

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

An Experimental Study for Seismic behavior of Connection for Steel-Concrete Composite Rahmen Bridges

国土交通省北海道開発局 正会員 ○三田村 浩 (Hiroshi Mitamura) 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 北海道開発土木研究所 正会員 池田 憲二 (Kenji Ikeda) 三井住友建設(株) フェロー 三上 浩 (Hiroshi Mikami)
 北海道開発土木研究所 正会員 皆川 昌樹 (Masaki Minakawa) (株)ドーコン 正会員 小林 竜太 (Ryuta Kobayashi)

1. 序 論

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した複合ラーメン橋は、中間支点部で上・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の鋼上部工の採用により地震時慣性力を低減できるため総合的に耐震性に優れた構造形式である。また、支承部構造や落橋防止装置の省略が可能となるため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、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、その代表的な構造の1つに鋼管・コンクリート合成構造橋脚が挙げられる。従って、前述の複合ラーメン橋の下部構造にこの合成構造橋脚を適用することが出来れば、更なる合理化を追求できる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載荷実験を実施することによって、その接合構造の地震時挙動を検証することとした。

2. 実験概要

2.1 提案する剛結接合方式

提案する剛結接合構造の概念図を図-1に示す。本構造は、橋脚断面内に配置された全ての外面リブ付き鋼管を接合内部のコンクリートに埋込み定着させ、それを主桁および主桁と直交する横桁型枠兼用鋼板にて拘束することに特徴を有している。本実験では、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想定し、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、中央主桁は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鋼管を挿入して外側鋼管と同じ高さまでの埋込み定着を可能とした。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、コンクリートと鋼板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ている。なお、接合内部の各主桁ウェブには鋼・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植した。また、提案の接合構造は、橋脚部コンクリートを主桁および横桁型枠兼用鋼板で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、施工性にも配慮して接合内部には帯鉄筋を配置しないものとした。

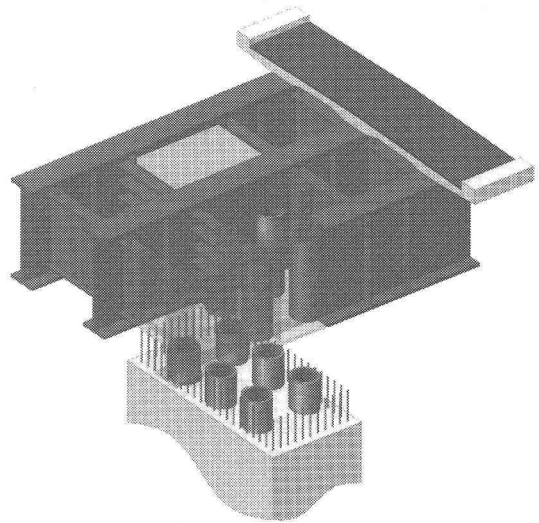


図-1 提案する剛結接合構造の概念図

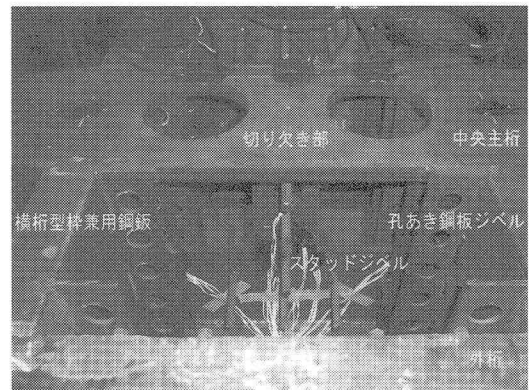


写真-1 中央主桁部の切り欠き状況(実験供試体)

2.2 実験供試体の概要

図-2に実験供試体の概略形状寸法を示す。本実験で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、載荷実験は実験装置の制約から実構造に対して天地を逆にした状態で行っている。実験供試体は、上部工は主桁支間長3,695 mm、桁高473 mmの鋼3主桁であり、着目する接合部の応力伝達に寄与す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、橋脚は柱高が2,560 mmで、断面寸法は長辺786 mm、短辺429 mmの矩形断面とし、断面内には直径110.3 mm、板厚2.5 mmの外面リブ付き鋼管を計6本配置している。鋼管の接合内部コンクリートへの埋込み定着長は、既往の研究成果を参考にして2D(D:鋼管直径)程度である250 mmとした。なお、接合内部と接合仕口部から430 mm上方(橋脚断面短辺長)までおよび載荷点近傍の鋼管に

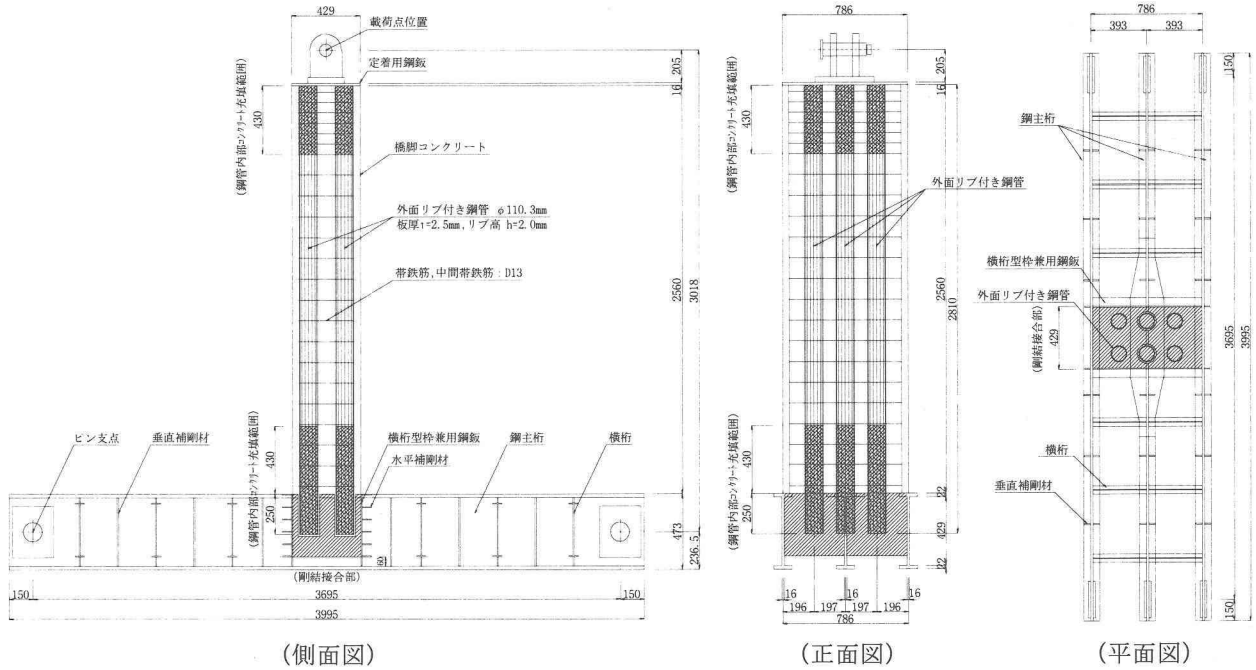


図-2 実験供試体の概略形状寸法

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している。鋼管の外面に設けたリブは、間隔 40 mm のスパイラル状とし、リブ高およびリブ天端幅はそれぞれ 2.0 mm, 4.0 mm である。紙面の都合により軸方向鉄筋配置は示していないが、橋脚部および接合内部には呼び径 D16 の軸方向鉄筋を 1 段配置している。また、D13 を用いた帯鉄筋および中間帯鉄筋は橋脚部のみに配筋している。主桁ウェブには実験時の予期しない過剰変形を防止するために垂直補剛材を適宜配置し、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している。なお、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た。表-1 にはフレッシュコンクリートの特性、表-2、3 には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している。

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

打設位置	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
橋脚柱部	28.4	34.1	0.22
接合部	27.3	31.9	0.21

表-3 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	SD345	D13	399.0	582.0	28.0
		D16	367.2	548.8	27.6

2.3 載荷実験の概要

本研究では、提案する接合構造の地震時挙動を把握することが目的であることから、これを正負交番載荷実験により検証することとした。写真-2 には載荷実験の状況を示している。実験では、前述のように実験装置の制約から実構造に対して天地を逆にした状態で供試体を設置し、油圧ジャッキを用いて上部工重量に相当する所定の軸圧縮力 ($N=147 \text{ kN}$, 応力換算で 0.44 MPa) を作用させ、これを一定に保持した状態で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載荷を行っている。ここで、降伏変位は橋脚基部の軸方向鉄筋が材料試験結果の降伏ひずみに達した時点での載荷点水平変位とし、載荷は 1 サイクル目の正負方向いずれかの載荷荷重が降伏荷重 P_y を下回る段階まで行うこととした。

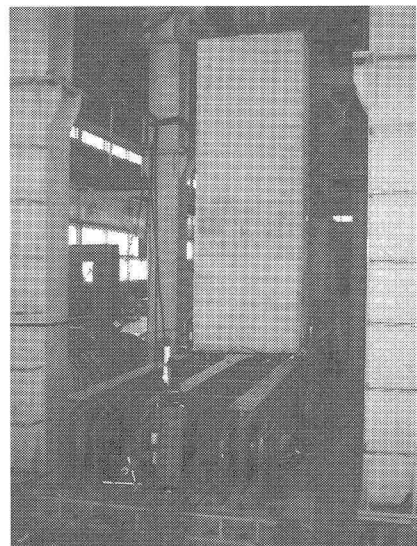


写真-2 正負交番載荷実験の状況

3. 実験結果および考察

3.1 水平荷重—水平変位関係

図-3には載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) において橋脚基部 (以後、接合仕口部) 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基部から約 2m 上方まで発生した。± $1\delta_y$ 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、± $4\delta_y$ 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、接合部には目視による検証の限りでは顕著な損傷は認められない。± $4\delta_y$ 以降は荷重が徐々に低下し、± $6\delta_y$ において接合仕口部周辺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軸方向鉄筋の破断を伴いながら更に荷重は低下し、 $9\delta_y$ の1サイクル目において載荷荷重が降伏荷重を下回ったため実験を終了した。

3.2 接合部の曲げモーメント—相対回転角関係

図-5には接合部における曲げモーメント—相対回転角関係を示している。曲げモーメントは、水平荷重に接合仕口部から載荷点までの距離を乗じて算定し、回転角は接合仕口部に設置した4隅点の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V (耐震設計編) に準拠して求めた接合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、実験結果に着目すると、本構造の終局抵抗 (最大) 曲げモーメントは $M_u=680\text{kNm}$ 程度であることが分かる。この結果は、断面分割法で得られた仕口部における設計降伏抵抗曲げモーメントが $M_{yd}=412\text{kNm}$ 、設計終局抵抗曲げモーメントが $M_{ud}=552\text{kNm}$ であることから、接合部は橋脚部における設計降伏耐力の 1.6 倍、設計終局耐力の 1.2 倍以上の耐荷力を有していることを示している。これは、設計概念的には接合部が橋脚部に先行して破壊に至ることはないことを示しており、塑性ヒンジが接合部ではなく橋脚部に形成されることを意味している。

3.3 鋼主桁の鉛直方向変位分布

図-6に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す。ここでは、± $1\delta_y$ と最大荷重を示した± $4\delta_y$ に着目した。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

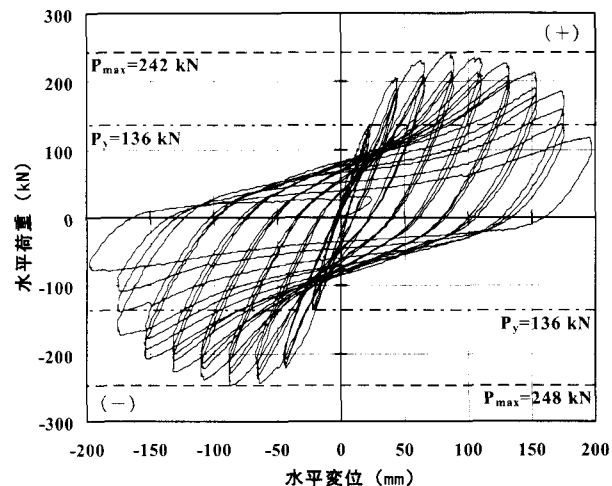


図-3 水平荷重—水平変位の履歴曲線

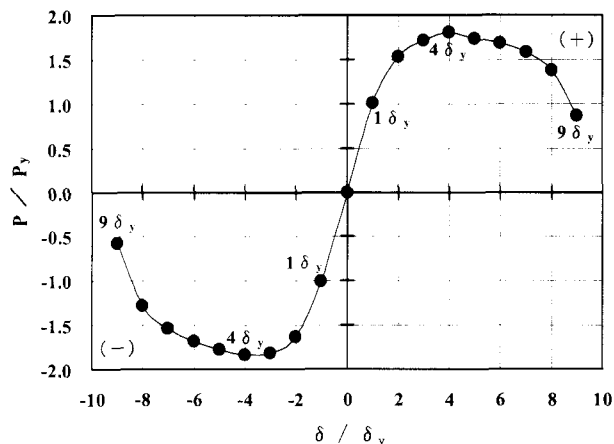


図-4 無次元化した水平荷重—水平変位の包絡線

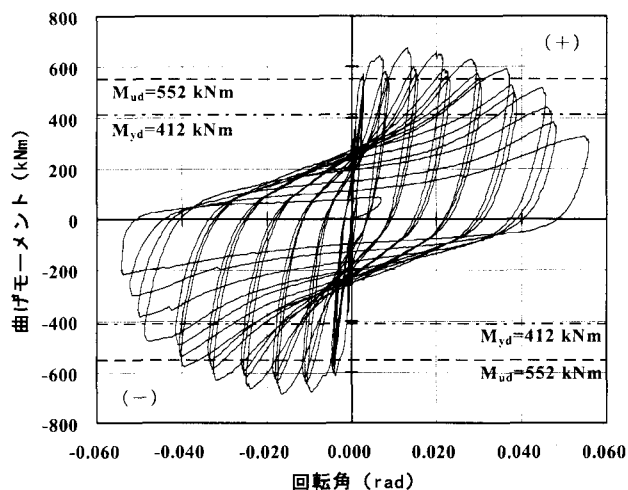


図-5 接合部の曲げモーメント—相対回転角関係

変形性状を示していることが分かる。また、図中の点線間は接合部を示しているが、この範囲では左右ではほぼ直線的な関係にあることから、接合部は剛体に近い挙動を示していることが分かる。なお、接合部中心位置から負側の端支座位では最大で約 1.4mm の鉛直変位が計測されているが、これはピン支持部における遊間で滑りが生じたものと推察される。

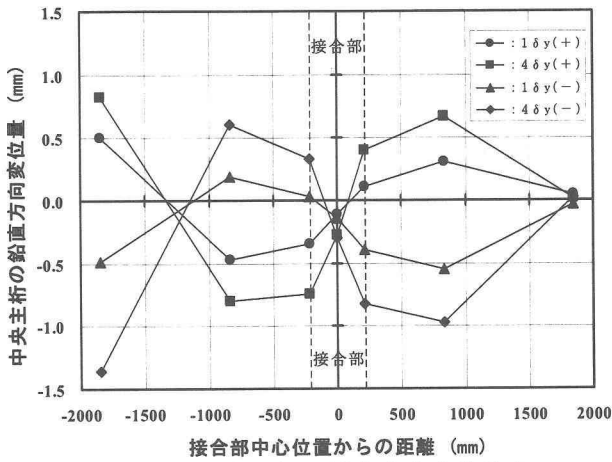


図-6 中央主桁の鉛直方向変位分布

3. 4 鋼管のひずみ分布性状

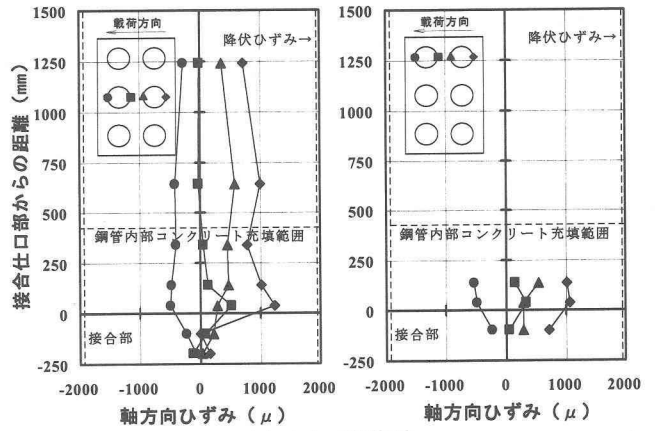
図-7には $1\delta_y$ および $4\delta_y$ 載荷時の鋼管各点における軸方向ひずみ分布を示している。なお、本考察は正載荷側に着目して行っている。図より、 $1\delta_y$ 載荷時に着目すると、橋脚の曲げにより引張力が作用する側の鋼管では全断面において引張ひずみが発生しており、もう一方の鋼管では引張ひずみと圧縮ひずみが混在している。これは軸方向鉄筋の降伏により断面内中立軸が圧縮側に移行したためである。ひずみはいずれも弾性領域内のひずみレベルであり、それは最大でも $1,200\mu$ 程度である。また、接合内部における鋼管の最下端ではほとんどひずみが発生していない。一方、 $4\delta_y$ 載荷時に着目すると、接合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を示しており、この領域では橋脚部の塑性変形が顕著であることがわかる。しかしながら、接合内部は外側鋼管の引張側最外縁位置を除いて、いずれも弾性領域内のひずみレベルにあり、最大荷重時においても鋼管が抜け出すような兆候は見られない。従って、接合内部はほぼ健全な状態を保持しているものと推察される。

3. 5 実験終了後の供試体の損傷状況

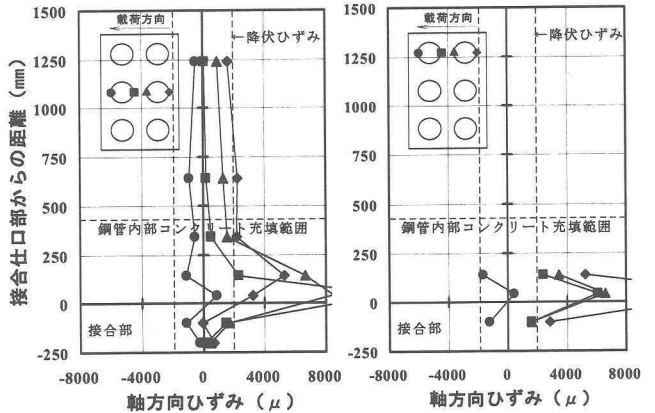
写真-3には実験終了後($\pm 9\delta_y$ 載荷後)の供試体の損傷状況を接合部近傍で拡大して示している。実験では正負両方向ともに接合仕口部から約 200mm ($0.5D$, D :橋脚断面短辺長)の区間において軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落した。軸方向鉄筋はその一部で破断が認められたが、鋼管は座屈したものの破断には至っていない。また、橋脚部の水平方向の曲げひび割れは接合仕口部から約 600mm の区間に集中して発生しており、それより上方では $150\text{mm}\sim 200\text{mm}$ 間隔で橋脚上端まで発生している。一方、接合部は目視による検証の限りでは顕著な損傷は認められないが、接合仕口部では橋脚コンクリートと主桁フランジの境界面において開口が確認された。

4. 結論

本研究では、鋼3主桁と鋼管・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



(a) $1\delta_y$ 載荷時



(b) $4\delta_y$ 載荷時

図-7 鋼管各点における軸方向ひずみ分布

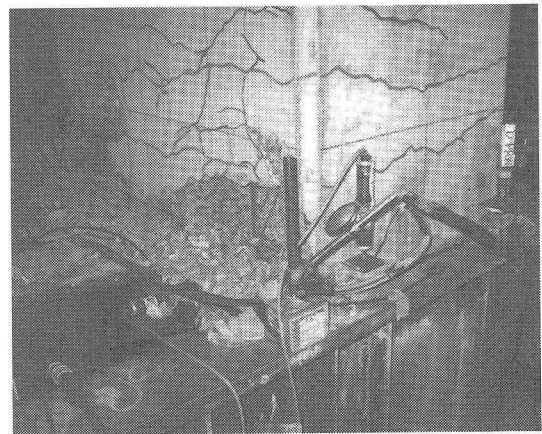


写真-3 実験終了後の供試体の損傷状況

を用いた正負交番載荷実験を実施することによって、本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) 接合部の終局抵抗曲げモーメントは、橋脚部の設計降伏耐力の約1.6倍、設計終局耐力の約1.2倍以上であり、大規模地震時においても接合部が橋脚部に先行して終局に至ることはない。
- 2) 接合内部の鋼管は、最大荷重時においてもほぼ弾性範囲内のひずみレベルにあり、接合内部は健全な状態を保持している。
- 3) 本構造の終局状態では、接合部上方の接合仕口部近傍に塑性ヒンジが形成される。