

PC複合トラス橋の地震時挙動に関する交番載荷実験

吉川 卓¹・野呂 直以²・大塚 久哲³

¹正会員 工修 オリエンタル建設(株) 技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

²工修 新日鉄エンジニアリング(株) 海洋・エネルギー事業部 (〒229-1131 神奈川県相模原市西橋本 5-9-1)

³フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

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、下部構造や基礎構造の縮小等によりコスト削減を図った構造である。また、透明感のある側面形状から景観性が向上することもあり、近年、わが国において数橋が施工されている。表-1は、わが国におけるPC複合トラス橋の施工実績である。現在、国内で施工されたPC複合トラス橋は、単純桁構造や連続桁構造、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、コスト削減の観点から、橋脚高さが比較的低い場合にラーメン構造を採用することも考えられるが、その場合、地震動の影響によって上部構造に大きな断面力が作用することとなり、上・下床版および鋼トラス材には、作用軸力が正負交番する部材が存在する。

地震の影響によるPC複合トラス橋の損傷状態としては、格点部周辺コンクリートの損傷や、格点構造の破壊により、格点部における荷重伝達機構が機能しなくなる場合が想定され、橋梁の致命的損傷に至る可能性も考えられる。PC複合トラス橋において、上部構造に作用する荷重の伝達は、全て、格点構造を通じて行われることから、格点構造の設計においては、地震時の荷重に対しても十分な耐力を有し、確実に荷重伝達機構が機能することが求められる。

研究で対象とした格点構造は、実物大供試体を用いた

載荷実験によって耐荷性状⁵⁾や疲労耐久性⁶⁾に関する性能の照査を行い、志津見大橋の格点構造として採用されている。しかしながら、本格点構造は、地震時のような正負交番載荷に対する挙動は確認されておらず、ラーメン構造に採用するためには地震荷重に対する性能確認が不可欠である。そこで、本研究では、地震時を想定した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. 対象橋梁

検討の対象とした橋梁は、図-1に示す中央径間90mとして試設計を行ったPC3径間連続複合トラスラーメン橋である。本橋のレベル2地震動を対象とした非線形動的解析の結果、図-1に示した側径間位置では、上下床版および鋼トラス材ともに地震時の作用軸力が正負交番することが確認された。特に、上・下床版の軸力が正負交番する場合には、コンクリートのひびわれ、および鉄筋の降伏等が原因となり、鋼トラス材と上・下床版の荷重伝達機構に影響を与える可能性があり、耐震設計を行う上で注意が必要となる。また、この部位は、地震時断面力が設計における終局荷重断面力を上回ることから、本研究では、図に示した位置を実験供試体の対象部位とした。

3. 格点構造

研究で対象とした格点構造を図-2に示す。本格点構造は、格点部に作用するせん断力を鋼管材を使用したリングシェアキーと称するせん断キーを介して伝達する構造である。格点部に作用する荷重の伝達は、以下のように行われる。

圧縮材に作用した軸力は、鋼トラス材内側に溶接した

表-1 国内における複合トラス橋の施工実績

橋梁名	場所	最大 支間長	最大 橋脚高	構造形式
木ノ川高架橋 ¹⁾	和歌山県	85.0m	27.0m	4径間連続桁構造
山倉川橋梁 ²⁾	新潟県	51.8m	—	単径間構造
猿田川橋 ・巴川橋 ³⁾	静岡県	110.0m 119.0m	72.0m 68.2m	7径間連続ラーメン構造 5径間連続ラーメン構造
志津見大橋 ⁴⁾	島根県	75.0m	30.3m	5径間連続桁構造

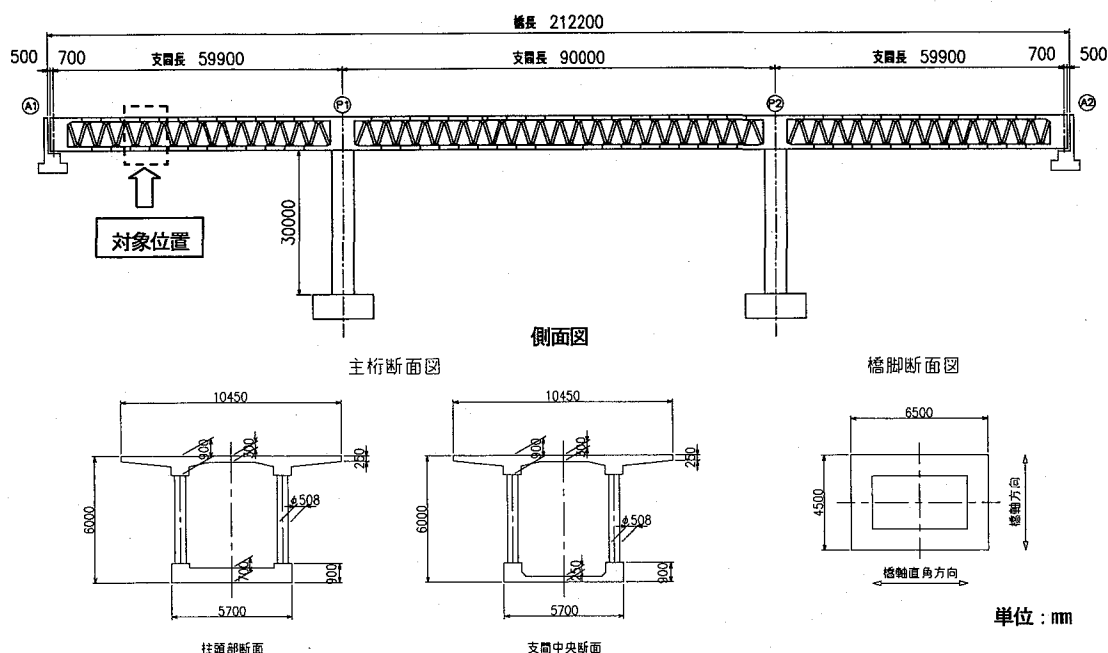


図-1 検討対象橋梁

付着リブを介して、鋼トラス材内部に充填されたコンクリートに伝達される。続いて鋼トラス材内部のコンクリートから、引張材に溶接されたリングシェアキーに力が伝達され、引張材のフランジプレートを通じて引張力として伝達される構造である。なお、圧縮材の充填コンクリートは、付着リブから作用する圧縮力を伝達する目的で設置されるため、全付着リブが埋設される程度の高さまで充填される。また、リングシェアキー内側にもコンクリートを充填することで、リングシェアキーのせん断剛性向上を図っている。

本格点構造は、耐荷力試験および疲労試験によって所定の性能を有していることを確認し、実橋では志津見大橋に採用された構造である。

4. 実験供試体

(1) 供試体概要

図-3 に実験に用いた供試体の概要を示す。実験供試体は、想定橋梁の約 1/4.25 スケールを有する単純桁モデルとした。桁高は 1.4 m、支間長は 8.4 m、格点間隔は 1.2 m である。なお、実験供試体は、荷重装置の制約から張出し床版を省略したモデルとしている。上・下床版には、それぞれ PC 鋼より線 1S12.7 を 4 本配置し、想定橋梁における対象部位での静荷重時のコンクリート縁部応力度とほぼ同等となる、 2.0 N/mm^2 のプレストレスを導入した。

使用したコンクリートの実験時材齢における材料試験値を表-2 に、使用した鋼材の材料試験値を表-3 に示す。供試体を使用した各材料は、可能な限り想定橋梁と縮尺が等しい材料を選定したが、例えば、鉄筋のかぶり(15mm に設定)については供試体製作上の制約から縮尺は一致

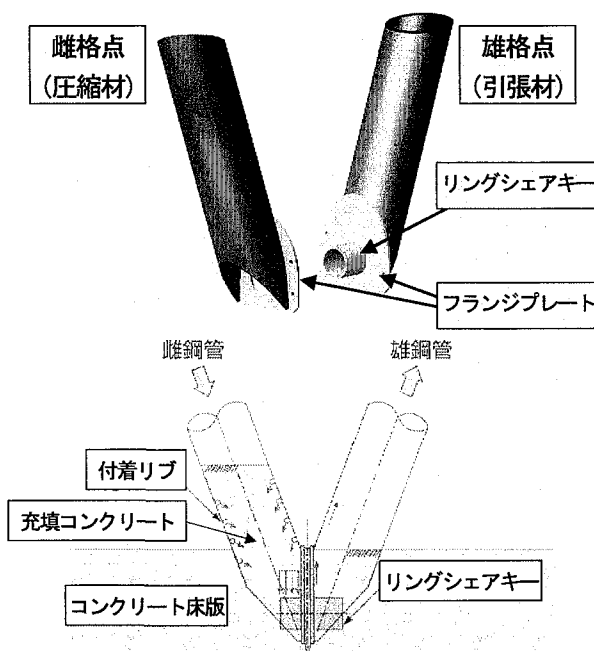


図-2 格点構造

していない。

写真-1 に実験状況を示す。実験供試体は、桁両端部の上下方向を拘束するよう設置した。荷重点は、上床版支間中央の格点位置とし、正荷重(鉛直下向き荷重)および負荷重(鉛直上向き荷重)ともに同一の点に荷重を作用させた。荷重の荷重方法は、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荷重を行った。なお、荷重装置の能力制限から、約 $\pm 1,300 \text{ kN}$ の荷重を上限とした。

図-3 には、実験供試体における雄格点および雌格点の配置を示している。雄・雌格点は、正荷重時に全ての

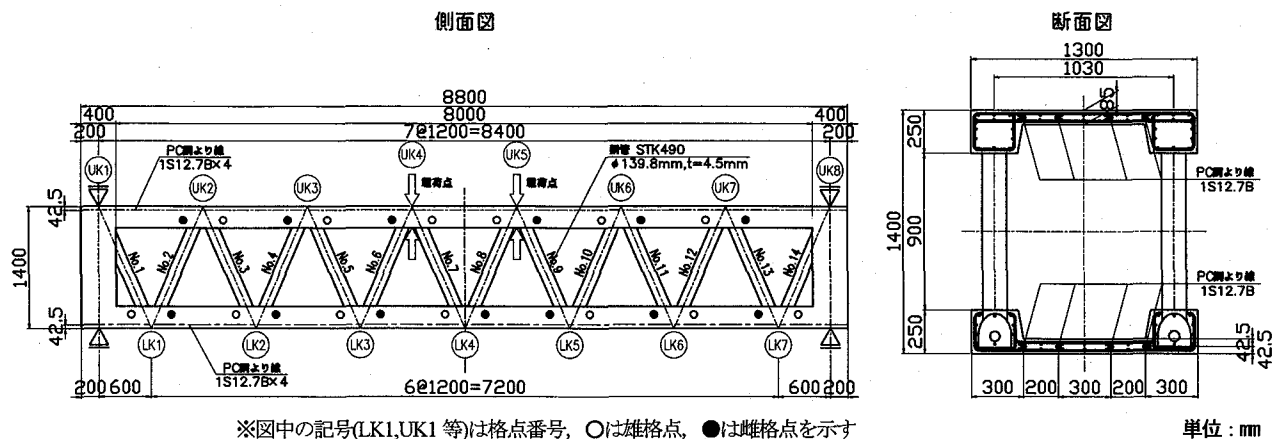


図-3 実験供試体

表-2 コンクリートの材料試験値

設計基準 強度 (N/mm ²)	位置	実験時 材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
40	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-3 使用鋼材の材料試験値

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	φ139.8×4.5	493	575
リングシェアキー	STPG370	φ60.5×5.5	510	535
フランジプレート	SM490	t=9mm	390	555

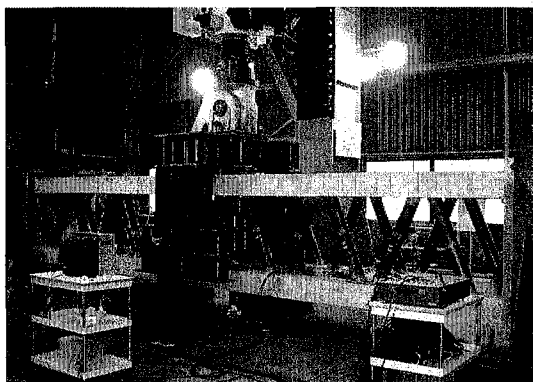


写真-1 実験状況

格点が図-2 に示した方向の軸力を受けるように配置している。すなわち、負荷荷時には全ての格点が図-2 と逆方向の軸力を受けることとなる。

(2) 格点部の補強

実験供試体では、地震時の格点部周辺の損傷を抑えるため、格点部周辺の補強を行っている。図-4 に格点部の補強概要を示す。従来の地震の影響を考慮しない格点構造(図-4(a))では、格点付近で鋼トラス材と軸方向鉄筋が干渉するために軸方向鉄筋が不連続となる箇所が存在する。その場合、地震時に床版に引張力が作用すると、

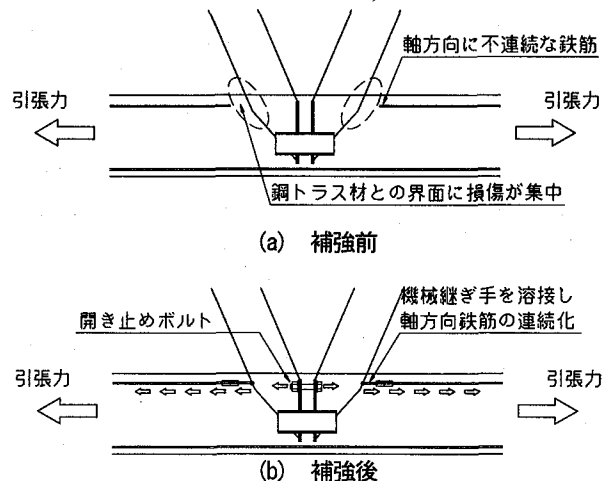


図-4 格点部補強概要

鉄筋の不連続箇所である格点とコンクリート界面に肌すきが生じ、地震後の耐久性が低下する可能性が考えられる。そこで、床版の軸引張力による格点部周辺のひびわれ集中を抑えるため、鋼トラス材に機械継ぎ手を溶接し、軸方向鉄筋を連続化させる補強を行った。また、溶接した機械継ぎ手から作用する引張力を隣の格点へ伝達すること、およびフランジプレート上縁が開くことによる格点部上縁のひびわれを抑制するために、フランジプレート上縁に開き止めボルト(M16)を設置した。なお、この開き止めボルトは、格点に溶接した機械継ぎ手鉄筋とほぼ同等の断面積を有する径とした。

5. 正負交番載荷実験

(1) 荷重変位曲線

表-4 に、実験時のイベント発生荷重とイベント概要を示す。実験では、正載荷、負載荷ともに、設計荷重までは弾性状態を保ち、設計荷重を超えた付近で床版の引張縁に曲げひびわれが発生した。その後、正載荷では地震時荷重、負載荷では終局荷重を超えた時点で、格点部付近に写真-2 に示す斜めひびわれが発生した。さらに

表-4 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

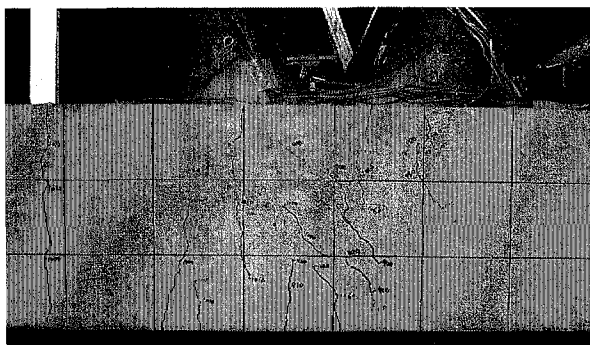


写真-2 格点部のひびわれ状況 (LK6)

載荷を続けると、引張縁鉄筋の降伏ひずみ、PC 鋼材の弾性限界ひずみに達し、正載荷時には格点部(リングシアキー)の降伏に至った。なお、使用した載荷装置の能力の範囲では、コンクリートの終局ひずみ(圧縮ひずみ 3,500 μ)には達していない。

図-5 に、実験より得られた荷重変位曲線を示す。グラフの縦軸は、載荷荷重であり、下向きに正載荷時の荷重、上向きに負載荷時の荷重を示している。横軸は、支間中央点の鉛直変位を示している。また、図中には、鋼トラス材に作用する軸力が、想定橋梁における設計荷重作用時、終局荷重作用時および地震時に相当する軸力となる荷重を示している。さらに、ファイバーモデルを用いた非線形解析によって算出した荷重変位曲線、および各イベントの発生点を付記している。各ファイバーの非線形特性は、道路橋示方書Ⅲ編のモデルを使用し、表-2、3 に示した材料特性値を考慮した。ただし、コンクリートについては、引張強度を考慮している。また、各部材のせん断非線形は考慮していない。

荷重変位曲線より、ファイバーモデルを用いた解析値は、実験で得られた骨格曲線を精度良く評価していることがわかる。また、解析でのイベント発生荷重についても実験値と良く一致していることから、ファイバー要素を用いた非線形解析によって、PC 複合トラス橋の非線形挙動を精度良く評価できることが確認できた。また、この結果から、供試体の挙動にせん断変形の影響は顕著に現われていないものと考えられる。前述のように、格点部付近のコンクリート表面には、写真-2 に示した斜め

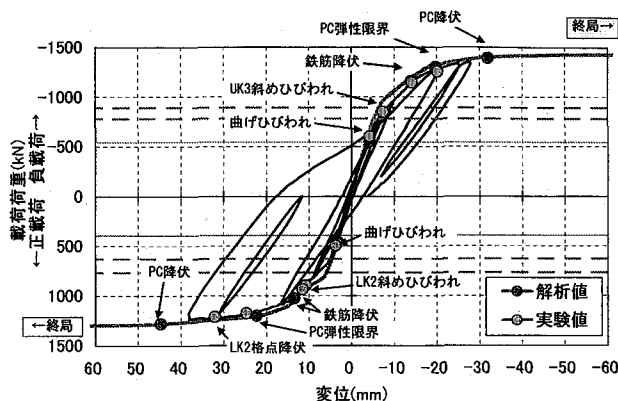


図-5 荷重変位曲線

ひびわれが生じているが、斜めひびわれの発生前後で急激な剛性低下は生じず、また、斜めひびわれ発生後も荷重を維持し続けていることから、格点部の斜めひびわれ発生によって、直ちに脆性的な破壊に至るものではないものと考えられる。また、正載荷時には、格点 LK2 のリングシアキーが降伏に至っているが、その後も荷重が低下せず耐力を維持していることから、リングシアキーが降伏に至る場合でも脆性的な破壊とはならないことが確認できた。

(2) 等価減衰定数

荷重変位曲線の履歴ループから、等価減衰定数の算出を試みた。等価減衰定数は、式(1)より算出した。

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (1)$$

ここに、 h : 等価減衰定数

ΔW : 荷重と変位の履歴曲線の面積

W : 弾性エネルギーで、図-6 に示す三角形の面積

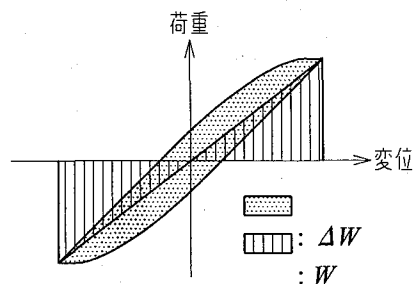


図-6 等価減衰定数の算出

図-7 は、PC 箱桁を対象とした正負交番載荷実験⁷⁾より得られた塑性率と等価減衰定数の関係に、本実験より得られた等価減衰定数をプロットしたものである。ここで、塑性率は、最外縁鉄筋降伏時に対する変位塑性率である。実験に使用された PC 箱桁は、プレストレス導入による平均軸圧縮応力度が 2.4~6.0N/mm² に設定され

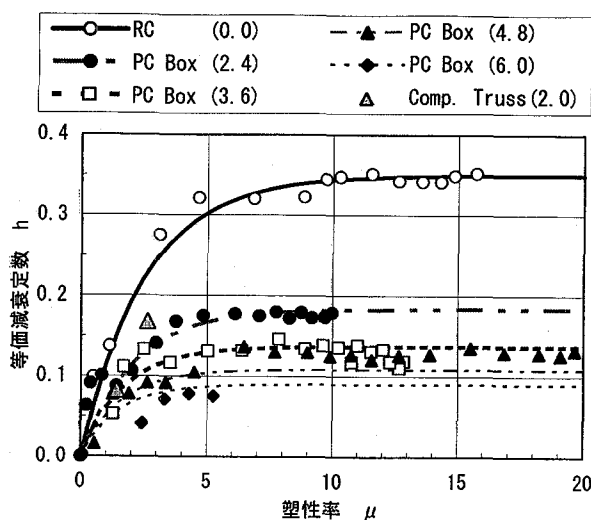


図-7 等価減衰定数の比較

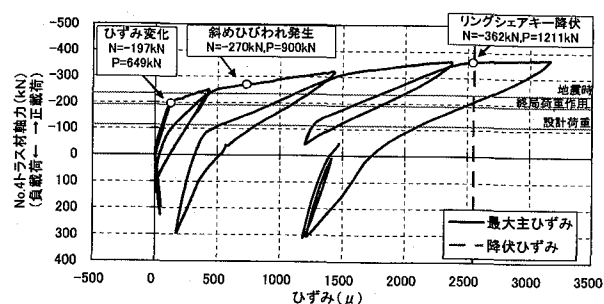
ている。凡例中の()内は、コンクリートの軸圧縮応力度(単位: N/mm^2)を示しており、RCは、プレストレスを導入していない供試体である。また、図中に示している曲線は、大塚らによって提案されている等価減衰定数の提案式である。本実験より得られた等価減衰定数は、載荷装置の荷重制限のため算出されたデータ数が少なく、塑性率が比較的小さな範囲の結果ではあるが、コンクリート応力度が 2.4N/mm^2 のPC箱桁の結果とほぼ同等の値を示している。塑性率が大きな範囲については、今後検討が必要となるが、今回の結果から、PC複合トラス構造の等価減衰定数は、PC箱桁と同様にプレストレス導入量により変化し、コンクリート応力度が同等のPC箱桁と同程度の値を示すものと推定される。

(3) 格点部の挙動

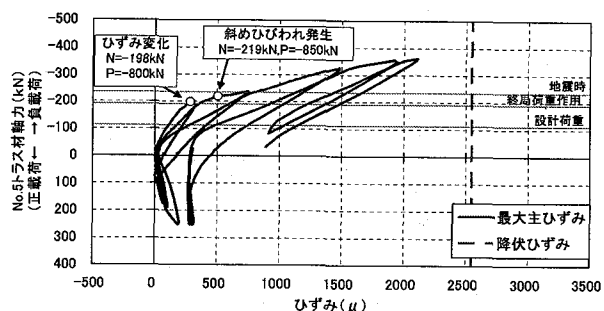
図-8に、リングシアキーのフランジプレート間に貼付した3軸ひずみゲージの応答値より算出した主ひずみを示す。図中縦軸は、鋼トラス材に作用する軸力の値を示しており、引張軸力を正としている。

格点LK2は、正載荷時に終局荷重作用時付近でひずみの勾配の変化点が現れ、その後リングシアキー降伏ひずみまで一定の勾配を保っている。ひずみの変化点から、斜めひびわれ発生までの間は、せん断力の分担が格点周辺のコンクリートからリングシアキーへ移行する区間であると考えられる。リングシアキーが降伏ひずみに達した後も、鋼トラス材に作用する軸力が低下せず一定の値を保持している。また、作用軸力の方向が逆転する負荷荷を受けた場合でも、地震時荷重を超える程度まで弾性状態を保っている。

格点UK3の場合も、LK2とほぼ同様の履歴曲線を示している。UK3は、図-2と逆向きの荷重が作用する負載荷時において、終局荷重程度でコンクリートに斜めひびわれが生じるが、斜めひびわれ発生後も鋼トラス材の



(a) 格点LK2



(b) 格点UK3

図-8 リングシアキーの主ひずみ

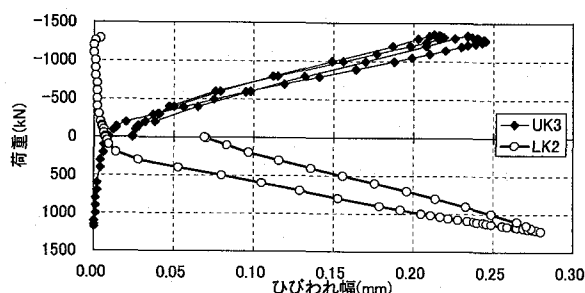


図-9 格点部の斜めひびわれ幅

軸力は増加し続けている。また、UK3においても、正負の荷重に対して地震時荷重を超える程度までの耐力を有している。以上の結果から、本格点構造はレベル2地震時に作用する正負交番軸力に対して、十分な耐力を有しているものと考えられる。

(4) ひびわれ幅

図-9に、載荷荷重と格点部の斜めひびわれ幅の関係を示す。斜めひびわれ幅は、クラックゲージを用いて計測した値である。図-8に示したように格点LK2は、最大荷重付近でリングシアキーが降伏に至っているが、リングシアキーの降伏によって、ひびわれ幅が急激に増加する傾向は見られない。また、最大ひびわれ幅は、リングシアキーが降伏していない格点UK3とほぼ同程度である。除荷時の残留ひびわれ幅に着目すると、LK2で 0.07mm 、UK3で 0.03mm とリングシアキーが降伏したLK2の残留ひびわれ幅が大きくなっている。しかし、道路橋示方書V編に記述されている、地震後の構造物の耐久性の観点から規定されている残留ひびわれ幅の限界



写真-3 格点部の損傷状況

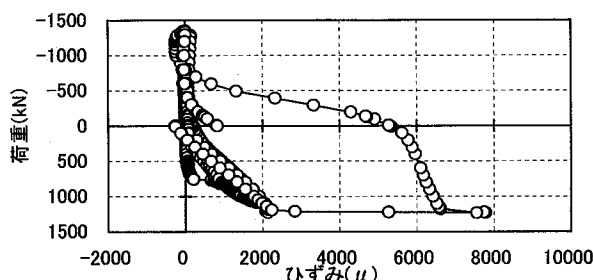


図-10 機械継ぎ手鉄筋のひずみ

値である 0.2mm と比較して十分に小さな値となっている。なお、供試体の鉄筋のかぶりは 15mm であり、実橋で場所打ち施工を行う場合の鉄筋のかぶりの規定値は 35mm である。鉄筋のかぶりとはひびわれ幅が比例関係にあると考えれば、供試体の残留ひびわれ幅 0.07mm は、実橋では約 0.16mm に相当し、この場合でも残留ひびわれ幅に対する限界値である 0.2mm を下回る。これらの結果から、格点部に発生する斜めひびわれは、地震後の構造物の耐久性に対して特に有害とはならないものと考えられる。

(5) 格点補強効果に関する検討

写真-3 に、実験終了後の格点部周辺の損傷状況を示す。当初、地震時の格点付近の損傷状態として予想していた、鋼トラス材とコンクリート界面の肌すきは生じておらず、また、フランジプレート上縁の開きによるコンクリート上縁のひびわれも生じていない。これより、格点部周辺の損傷を抑える目的で設置した、機械継ぎ手、およびフランジプレート上縁の開き止めボルトによる補強効果が有効であったものと考えられる。

図-10 に、載荷荷重と格点に溶接した機械継ぎ手鉄筋のひずみの関係を示す。ひずみの値は最大で約 8,000 μ 程度となっている。広瀬らの研究⁸⁾では、前述の PC 箱桁の載荷実験の結果から、最外縁鉄筋の最大ひずみと残留ひびわれ幅の関係について考察を行っており、最外縁鉄筋の最大ひずみが 10,000 μ 以下であれば、残留ひびわれ幅がほぼ 0 であることを示している。PC 複合トラスの格点部においても PC 箱桁と同様に、最大ひずみを 10,000 μ 程度に抑える設計を行えば、鋼トラス材界面に肌すき

や大きな残留ひびわれは生じないものと考えられる。

7. まとめ

本研究では、PC 複合トラス橋の耐震性能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。実験より得られた結果は以下の通りである。

- (1) ファイバーモデルを用いた非線形解析によって、PC 複合トラス橋の非線形挙動を精度良く評価することができる。
- (2) 格点部には、終局荷重を超えるまで斜めひびわれは発生しない。また、斜めひびわれの発生によって桁の剛性が急激に低下することはない。斜めひびわれの発生によって、脆性的な破壊には至らない。
- (3) PC 複合トラス橋の等価減衰定数は、導入プレストレス量が同等の PC 箱桁の等価減衰定数と同程度になると考えられる。
- (4) 対象とした格点構造は、レベル 2 地震時に相当する正負交番荷重に対して十分な耐力を有する。また、斜めひびわれ発生後も耐力を維持することが確認された。
- (5) 格点部に生じる斜めひびわれの残留ひびわれ幅は、0.07mm 程度であり、地震後の修復限界である 0.2mm と比較して十分に小さい。

参考文献

- 1) 南浩郎, 小野武, 瀬戸清, 尾鍋卓巳: 那智勝浦道路木ノ川高架橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.38, No.1, pp.13-19, 2004.1.
- 2) 石田清, 木戸素子, 小山幸寛, 大久保秀樹: 羽越線山倉川橋りょうの設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.2, pp.56-63, 2004.3.
- 3) 青木圭一, 能登谷英樹, 加藤敏明, 高德裕平, 上平康裕, 山口貴志: 第二東名高速道路猿田川橋・巴川橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.5, pp.5-11, 2005.5.
- 4) 藤原浩幸, 坂田寛司, 柊木洋子, 正司明夫, 後小路祥一, 野呂直以: 志津見大橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.11, pp.5-11, 2005.11.
- 5) 二井谷教治, 江口信三, 関口信雄, 野呂直以: 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, pp.1509-1516, 2000.3.
- 6) 野呂直以, 室井進次, 二井谷教治, 江口信三: 複合トラス橋梁の格点部の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1485-1490, 2001.3.
- 7) 大塚久哲, 岡田稔規, 石原真一, 角本周, 堤忠彦: 交番載荷実験に基づく PC 箱桁の復元力特性の提案, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.5, pp.18-24, 2000.9.
- 8) 広瀬剛, 岡田稔規, 御園生静栄, 浦川洋介: PC 上部構造の修復限界状態に関する一考察, 土木学会年次学術講演会概要集, pp.389-390, 2004.9.