

論文 鋼管埋め込み式鋼・コンクリート複合ラーメン橋接合部の地震時挙動に関する実験的研究

三田村 浩^{*1}・三上 浩^{*2}・池田 憲二^{*3}・岸 徳光^{*4}

要旨：本研究は、鋼上部工と鋼管・コンクリート合成構造橋脚から構成される複合ラーメン橋を実現することを目的として、鋼3主桁と合成構造橋脚を簡易に接合可能な接合法を提案し、縮小模型を用いた正負交番載荷実験を実施することによって、その地震時における挙動を検証したものである。検討の結果、提案の接合構造は優れた耐荷性能を有していること、終局状態は接合部破壊に先行する橋脚部の塑性ヒンジ化となること等が確認された。

キーワード：複合ラーメン橋, 接合部, 合成構造橋脚, 鋼管埋め込み式, 正負交番載荷実験

1. はじめに

近年、橋梁建設技術の合理化を目指した鋼・コンクリート複合ラーメン橋が注目されている。鋼上部工とコンクリート橋脚を剛に接合する複合ラーメン橋は、中間支点上で上・下部構造を一体化させることで不静定次数を高め、同時に死荷重が軽量である鋼上部工を採用することで上部構造の地震時慣性力を低減できることから総合的に耐震性に優れた橋梁形式の一つである。また、支承部構造や落橋防止システムの省略が可能となることから初期コストおよびこれらの損傷に起因する維持管理コストの削減が図られる等の経済的な利点も有している。

一方、橋梁下部構造に関してもその合理化を追求すべく種々の構造形式が提案されており、その代表的な橋脚構造の一つに鋼管・コンクリート合成構造橋脚が挙げられる¹⁾。鋼管・コンクリート合成構造橋脚は、従来の鉄筋コンクリート(RC)橋脚における軸方向鉄筋の代替として断面内に鋼管を配置した構造であり、急速施工、省力化施工、耐震性の向上が図られる等の特徴を有している。従って、上述の複合ラーメン橋の下部構造に対して、この鋼管・コンクリート

合成構造橋脚が適用できれば、更に合理的な橋梁形式を実現することが可能となる。

このような観点から、本研究では鋼上部工と合成構造橋脚から構成される鋼・コンクリート複合ラーメン橋を実現することを目的として、鋼3主桁と外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造橋脚を簡易に接合可能な接合法を提案し、縮小模型を用いた正負交番載荷実験により、提案する接合構造の地震時挙動を検証した。

2. 提案する接合構造の概要

図-1に提案する接合構造の概念図を示す。本構造は、橋脚断面内に配置された外面リブ付き鋼管を全て接合部内に埋め込み定着させ、橋脚頂部の全周を鋼主桁および横桁型枠兼用鋼板にて取り囲んで一体化を図る構造である。本研究では、橋脚断面内に計6本(橋軸方向2列、橋軸直角方向3列)の鋼管を配置する場合を設定し、内側中央の2本の鋼管は中央主桁と交差する位置に配置することとした。従って、構造的には中央主桁部の下フランジと腹板を一部で切り欠き、この切り欠き部に内側中央の2本の鋼管を挿入して外側鋼管と同じ高さまでの埋め

*1 (独) 北海道開発土木研究所 構造部構造研究室 主任研究員 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術研究所 土木構造研究室 室長 博(工) (正会員)

*3 (独) 北海道開発土木研究所 構造部構造研究室 室長 博(工) (正会員)

*4 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科 教授 工博 (正会員)

込み長を確保している。なお、外側鋼管は交差する鋼桁が存在しないことから単純に接合部内のコンクリート中へ埋め込み定着している。

写真-1には実験供試体における中央主桁部の切り欠き状況を示している。横桁型枠兼用鋼板には、橋脚コンクリートあるいは軸方向鉄筋からの荷重伝達を向上させるために孔あき鋼板ジベルを配置し、また接合部内の中央主桁および両外側主桁の腹板には、鋼-コンクリート間の肌離れを防止する程度のスタッドジベルを溶着するものとした。また、本構造は橋脚コンクリートの頂部を主桁および横桁型枠兼用鋼板にて取り囲んで拘束する構造であり、かつ鋼管がせん断力を大きく負担することから^り、施工性にも配慮して接合部内には帯鉄筋や中間帯鉄筋を配置しないものとした。橋脚断面内の軸方向鉄筋は、必要定着長を確保した状態で接合部内に定着させることとし、鋼桁と交差する軸方向鉄筋はその位置で切断して鋼桁フランジ面に溶接することとした。従って、接合部内では鋼桁を貫通させるような鉄筋は配置していない。

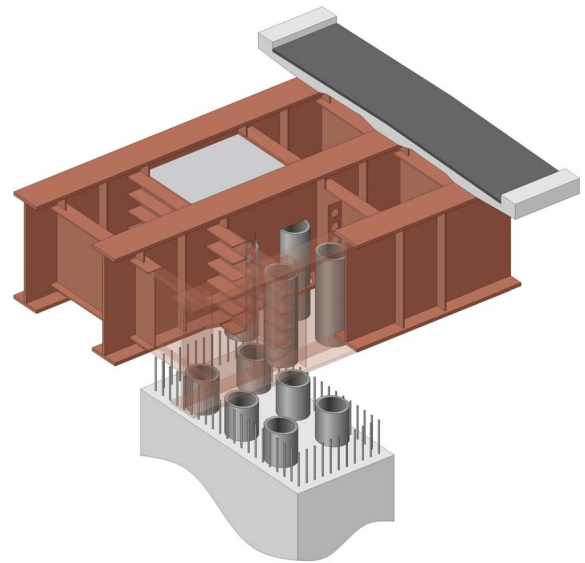


図-1 提案する接合構造の概念図

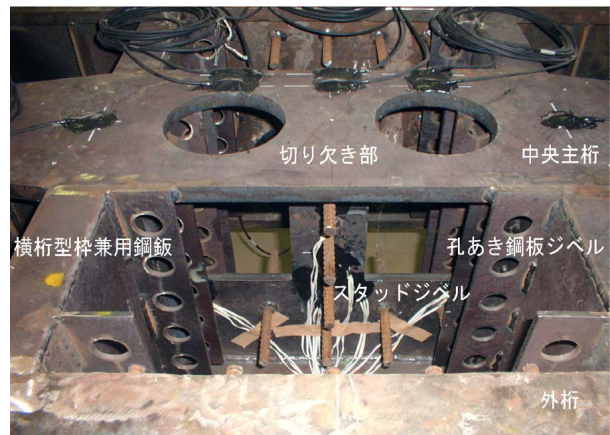


写真-1 中央主桁部の切り欠き状況（供試体）

3. 実験供試体の概要

本実験では、鋼桁と橋脚の接合部近傍を対象として正負交番載荷実験を実施することとした。

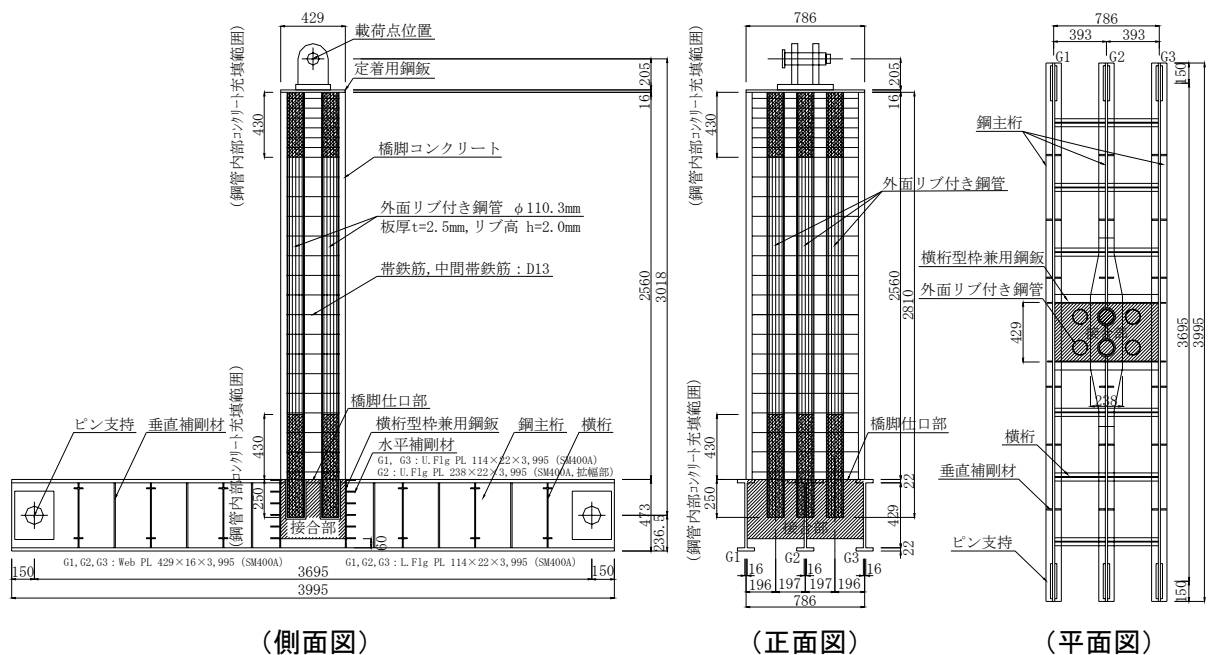


図-2 実験供試体の概要

図-2に実験供試体の概要を示す。供試体は実験装置および部材製作上の制限から実構造寸法に対する1/7縮尺模型とした。また、載荷実験は実構造に対して天地を逆にした状態で実施している。実験供試体は、上部工は主桁支間長3,695mm、主桁高473mmの鋼3主桁であり、着目する接合部の挙動に与える床版の影響は小さいものと考えられたため床版のモデル化は行っていない。一方、下部工は長辺786mm、短辺429mmの矩形断面橋脚とし、断面内には直径110.3mm、板厚2.5mmの外面リブ付き鋼管を計6本配置している。鋼管の接合部内への埋め込み長は、既往の研究成果²⁾を参考にして鋼管直径の2倍以上である250mmとした。なお、接合部内と橋脚仕口部から430mm(橋脚断面短辺長)上方まで、および載荷点近傍の鋼管内部には局部座屈を防止するために間詰めコンクリートを充填させた。鋼管外面に設けたリブは、間隔を40mmとしたスパイラル状とし、リブ高さおよびリブ天端幅はそれぞれ2mm、4mmとした。孔あき鋼板ジベルは、横桁型枠兼用鋼板に伝達されるせん断力を設計断面力とし、孔-孔間の鋼板のせん断降伏や孔内コンクリートの支圧破壊が生じないように設計した。その結果、鋼板1枚当りの孔数を6個とした孔あき鋼板ジベル(孔径30mm、板厚6mm)を計12枚設置することとした。また、主桁腹板に配置したスタッドジベルには、呼び径D16、長さ100mmの異形鉄筋を用いている。橋脚部に配置した軸方向鉄筋はD16を約100mmピッチで1段配置している。なお、接合部内では必要定着長の確保が困難であったため端部を半円形フック加工して定着させた。ここで、鋼桁フランジと交差する鉄筋は、その位置で切断して鋼桁フランジ面に溶接定着したが、切断された鉄筋と同本数の補強筋を橋脚側でラップさせた形かつ主桁を避けた位置において別途配置することとした。なお、橋脚部のみにD13を用いた帯鉄筋および中間帯鉄筋を高さ方向に130mmピッチで配置している。また、横桁型枠兼用鋼板には水平補剛材を配置して過

度な変形を抑制させた。表-1にフレッシュコンクリートの特性、表-2、3にそれぞれ硬化コンクリートおよび鋼材の力学的特性を示す。

表-1 フレッシュコンクリートの特性

| 種類 | 呼び強度 (MPa) | 最大骨材 寸法(mm) | スランプ (cm) | 空気量 (%) |
|----|---------------|----------------|--------------|------------|
| 普通 | 24 | 20 | 8 | 5.0 |

表-2 硬化コンクリートの力学的特性

| 打設箇所 | 圧縮強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) | ポアソン比 |
|------|---------------|---------------|-------|
| 橋脚部 | 28.4 | 34.1 | 0.22 |
| 接合部 | 27.3 | 31.9 | 0.21 |

表-3 各種鋼材の力学的特性

| 鋼材種 | 材質 | 降伏強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | 伸び (%) | |
|-----|--------|---------------|---------------|-----------|------|
| 鋼管 | STK400 | 386.0 | 433.0 | 37.0 | |
| 鋼桁 | SM400A | 392.0 | 552.5 | 23.0 | |
| 鉄筋 | D13 | SD345 | 399.0 | 582.0 | 28.0 |
| | D16 | | 367.2 | 548.8 | 27.6 |



写真-2 実験供試体の設置状況

4. 正負交番载荷実験の概要

写真-2には実験供試体の設置状況を示している。供試体の支持条件は主桁端部から150mm内側の桁高中心位置において回転のみを許容するピン支持としている。実験では、油圧ジャッキを用いて上部工重量に相当する軸方向圧縮力 ($P_v=147\text{kN}$, 応力換算で 0.44MPa) を作用させ、これを一定に保持した状態で橋軸方向地震荷重を想定した水平交番加力を行っている。また、水平交番加力は電動スクリージャッキを用いて変位制御方式で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位振幅に対して正負3サイクルずつの繰り返し载荷を行っている。ここで、降伏変位は橋脚基部の軸方向鉄筋が材料試験で得られた降伏ひずみに達した時点での载荷点水平変位とし、载荷は1サイクル目の正負方向いずれかの载荷荷重が降伏荷重 P_y を下回る段階まで行っている。

5. 実験結果および考察

5.1 水平荷重—水平変位関係

図-3には载荷点における水平荷重—水平変位の履歴曲線を、図-4にはそれらの包絡線を示している。なお、図-4における縦軸、横軸はそれぞれ降伏荷重 P_y および降伏変位 δ_y を用いて無次元化している。実験供試体は水平荷重 136kN (水平変位 22mm) において橋脚仕口部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。なお、 $1\delta_y$ の3サイクル終了時点では水平方向の曲げひび割れが橋脚仕口部から約 2m 上方まで発生した。 $\pm 1\delta_y$ 以降は荷重増加率が低下するものの荷重は徐々に増大し、 $\pm 4\delta_y$ において降伏荷重 P_y の約 1.8 倍である最大荷重 (正側: 242kN , 負側: 248kN) に到達した。この時点では、前述の橋脚部に発生した曲げひび割れ本数が増加する程度の損傷であり、接合部には顕著な損傷は認められていない。 $\pm 4\delta_y$ 以降は荷重が徐々に低下し始め、 $\pm 6\delta_y$ 時において橋脚仕口部近傍のかぶりコンクリートの剥落が確認された。その後は、かぶりコンクリートの剥落範囲の拡大と鉄筋の破断を伴いながら荷重は更に低下し、 $9\delta_y$ 時の

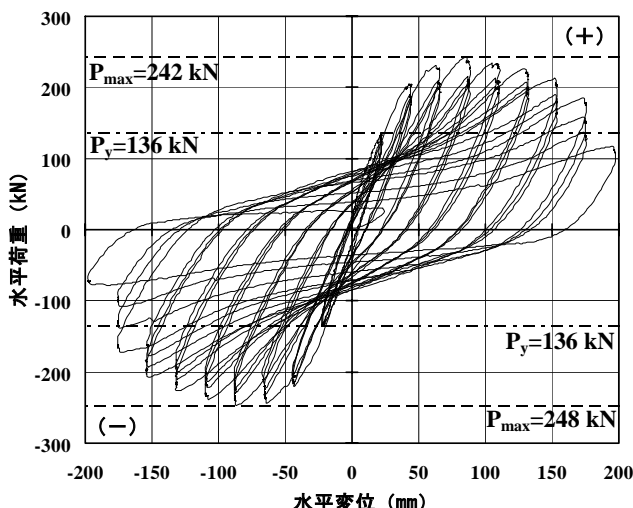


図-3 水平荷重—水平変位の履歴曲線

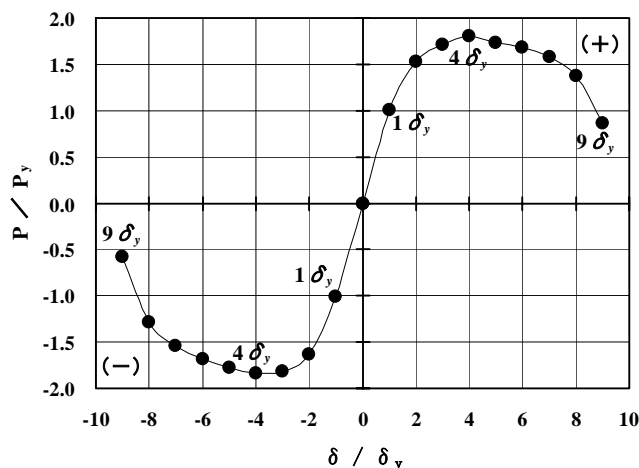


図-4 水平荷重—水平変位関係の包絡線

1サイクル目において载荷荷重が降伏荷重を下回ったため载荷を終了した。

5.2 橋脚仕口部の曲げモーメント—回転角関係

図-5には橋脚仕口部における曲げモーメント—回転角関係を示している。ここで、曲げモーメントは水平荷重に橋脚仕口部から载荷点までの距離を乗じて算定し、回転角は橋脚仕口部近傍(写真-3参照)の4隅点における鉛直方向変位量から算出している。また、図中(破線, 1点鎖線)には道路橋示方書(耐震設計編)に準拠して求めた橋脚仕口部における設計降伏曲げモーメント M_{yd} および設計終局曲げモーメント M_{ud} も併せて示している。計算は断面分割法で行い、降伏曲げモーメントは軸方向鉄筋または鋼管のいずれかが早く降伏した時点、終局曲げモ

ーメントは断面最外縁のコンクリートが終局ひずみに達した時点での曲げモーメントである。図より、実験結果における降伏曲げモーメントおよび終局（最大）曲げモーメントは、それぞれ $M_y=380\text{kNm}$, $M_u=680\text{kNm}$ 程度であることが分かる。一方、断面分割法で得られた設計降伏曲げモーメントは $M_{yd}=412\text{kNm}$, 設計終局曲げモーメントは $M_{ud}=552\text{kNm}$ であり、実測値は設計降伏曲げモーメントの 0.92 倍、設計終局曲げモーメントの 1.23 倍程度で両者は大略対応している。以上より、接合部は橋脚部における設計終局耐力の 1.23 倍以上の耐荷力を有しており、これは接合部が橋脚部に先行して破壊に至ることはなく、塑性ヒンジが橋脚部に形成されることを意味している。

5.3 鋼管のひずみ分布性状

図-6には $1\delta_y$ および $4\delta_y$ 載荷時の鋼管各点における軸方向ひずみ分布を示している。なお、本考察は正載荷側のみに着目している。図より、 $1\delta_y$ 載荷時に着目すると、橋脚の曲げ変形により引張力が作用する側の鋼管では全断面において引張ひずみが発生しており、もう一方の圧縮力が作用する側の鋼管では引張ひずみと圧縮ひずみが混在している。ひずみはいずれも弾性領域内のレベルにあり、最大でも $1,200\mu$ 程度である。また、接合部内における鋼管の最下端ではほとんどひずみが発生していない。

一方、 $4\delta_y$ 載荷時に着目すると、橋脚仕口部の直上において降伏ひずみ ($\epsilon_y=1,930\mu$) を超える大きなひずみが発生しており、この領域では鋼管の降伏による橋脚部の塑性変形が極めて顕著であることが分かる。しかしながら、接合部内における鋼管下端でのひずみは依然として小さく、接合部内への鋼管の定着長不足による抜け出しは生じていないものと推察される。

5.4 鋼主桁の鉛直方向変位分布

図-7には各載荷振幅における中央主桁のスパン方向に関する鉛直方向変位分布を示している。ここでは、 $\pm 1\delta_y$ 載荷時と最大荷重を示した $\pm 4\delta_y$ 載荷時に着目した。なお、負側の端支

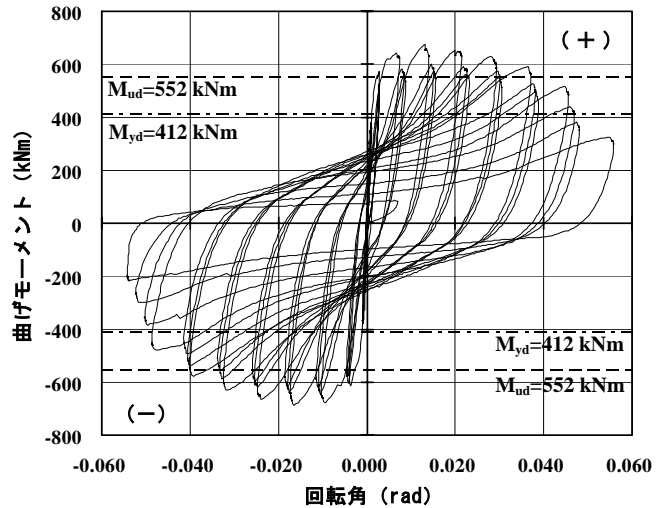
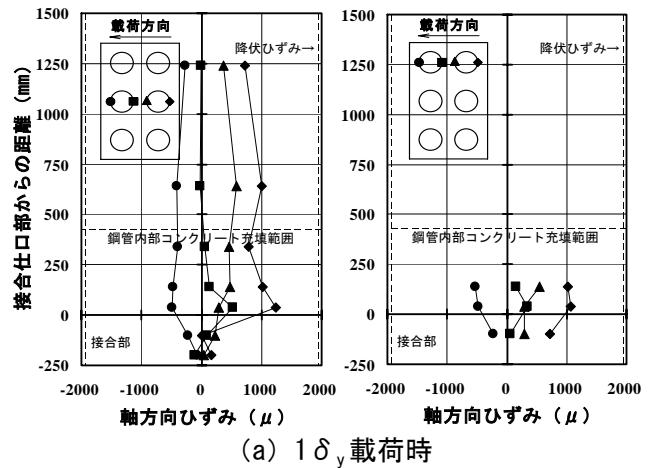
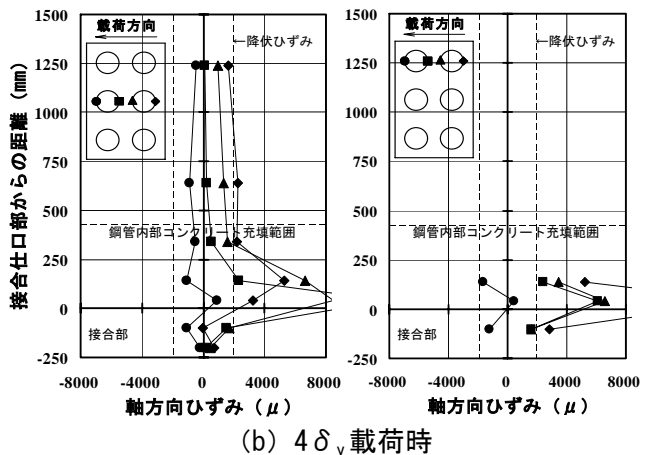


図-5 橋脚仕口部の曲げモーメント-回転角関係



(a) $1\delta_y$ 載荷時



(b) $4\delta_y$ 載荷時

図-6 鋼管各点における軸方向ひずみ分布

点部は変位計を設置した固定点が載荷中に移動する不具合が生じたため、ここでは端支点部の変位量を零として図化している (図中、細線)。図より、各載荷方向に対応した典型的な桁の曲

げ変形モードが確認され、接合部中心位置を基準として正負でほぼ対称な変形モードを示している。また、図中縦方向の点線間は接合部の領域を示しているが、この範囲においては左右でほぼ直線的な関係にあることから、接合部の塑性化に伴う変形の不連続性は見受けられない。

5.5 実験終了後の供試体の損傷状況

写真-3には実験終了後 ($\pm 9 \delta_y$ 载荷後) の供試体の損傷状況を接合部近傍に着目して示している。実験では正負両方向ともに橋脚仕口部から約 200mm (0.5D, D: 橋脚断面短辺長) の区間において、軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落した。軸方向鉄筋はその一部で破断が認められたが、鋼管は座屈が発生したものの破断には至っていない。また、橋脚部の水平方向の曲げひび割れは橋脚仕口部から約 600mm の区間に集中して発生しており、これより上方においては150mm~200mm間隔で橋脚自由端近傍まで発生した。一方、接合部は目視による検証の限りでは顕著な損傷は確認されず、主桁、横桁型枠兼用鋼板も健全な状態であった。本実験では、载荷終了後に桁を切断する等によって接合部内の損傷を確認していないが、鋼管のひずみレベル等から判断すると、接合部内はほぼ健全な状態を保持していると推察される。

6. 結論

本研究では、鋼 3 主桁桁と鋼管・コンクリート合成構造橋脚を簡易に接合可能な手法を提案し、縮小模型を用いた正負交番载荷実験によって、提案する接合構造の地震時挙動を検証した。本研究の範囲内で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 接合部は、橋脚基部での破壊を想定した設計終局耐力の約 1.2 倍以上の耐力を有しており、接合部の破壊が橋脚部の破壊に先行して生じることはない。
- 2) 接合部内における鋼管の発生ひずみは、最大荷重時においても低いひずみレベルにあり、接合部内への定着長不足により鋼管が

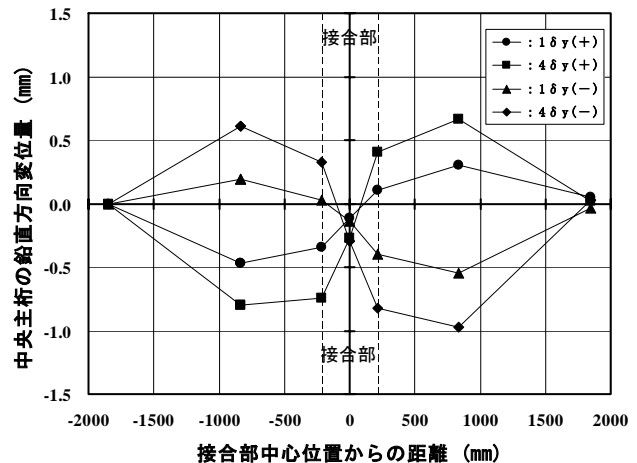


図-7 中央主桁の鉛直方向変位分布



写真-3 実験終了後の供試体の損傷状況

抜け出すような兆候は確認されていない。

- 3) 本構造の終局状態は、橋脚仕口部近傍、すなわち橋脚部に塑性ヒンジが形成されることが確認された。また、接合部内は鋼管のひずみレベルや目視観察から判断するとほぼ健全な状態を保持していると推察される。

参考文献

- 1) 三上 浩, 田村多佳志, 岸 徳光, 池田憲二: 外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1433-1444, 2001.
- 2) 篠崎裕生, 三上 浩, 岡本 隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996.