートに埋め込まれる構造であることから、格点部周辺の軸方向鉄筋に一部連続しない箇所が存在する。そのため、床版に曲げモーメントや引張軸力が作用した場合、鋼トラス材とコンクリート界面に肌すきが生じ、大きなひびわれに進展することが懸念される。このようなひびわれを抑

表-1 コンクリートの材料試験値

位置	実験時材令	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
上床版	16日	48.7	4.24	2.95×10^4
下床版	28日	48.2	3.37	2.89×10^4

表-2 使用鋼材および試験値

部材	規格	寸法	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋	SD295A	D10	367	514
PC鋼より線	SWPR7B	1S12.7	1884	1996
鋼トラス材	STK490	$\phi 139.8 \times 4.5$	493	575
リングシェアキー	STPG370	$\phi 60.5 \times 5.5$	510	535
フランジプレート	SM490	$t=9\text{mm}$	390	555

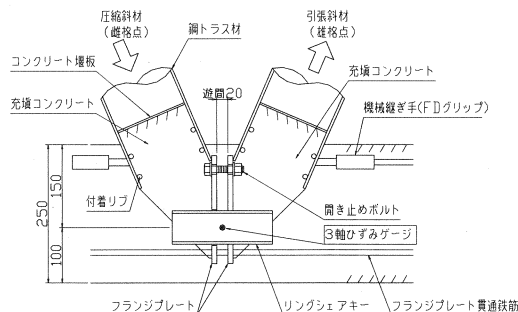


図-3 格点構造

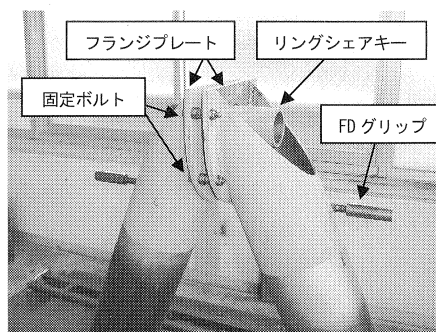


写真-1 格点構造

制するために、供試体では、鋼トラス材に機械継ぎ手 (FD グリップ) を溶接し格点部上縁の軸方向鉄筋との連続化を図った。鋼トラス材と FD グリップの溶接は、別途行った試験により強度を確認している。格点部下側に配置される軸方向鉄筋とフランジプレートが干渉する箇所については、フランジプレートに丸孔を設け鉄筋を貫通させた。また、機械継ぎ手から格点部に引張力が作用すると、フランジプレート遊間が開く方向に変形し、格点上縁コンクリートにひびわれが入る可能性がある。その変形を抑制するため、フランジプレート上部に開き止めボルト (M16) を設置した。このボルトは、機械継ぎ手以上の強度を有する部材を選定した。

2. 3 載荷方法

荷重の載荷は油圧ジャッキにより行い、載荷位置を上床版支間中央格点部の2点とした。荷重の載荷方向は、鉛直下向きの載荷 (正載荷) と鉛直上向きの載荷 (負載荷) とし、ひびわれ、鉄筋降伏等のイベントが確認された時点で荷重を除荷し、その後、荷重を反転させる繰り返しの載荷を行った。計測項目は、載荷荷重、載荷点変位、コンクリート表面ひずみ、鉄筋ひずみ、PC 鋼材ひずみ、鋼トラス材ひずみ、リングシェアキーひずみ等である。なお、載荷装置の能力が±1400kN であるため、その範囲での載荷とした。

3. 実験結果

3. 1 荷重変位曲線

図-4に実験より得られた載荷荷重と支間中央鉛直変位の関係を示す。図には、ファイバーモデルを用いた解析により算出した荷重変位曲線を併記している。図に示したプロットは、実験および解析より得られた各イベント発生点であり、各イベントの概略は表-3の通りである。解析に用いたコンクリートの材料非線形特性は、材料試験値を考慮した道路橋示方書V編の応力ひずみ曲線とし、終局ひずみは横拘束筋の効果を考慮せず2000 μ とした。また、鉄筋およびPC鋼材は、材料試験値を考慮した道路橋示方書III編の非線形モデルを用いた。なお、ファイバーモデルによる解析では、せん断に対する非線形性は考慮していない。

実験では、正負ともに載荷装置の能力限界まで載荷を行ったが終局状態までは至らず、正載荷ではPC鋼材弾性限界～格点部リングシェアキー降伏、負載荷ではPC弾性限界までを確認した。

解析より算出した骨格曲線は、実験より得られた荷重変位曲線とよく一致しており、また、各イベントの発生タイミングもほぼ一致している。また、格点部コンクリートには、作用するせん断力により写真-2に示す斜めひびわれが発生したが、荷重変位曲線に大きな変化は生じていない。これより、PC複合トラス構造において、格点部の斜めひびわれの発生が即、急激な耐力低下には繋がらず、全体変形の影響も小さいものと考えられる。以上より、格点部の状態がリングシェアキーの降伏程度であれば、せん断非線形性を考慮しないファイバーモデルによりPC複合トラス橋の非線形挙動を精度よ

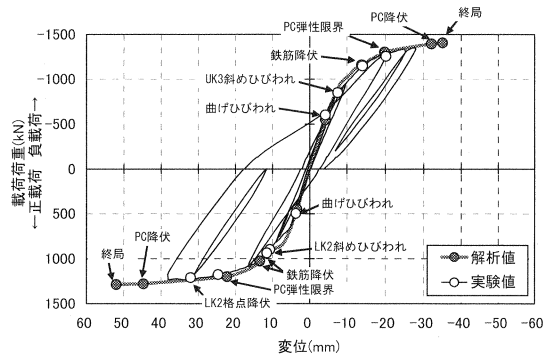


図-4 荷重変位曲線

表-3 載荷試験イベント概略

載荷荷重	供試体状況
+495kN	支間中央付近下床版下縁に曲げひびわれ発生
+900kN	格点LK2(LK6)に斜めひびわれ発生 (目視)
+936kN	支間中央付近下床版鉄筋降伏
+1175kN	支間中央付近下床版PC鋼材弾性限界
+1211kN	格点LK2 リングシェアキー降伏
-600kN	支間中央付近上床版上縁に曲げひびわれ発生
-850kN	格点UK3(UK6)に斜めひびわれ発生 (目視)
-1148kN	支間中央付近上床版鉄筋降伏
-1256kN	支間中央付近上床版PC鋼材弾性限界

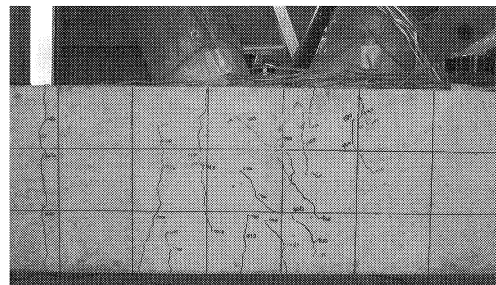


写真-2 格点部ひびわれ状況 (LK6)

く評価できることが確認できた。

3. 2 リングシェアキーの挙動

図-5に、格点に作用する鋼トラス材軸力が最も大きいLK2およびUK3におけるリングシェアキーの主ひずみを示す。図の横軸は主ひずみ、縦軸は圧縮側鋼トラス材のひずみから算出した鋼トラス材軸力を示し、引張軸力を正としている。

リングシェアキーの主ひずみは、鋼トラス材軸力-200kN程度までほぼ直線的に増加し、その後、勾配が変化している。LK2については、設計荷重の約2.1倍でコンクリートに斜めひびわれが発生し、設計荷重の約2.8倍でリングシェアキーの降伏ひずみに達している。一方、UK3については、設計荷重の1.7倍で斜めひびわれが発生したが、降伏には至っていない。ひずみの変化点から、斜めひびわれ発生の間は、フランジプレートとフランジプレート間コンクリートの付着切れによりリングシェアキーへの荷重分担が変化していると考えられ、この現象は過去の実験³⁾において検証されている。斜めひびわれ発生後は、ひずみが直線的に増加し、リングシェアキー降伏ひずみ程度までは急激なひずみ増加の傾向は見られない。なお、UK3は、格点の作用せん断力に対して図-3に示す雄格点、雌格点が逆に配置されているが、斜めひびわれが当初想定した設計荷重の1.7倍で発生し、その後も耐力を維持していることから、本格点構造は正負の軸力が反転した場合でも十分な耐力を有していることが確認された。

3. 3 格点部のひびわれ状況

図-6に、格点LK2、UK3に発生した斜めひびわれ幅を示す。LK2は最大荷重付近でリングシェアキーが降伏しているが、ひびわれ幅が急激に増加する傾向は見られない。また、除荷時の残留ひびわれ幅については、LK2で0.07mm、UK3で0.03mmとリングシェアキーの降伏の有無により差が生じているが、地震後におけるひびわれの修復限界である0.2mmと比較して十分に小さな値となっている。また、鋼トラス材とコンクリート境界面の肌すきが生じていないことから、機械継ぎ手による補強の効果を確認できた。

今回の実験では、荷重装置の能力の関係から供試体の終局状態には至らなかった。後日、荷重装置を変更し終局までの荷重を行う予定である。

参考文献

- 1) 例えば、大塚、岡田、角本、堤：PC箱桁の復元力特性に関する交番荷重実験、プレストレストコンクリート、Vol.42, No.2, pp90-97, 2000.3
- 2) 二井谷、江口、関口、野呂：鋼トラスウェブPC橋格点部の実験的研究、構造工学論文集, Vol.46A, pp1509-1516, 2000.3
- 3) 野呂、室井、二井谷、江口：鋼トラス橋梁の格点部の実験的研究、構造工学論文集, Vol.47A, pp1485-1490, 2001.3
- 4) 藤原、正司、坂田、後小路、柁木、野呂：志津見大橋の設計・施工-変断面PC複合トラス橋一、橋梁と基礎, No.39, No.11, pp5-11, 2005.11
- 5) 青木、高德、能登谷、上平、加藤、山口：第二東名高速道路猿田川橋・巴川橋の設計・施工-世界初のPC複合トラスラーメン橋一、橋梁と基礎, No.39, No.5, pp5-11, 2005.5

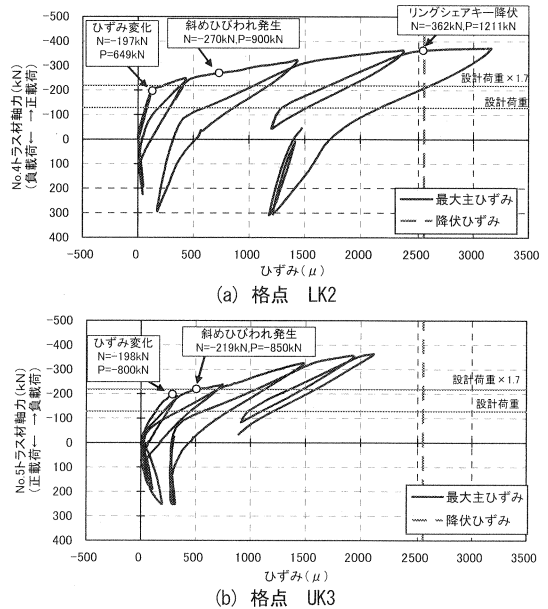


図-5 リングシェアキーの主ひずみ

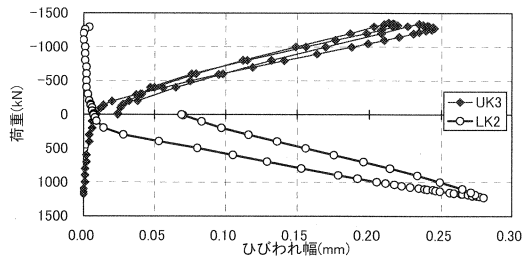


図-6 格点部斜めひびわれ幅