

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

A Study on Behaviors of Composite Bridge Pier using Steel Pipes with Outer Ribs

三上 浩* 田村多佳志** 岸 徳光*** 池田憲二****

Hiroshi MIKAMI, Takashi TAMURA, Norimitsu KISHI, and Kenji IKEDA

* 工博 三井建設(株)技術研究所主席研究員(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

** 工修 三井建設(株)土木設計部設計長(〒261-0023 千葉県千葉市美浜区中瀬 1-9-1)

*** 工博 室蘭工業大学教授 工学部 建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

**** 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

Composite bridge pier using steel pipes with outer ribs will be able to save the construction cost and period. In this paper, in order to investigate earthquake-resistant performance of the new type of composite bridge piers, lateral cyclic loading tests are conducted. Here, the thickness of steel pipes, and material property (normal rebar and PC strand), arrangement style and stiffening volume of hoop tie are taken as experimental variables. The results obtained from these experiments are as: 1) the proposed composite pier possesses almost the same and/or larger ultimate capacity and a superior toughness comparing to those of normal RC pier; 2) both normal and diagonal stresses of steel pipe are increased corresponding to the thickness of steel pipe and hoop-tie volume increasing, and 3) the steel pipe can effectively restrain dilatancy of concrete and can improve the toughness of bridge pier.

Keywords: composite bridge pier, steel pipe with outer rib, toughness, dilatancy

キーワード: 合成構造橋脚, 外面リブ付き鋼管, じん性能, ダイラタンシー

1. はじめに

近年, 社会資本整備にコスト削減の命題が一層強く課せられるようになってきた。一方で, 高速道路網の整備に着目すると山岳橋梁に見られるように高橋脚化する傾向にあり, 省力化施工や工期短縮が望まれている。また, 兵庫県南部地震以後, 橋脚などの重要構造物の大規模地震に対する耐震性の向上が強く求められている。

外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造橋脚は高さ 30 m 程度以下の低・中橋脚の工費縮減および 30 m 程度以上の高橋脚の急速施工, 省力化施工に資する橋脚構造として提案されたもので, 断面内に外面リブ付き鋼管を補強材として複数本配置するところに特徴がある。鋼管とコンクリートを複合化した橋脚構造として, 外面リブなし鋼管を主体とし帯鉄筋の代わりに PC 鋼線を巻き付けることを特徴とする構造が提案され, 既に多くの研究成果^{1),2)}および施工実績が得られている。一方, 提案した構造は上記複合構造と異なり, 外面リブ付き鋼管を用い, 帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置している。ここで, 外面リブ付き鋼管を用いたのは, その突起部の機械的な抵抗によって無垢の鋼管に比べて高いコンクリートとの一体性が得られる³⁾ものと考えたからである。

著者等は既に外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造はりを用いた実験および解析^{4),5)}によって基本的な曲げおよびせん断耐荷性状を確認し, さらに橋脚模型によって本構造が RC 橋脚と同等程度以上の耐力を有し, か

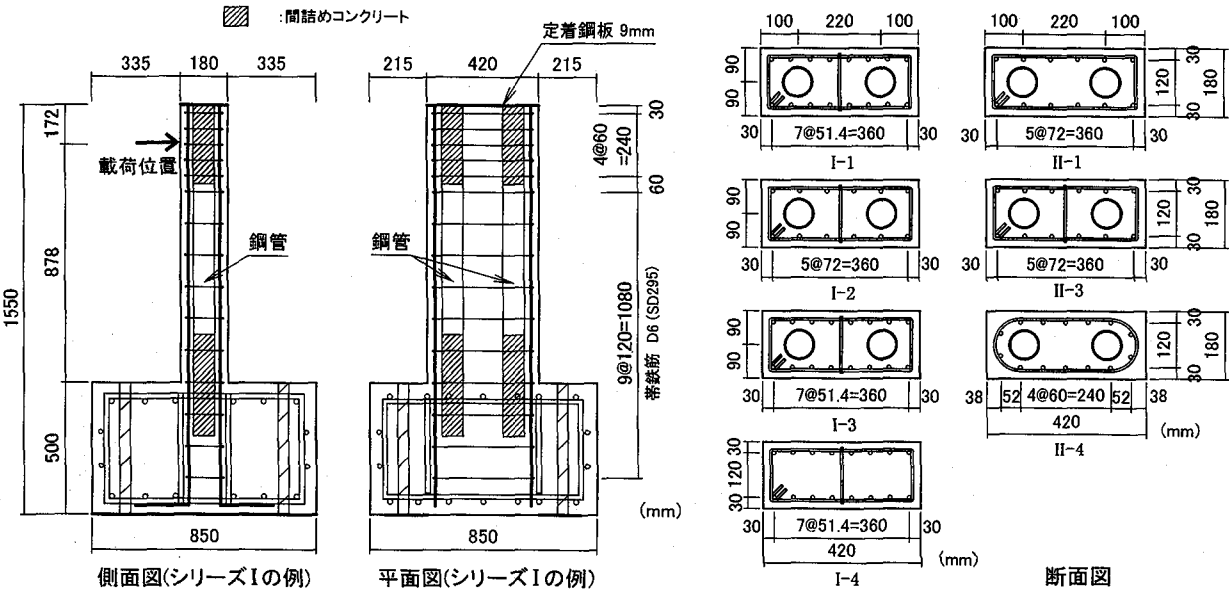
つ数段優れたじん性能を発揮することを確認した⁶⁾。また, 外面リブ付き鋼管(以後, 単に鋼管とも称する)のフーチングへの根入れ長を変化させた橋脚模型によって根入れ長が耐荷性状に与える影響を検討し⁷⁾, これらの成果を踏まえて実構造物への適用がなされてきた⁸⁾。しかし, 本橋脚構造の耐力が RC 橋脚よりも幾分大きいことやじん性能が RC 橋脚に比べて数段に優れる理由は明確に示されていなかった。また, 曲げ補強用鋼材(鋼管および軸鉄筋)に占める鋼管断面積やフープ筋と中間帯鉄筋量ならびにフープ筋の材質がじん性能に与える影響など, 耐荷機構を含めた詳細な性状には未解明な部分もあった。

本研究ではまず, 計算上ほぼ同等の耐力となるように鋼管の断面積(鋼管の板厚)と軸鉄筋量を相互に変化させ, 鋼管の断面積の違いが耐荷性状に与える影響を RC 橋脚との比較を含めた全 4 体で検討した(以後, この実験をシリーズ I と称する)。次に, 同一の鋼管板厚および軸鉄筋量のもとフープ筋や中間帯鉄筋量ならびにフープ筋の材質を変化させた 4 体(うち 1 体はシリーズ I と共通)でこれらが耐荷性状に与える影響を検討した(以後, この実験をシリーズ II と称する)。なお, 本研究では断面の有効高さに比べて橋脚高さが十分に高い場合を想定し, 曲げが卓越する場合の耐荷機構を詳細に検討することとした。そのため, 軸力による付加モーメントも曲げを卓越させるという観点では同義なことから, 軸力

表－１ 試験体の一覧

試験体名	鋼管 (STKM 13A)		軸鉄筋 (SD295)		フープ筋		中間帯鉄筋 の有無
	外径 (mm)	厚さ (mm)	呼び名	本数	呼び名 (材質)	配筋間隔 (mm)	
I-1	φ 77.6	4.5	D6	16	D6 (SD295)	120	有り
I-2	φ 75.6	3.5	D10	12			
I-3	φ 73.6	2.5	D10	16			
I-4	—	—	D13	16			
II-1	φ 75.6	3.5	D10	12	D6 (SD295)	150	無し
II-2*						120	有り
II-3						60	有り
II-4					PC 鋼素線** (SWP-A)	30	無し

*: II-2 と I-2 は同じ試験体。 **: φ2.0 mm の素線をらせん状に巻き付けている。



図－１ 試験体の概要

は作用させていない。橋脚のじん性能には、橋脚基部での応力分担性状やひびわれ性状が大きな影響を与える。また、コンクリートの圧縮降伏領域近傍でのポアソン比の増大やひびわれ界面でのせん断変形に伴う体積膨張はダイラタンシーと呼ばれ、じん性能と密接に関連するものと考えられる。ここでは、合成構造橋脚のじん性能に関するメカニズムに言及するため、鋼管と軸鉄筋および帯鉄筋と中間帯鉄筋に歪ゲージを貼り付けて応力分担性状を明らかにすることを試みた。特に、鋼管の応力状態を詳細に検討するため、鋼管の載荷方向に対する外縁には２軸ゲージを、鋼管中央には３軸ゲージを貼り付け、各々鋼管の直応力、最大せん断応力を厳密に算定できるようにしている。

2. 実験の概要

試験体の一覧を表－１に示す。シリーズ I で用いた鋼管は内径 68.6 mm、鋼管板厚 4.5, 3.5, 2.5 mm (各々、外径 77.6, 75.6, 73.6mm) の３種類とし、軸鉄筋の配筋量は各々の鋼管断面積に対応して RC 計算による曲げ

耐力がほぼ同等となるように調節した。RC 計算は道路橋示方書⁹⁾に準拠し、材料の規格値を用いて断面分割法によって行った。なお、帯鉄筋と中間帯鉄筋は全試験体に D6 を 120mm 間隔で配置している。シリーズ II で用いた鋼管は全て内径 68.6 mm、外径 75.6 mm、板厚 3.5 mm であり、軸鉄筋には D10 を 12 本配置している。なお、II-1 試験体は基準となる I-2 試験体に比して帯鉄筋の間隔を 1.25 倍に広げ、かつ中間帯鉄筋を省略している。II-2 は基準となる I-2 と同じ試験体であり、II-3 試験体は帯鉄筋、中間帯鉄筋として D6 を II-2 試験体の半分の間隔の 60 mm で配置している。II-4 試験体はフープ筋として φ 2.0 mm の PC 鋼素線を 30 mm 間隔でらせん状に巻き付け、中間帯鉄筋は配置していない。なお、表－２の鋼材の力学的特性から分かるように、φ 2.0 mm の PC 鋼素線を 30 mm 間隔で配置した場合の単位長さ当たりの引張耐力は II-3 のように D6 を 60mm 間隔で配置した場合の降伏耐力とほぼ同等である。

図－１に試験体の概要を示す。橋脚の断面寸法は長辺長 420 mm、短辺長 180 mm の矩形で、扁平比 (長辺長

表－２ 鋼材の力学的特性

鋼材種		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
鋼管 STKM 13A		325.4	465.8	198.9
鉄筋 SD295	D6	328.6	510.0	189.9
	D10	375.1	588.7	187.5
	D13	377.2	559.5	194.6
PC 鋼素線* SWP-A	φ2	—	2003.0	206.0

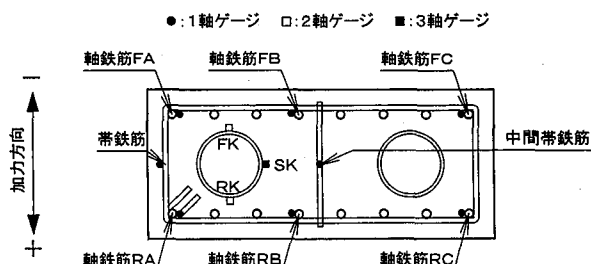
* PC 鋼素線の引張強度、弾性係数はミルシートによる。
他は引張試験結果による。

／短辺長) は約 2.3 である。合成構造橋脚では断面内に 2 本の外面リブ付き鋼管を配置した。橋脚天端のフーチングからの高さは 1,050 mm で、載荷点の高さは 878 mm である。なお、鋼管は既往の研究結果⁷⁾を参考としてフーチング内部に 200 mm (鋼管内径の約 3 倍) 根入れている。また、フーチング内部とフーチング天端から 18 cm (断面短辺長) 上までおよび加力点近傍の鋼管内部には間詰めコンクリートを充填している。橋脚の軸鉄筋には直角フックを設け、フーチング下端から立ち上げた。また、フーチング内部にも橋脚と同様にフープ筋 (帯鉄筋や PC 鋼素線) を配置している。なお、中間帯鉄筋の両端には半円形フックを設けた。

コンクリートは全 7 試験体を同一バッチとするため、試験体の上下を逆にしてフーチングと橋脚を一括して打設した。このため、フーチング上面での打ち継ぎ目処理に関しては実施工と異なるが、これが耐荷性状に与える影響は少ないものと考えられる。表－２に使用した鋼材の力学的特性を示す。なお、使用したコンクリートは呼び強度 30 MPa、スランプ 15 cm、粗骨材最大寸法 20 mm の普通コンクリートで、実験時の材令における圧縮強度は 35.5 MPa、弾性係数 25.0 GPa、ポアソン比 0.22 である。外面リブ付き鋼管は、原管にシームレスの厚板鋼管を使用し、所定の寸法になるように内・外面を削り出して製作している。なお、外面のリブは全ての鋼管で間隔 40mm (約 30°) のスパイラル状を呈し、高さは 2.5 mm、リブ天端幅は 4.0 mm である。また、母材とリブの付け根部で応力集中しないようにリブの形状はリブ天端から 30° の角度を有する台形状とした。外面リブの区間は鋼管底面から 56 cm (フーチング天端から 36 cm) とし、それより上方にはリブなし鋼管を溶接して用いた。

水平交番加力試験は変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位振幅に対して正負各 3 サイクルずつの繰り返しを行った。降伏変位 δ_y は、橋脚基部の鋼材 (鋼管または軸鉄筋) が材料試験結果の降伏歪に達したときの載荷点変位とし、正・負載荷でばらつきが大きい場合は計算値に近い方を δ_y とし、以降の交番載荷を行った。

図－２に鋼材の歪計測位置図を示す。本研究では各種の鋼材に歪ゲージを貼り付けて性状を検討した。1 本の鋼管の載荷方向に対する外縁 2 ヶ所と断面中央 1 ヶ所に



図－２ 鋼材の歪計測位置と名称

各々小型の 2 軸ゲージと 3 軸ゲージをリブ間の中央に貼り付けている。帯鉄筋と中間帯鉄筋の歪は各々断面中央で計測し、両端部近傍と断面中央付近の 3 本の軸鉄筋 (合計 6 本) に歪ゲージを貼り付けた。なお、PC 鋼素線には歪ゲージを貼り付けていない。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重－変位履歴

図－３に各試験体の荷重－変位履歴曲線を示す。なお、図中には計算値の降伏耐力 P_y を○印で、最大耐力を破線で示した。計算は材料試験結果を用いて断面分割法で行っている。I-1 は負載荷時の 11 δ_y の 2 サイクル目の載荷途中で基部のかぶりコンクリートが剝離し始め、その後載荷振幅の増加とともに剝離が進展し、軸鉄筋が座屈してコンクリートが剝落した。そのため、1 サイクル目ほど載荷荷重は大きくなっていない。一方、正載荷時には 12 δ_y の 1 サイクル目の載荷途中でかぶりコンクリートが剝離し始め、振幅の増加とともに軸鉄筋の座屈が顕著となりかぶりコンクリートが剝落して載荷荷重は大きく低下した。その後、12 δ_y の 3 サイクル終了まで交番載荷を行い、載荷荷重の増加傾向が認められないため実験を終了した。

I-2 は I-1 よりも早く 8 δ_y の 2 ～ 3 サイクル目において正・負載荷時ともにコンクリートの剝離、軸鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剝落が生じ、載荷荷重が大きく低下したため 8 δ_y にて実験を終了した。I-3 は I-2 よりもさらに低い載荷振幅の 7 δ_y の 2 ～ 3 サイクル目において正・負載荷時ともにコンクリートの剝離、軸鉄筋の座屈、コンクリートの剝落がみられ載荷荷重が大きく低下したため 7 δ_y にて交番載荷を終了した。以上、全ての合成構造橋脚では軸鉄筋の破断は見られなかった。また、実験時の降伏耐力および最大耐力は計算結果とほぼ合致している。

一方、RC 橋脚の I-4 では正載荷時 3 δ_y の 3 サイクル目において軸鉄筋に沿った割裂ひびわれや斜めひびわれが発生し、これらのひびわれは負載荷時には 4 δ_y の 1 サイクル目で生じた。なお、この時点での載荷荷重の低下は顕著ではない。その後、5 δ_y の 1 ～ 2 サイクル目において、正・負載荷時ともに割裂ひびわれや斜めひびわれが開口し始め、サイクル数の増加とともに開口が拡大した。同時に割裂ひびわれが橋脚高さの 2/3 程度ま

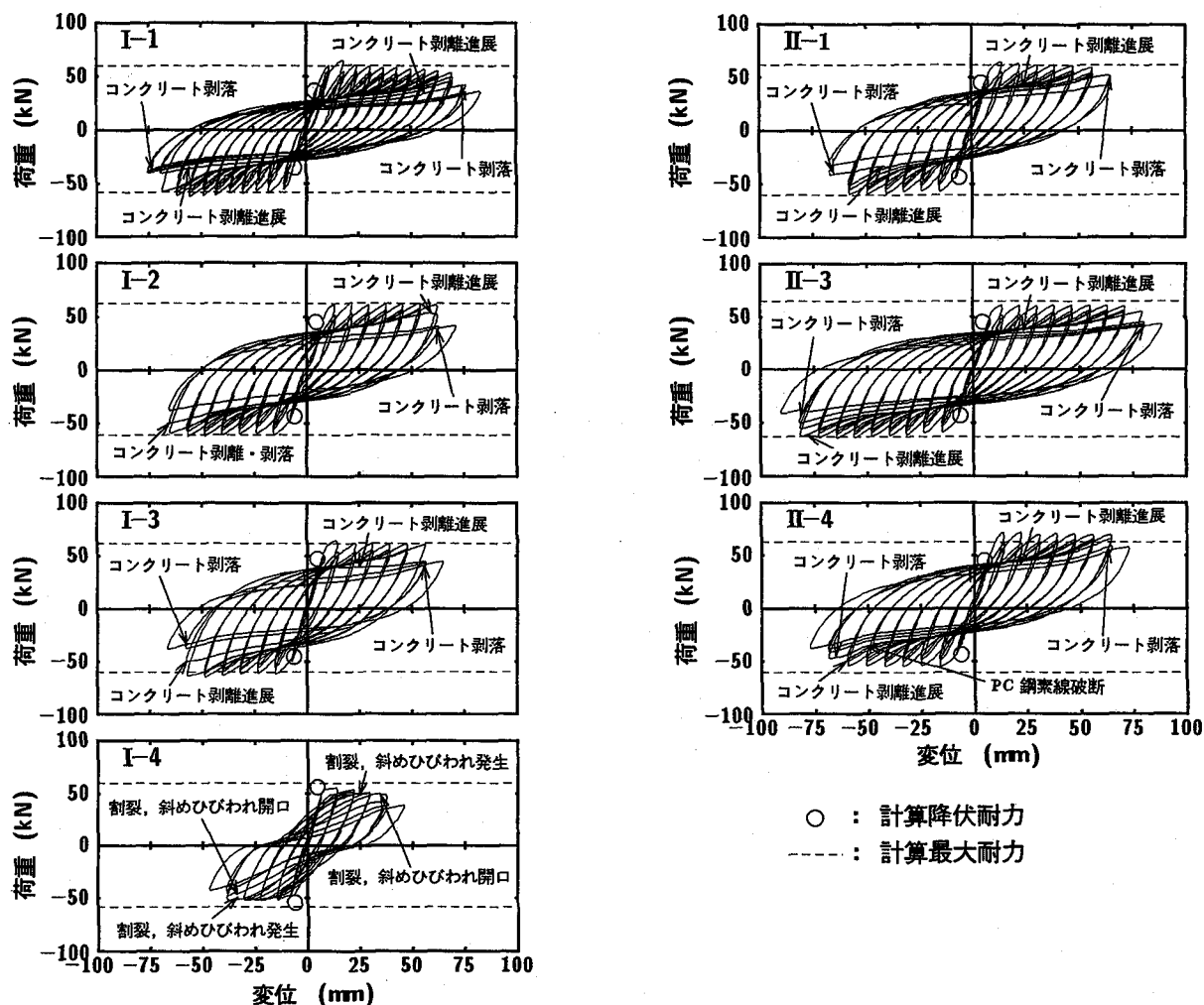


図-3 各試験体の荷重-変位履歴曲線

で進展し、載荷荷重が大きく低下して終局に至った。本試験体の場合も軸鉄筋の破断は認められなかった。なお、RC橋脚の実験時降伏耐力および最大耐力は計算値を多少下回っている。

帯鉄筋の配置間隔を広くし、中間帯鉄筋を配置していない II-1 では、正・負載荷時ともに $7\delta_y$ の 2 サイクル目で基部のかぶりコンクリートに剥離が見られ、 $8\delta_y$ の 1 ~ 2 サイクル目に軸鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが大きく剥落した。同時に載荷荷重が大きく低下したため実験を終了した。なお、軸鉄筋の破断は見られなかった。

帯鉄筋と中間帯鉄筋を密に配置した II-3 では、正・負載荷時ともに $10\delta_y$ の 2 ~ 3 サイクル目に基部かぶりコンクリートに剥離が見られ、さらに軸鉄筋が座屈してコンクリートが剥落し、載荷荷重が大きく低下した。なお、 $10\delta_y$ 終了後に $11\delta_y$ の交番載荷を 1 サイクルずつ行ったが、軸鉄筋が破断して載荷荷重がさらに低下したため実験を終了した。正載荷時の最大耐力は計算最大耐力を若干下回る傾向にあるが、負載荷時には計算値と良く一致している。

PC 鋼索線をらせん状に巻き付け、中間帯鉄筋を配置していない II-4 の最大耐力は、正載荷時には計算耐力以上、負載荷時には計算耐力以下であり、載荷方向の影響を顕著に受けていることが分かる。負載荷時 $7\delta_y$ の 3 サイクル目にコンクリートの剥離が見られ、 $8\delta_y$ の 1 サイクル目で PC 鋼索線が破断し、その後 2 ~ 3 サイクル経過時点で軸鉄筋の座屈を伴ってコンクリートが剥落して終局に至った。なお、軸鉄筋の破断は見られなかった。

3.2 荷重-変位の包絡線

図-4 に荷重-変位曲線の包絡線をシリーズ I, II に分けて示した。シリーズ I の結果から、鋼管厚の最も厚い I-1 が最も優れたじん性能を有していることが分かる。ただし、正載荷時には載荷振幅の増加とともに載荷荷重が若干低下し、逆に負載荷時には振幅の増加とともに荷重が若干増大している。I-2 は低振幅から高振幅まで正・負載荷に関わらずほぼ一定の載荷荷重を保持しているが、じん性能は I-1 に比べて多少劣っている。I-2 よりも鋼管が薄く軸鉄筋量が多い I-3 は、I-2 とほぼ同様の包絡線を示しているが、じん性能は I-2 に比べて若干劣っている。RC橋脚の I-4 は正載荷時の $2\delta_y$ 時

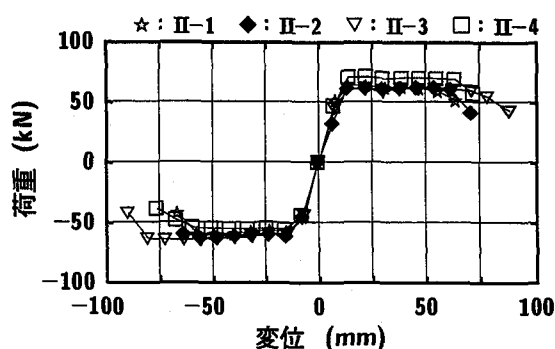
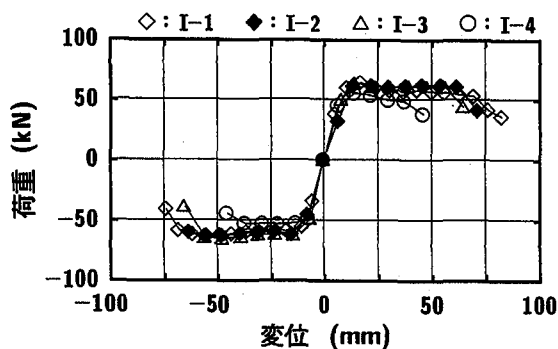


図-4 荷重-変位の包絡線

に最大荷重を示し、その後載荷振幅が増加するにつれて最も顕著に荷重が低下し、じん性能が最も劣っていることが分かる。なお、負載荷時には $2 \sim 5 \delta_y$ までほぼ一定の荷重レベルを保持しているが、正・負載荷時ともに最大耐力は合成構造橋脚に比べて幾分小さい。

シリーズ I の結果を要約すると、RC 橋脚の I-4 が最もじん性能に劣り、最大耐力も小さい。合成構造橋脚では鋼管板厚の厚い方がじん性能に優れるが、I-2 と I-3 の差異はさほど顕著ではなかった。すなわち、合成構造橋脚のじん性能には鋼管の板厚が強く影響し、特に I-1 の鋼管の板厚が 4.5 mm であるのに対して I-3 で 2.5 mm と 1.8 倍程度も異なると、その差は顕著に出現することが分かる。なお、合成構造橋脚と RC 橋脚の最大耐力を比較すると既往の研究結果⁹⁾と同様に合成構造橋脚の方が RC 橋脚よりも 20 ~ 30 % 程度大きいことが分かる。

シリーズ II の結果から、帯鉄筋の配置間隔が最も広く、中間帯鉄筋が配置されていない II-1 のじん性能が最も劣ることが分かる。ただし、基準試験体である II-2 との差異は小さい。帯鉄筋と中間帯鉄筋を最も密に配置した II-3 が最も優れたじん性能を示し、比較的安定して荷重が保持されていることが分かる。一方、PC 鋼索線を巻き付けて中間帯鉄筋を配置していない II-4 は II-3 に次ぐじん性能を示し、基準試験体 II-2 のじん性能とほぼ同等であった。また、載荷荷重も低載荷振幅から高振幅まで安定して保持されている。しかし、正載荷と負載荷で載荷重レベルが大きく異なり、正載荷時には負載荷時よりも全般的に 15 kN 程度載荷荷重が大きい。このように、II-4 は他の試験体に比べて載荷方向の影響を強く受けていることが分かる。これには、初ひびわれや試験体の製作誤差が影響しているものと推察される。

シリーズ II の結果を要約すると、II-1 に比べて帯鉄筋量を 1.25 倍配置し、中間帯鉄筋も配置している基準試験体 II-2 の方が、中間帯鉄筋がなく帯鉄筋量も少ない II-1 に比べて多少じん性能に優れている。ただし、この程度の配筋量の差異ではじん性能に与える影響は顕著でない。一方、II-2 の 2 倍の帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置した II-3 のじん性能は極めて高く、合成構造橋脚では帯鉄筋や中間帯鉄筋量にこの程度の大きな差異がない

とじん性能の差異が明確には生じないことが分かる。なお、II-3 と II-3 の帯鉄筋の降伏耐力とほぼ同等の引張耐力を有するように PC 鋼索線を配置した II-4 を比較すると、圧倒的に II-3 の方が中間帯鉄筋のない II-4 よりもじん性能に優れており、これから中間帯鉄筋を密に配置することがじん性能に極めて大きな影響を与えていることが分かる。なお、中間帯鉄筋を配置していない II-1 と II-4 を比較すると、D6 を 60 mm 間隔で配置したのに相当する PC 鋼索線を配置した II-4 の方が、D6 を 150 mm 間隔で配置した II-1 よりもじん性能は多少優れているがその差は顕著でなく、フープ筋量がじん性能に与える影響は中間帯鉄筋量よりも小さいことが分かる。以上から、合成構造橋脚では中間帯鉄筋量がじん性能に大きな影響を与え、これに比べてフープ筋量の影響は小さい。ただし、中間帯鉄筋量を相当程度に変動させないと合成構造橋脚のじん性能は顕著には変わらない。

3.3 耐力比および終局塑性率

表-3 に実験および計算結果を取りまとめた。終局時耐力が正・負載荷でばらついた I-1, II-4 については () を付記して両載荷方向の結果を示し、終局時耐力は両載荷方向の平均値で評価することとした。その他の試験体では降伏時荷重および変位を決定した載荷方向の値のみを示した。なお、本実験では全ての試験体で軸鉄筋が鋼管よりも低い載荷重で降伏している。実験の耐力比 (P_u/P_y) は RC 橋脚の I-4 が最も小さく 1.1 程度、合成構造橋脚では 1.3 ~ 1.5 程度であり、合成構造橋脚は降伏から終局までの荷重増加が RC 橋脚よりも大きいことが分かる。なお、耐力比は鋼管の最も厚い I-1 で最大で、次が帯鉄筋と中間帯鉄筋を最も密に配置した II-3 であった。

終局塑性率も鋼管の板厚が最も厚い I-1 が最大で、次が帯鉄筋と中間帯鉄筋を最も密に配置した II-3 であり、両者はほぼ同等であった。すなわち、基準試験体よりも鋼管の板厚を 1 mm 増加した場合と、帯鉄筋および中間帯鉄筋を 2 倍に増加した場合は、合成構造橋脚の終局塑性率にほぼ同等の影響を与えていることが分かる。図-5 に表-3 を基にして実験値の耐力比と終局塑性率の関係をとりまとめた。これから、耐力比と終局塑性率には比較的高い相関があることが認められる。降伏時耐

表-3 実験および計算結果の一覧

試験体名	降伏時				終局時				耐力比 P_u/P_y		終局塑性率 $\mu=\delta_u/\delta_y$	
	耐力 P_y (kN)		変位 δ_y (mm)		耐力 P_u (kN)		変位 δ_u (mm)		実験値	計算値	実験値	計算値
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値				
I-1	37.93	35.89	5.63	4.7	52.72 (62.39)	59.13	69.67	70.1	1.39 (1.64)	1.65	12.37	14.91
I-2	45.21	44.42	6.86	5.3	60.47	61.68	62.03	67.2	1.34	1.39	8.91	12.70
I-3	48.72	46.19	6.50	5.4	65.00	60.51	55.67	62.5	1.33	1.31	8.07	11.57
I-4	44.58	55.51	6.76	5.2	48.26	59.13	37.51	65.8	1.08	1.07	5.55	12.65
II-1	45.92	44.42	7.44	5.5	60.17	61.00	57.32	64.4	1.31	1.37	7.70	11.71
II-3	44.19	44.33	6.55	5.5	63.99	63.94	80.30	82.1	1.45	1.44	12.26	14.93
II-4	46.76	44.42	7.21	5.5	68.89 (54.48)	61.68	63.96	67.3	1.47 (1.17)	1.39	8.87	12.24

I-1, II-4 は () 併記により両載荷方向について示している。

力と終局時耐力の実験値と計算値を比較すると、RC 橋脚の I-4 ではともに実験値が計算値を 2 割程度下回っていることが分かる。一方、合成構造橋脚の両耐力の実験値と計算値はほぼ対応している。全試験体で降伏時の実測変位は計算変位を若干上回っているが、これは計算変位が橋脚の抜け出しを全く考慮していないためと考えられる。一方、終局時の実測変位は RC 橋脚を除いて抜け出しを考慮した計算最大耐力時の変位にほぼ対応している。なお、実験時の橋脚変位はジャッキストロークで厳密に制御したが、計測変位には試験体の傾きによる増分が含まれるため制御変位を多少上回る傾向にある。

3.4 断面内歪分布

図-6 に軸鉄筋 (図中黒塗り) と鋼管 (図中白抜き) の軸方向歪を用いた橋脚基部の断面内歪分布を各載荷方向、各シリーズごとに示す。また、図中には計算結果を判別しやすいように細線で枠全部まで伸ばして示している。なお、 $2\delta_y$ 以降では歪の計測値が大きく変動するため $1\delta_y$ の結果のみを示した。また、I-2 の測点 RK の計測は不良であったため結果を示していない。この図から、各シリーズおよび載荷方向に関わらず全試験体の断面内歪分布はほぼ線形であり、計算結果とも対応して平面保持の仮定がほぼ成立していることが分かる。また、シリーズ I の結果から、鋼管の引張歪は正・負載荷ともに鋼管の薄い I-3 で大きく、鋼管の厚い I-1 で小さい傾向にあることが分かる。一方、シリーズ II の結果から、PC 鋼索線を巻き付けた II-4 の鋼管の引張歪は正載荷時には他の試験体に比べて最も小さく、負載荷時には最も大きいことが分かる。このように鋼管に生じる引張歪は II-4 で最も顕著に載荷方向の影響を受け、これは II-4 で正・負載荷時の荷重レベルが大きく異なることに関連しているものと推察される。

図-7 に基部より高さ 80 mm における鋼管の軸方向歪の断面内分布を示す。シリーズ I では $1\delta_y \sim 3\delta_y$ の正・負載荷時について取りまとめ、シリーズ II では $1\delta_y \sim 2\delta_y$ の結果を取りまとめた。なお、図中には計算結

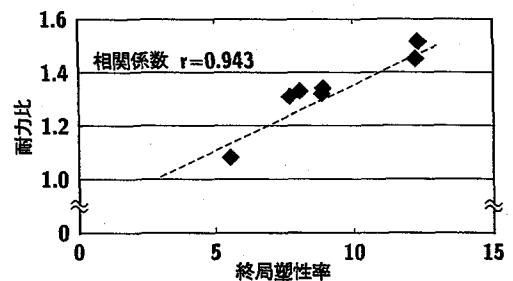


図-5 耐力比と終局塑性率の関係

果を細線で示したが、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ については δ_y 時と最大耐力時の両方の結果を示している。シリーズ I の正載荷時 $1\delta_y$ では、全試験体でほぼ平面保持の仮定が成立していることが分かる。しかし、 $2\delta_y \sim 3\delta_y$ では線形分布を示しておらず、平面保持の仮定が成立していない。すなわち、引張縁の歪は δ_y 時の計算歪に近く、鋼管中央の引張歪は最大耐力時の計算歪にほぼ対応し、圧縮縁の歪は両計算歪よりも大きい傾向にある。一方、負載荷時には鋼管の最も厚い I-1 の歪分布性状が各振幅で他の試験体と若干異なっている。ただし、 $1\delta_y$ における歪分布はほぼ線形であり計算歪ともほぼ対応して平面保持の仮定が概ね成立している。一方、 $2 \sim 3\delta_y$ では特に鋼管の厚さが薄い I-3, I-2 において正載荷時と同様に引張歪は δ_y 時の計算歪に近く、鋼管中央の引張歪は最大耐力時の引張歪にほぼ対応し、圧縮縁の歪は両計算歪よりも大きい傾向にある。なお、鋼管の最も厚い I-1 は他に比べて線形分布に近く、その歪は δ_y 時の計算歪により近い。

シリーズ II の正載荷時 $1\delta_y$ では、中間帯鉄筋のない II-1 の鋼管中心で多少引張歪が大きいものの概ね平面保持の仮定が成立している。 $2\delta_y$ では鋼管引張縁の歪は δ_y 時の計算歪に近く、鋼管中央の引張歪は最大耐力時の計算歪にほぼ対応し、圧縮縁の歪は両計算歪よりも若干大きい。また、歪分布の非線形性は中間帯鉄筋が配置されていない II-1 で最も顕著である。なお、II-3 につ

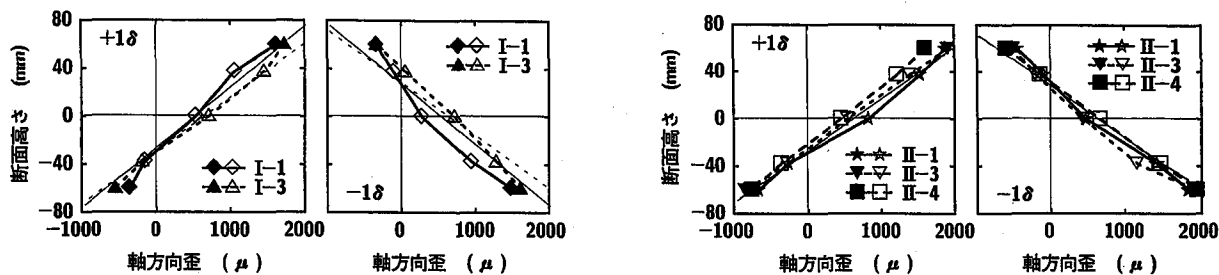
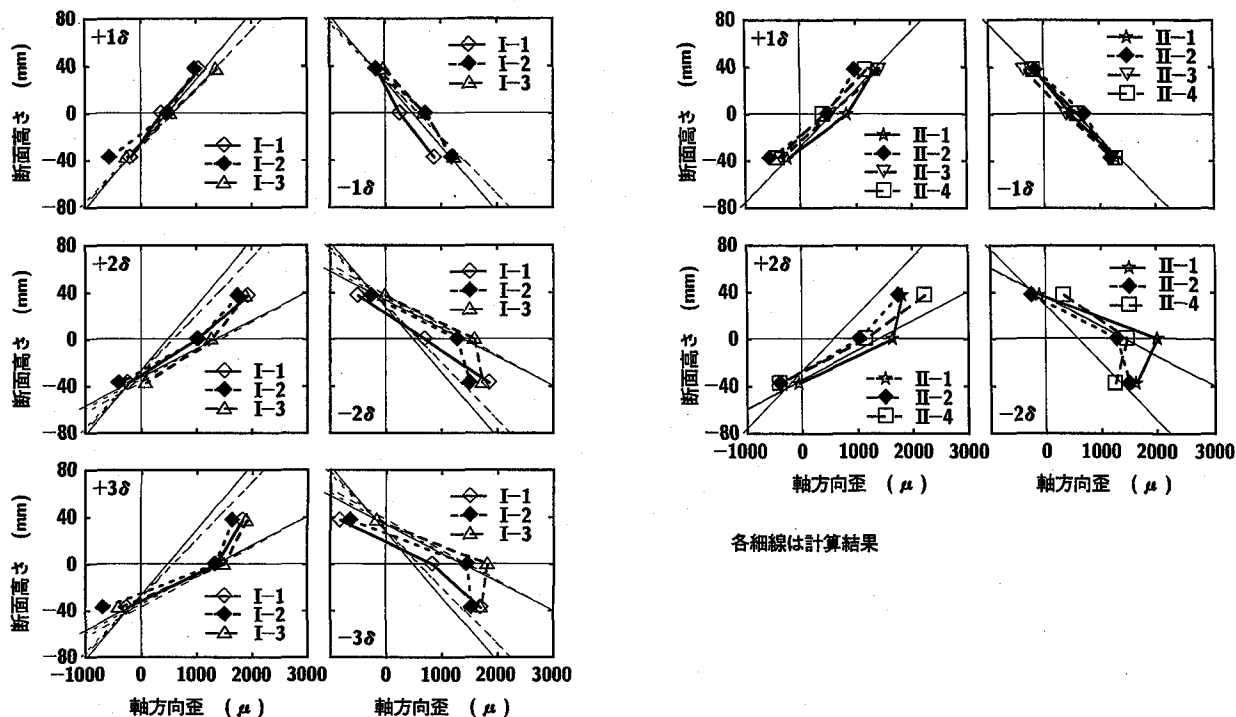


図-6 断面内歪分布 (基部)



各細線は計算結果

図-7 断面内歪分布 (基部より高さ 80 mm)

いては歪計測が不良のため結果を示してない。一方、負
載荷においても正載荷とほぼ同様な傾向がみられ、 $1\delta_y$
では全試験体で平面が良好に保持されている。 $2\delta_y$ では
引張縁の歪が δ_y 時の計算歪にほぼ対応し、鋼管中央の
引張歪は最大耐力時の計算歪に近い。特に、中間帯鉄筋
を配置していない II-1 と II-4 では鋼管中央の引張歪
が引張縁の歪を上回っている。以上を要約すると、基部
より 80 mm の高さの鋼管断面は $1\delta_y$ では概ね平面が保
持され、 $2\delta_y$ 以降では引張縁の歪は δ_y 時の計算歪に近
く、鋼管中央の引張歪は最大耐力時の計算歪にほぼ対応
し、圧縮縁の歪は両計算歪よりも全般的に大きくなる傾
向にある。なお、上述した歪分布の非線形性はシリーズ
I では鋼管厚の薄い方が、シリーズ II では中間帯鉄筋
が配置されていない場合に顕著である。

3.2 で示したように、RC 計算によって同等の終局耐
力になるように設計した試験体であっても、合成構造橋
脚の方が RC 橋脚よりも 20 ~ 30 % 程度実測耐力が大
きくなっている。この理由を鋼管の断面内歪分布性状を
もとに検討する。前述したように、 $2 \sim 3\delta_y$ における基

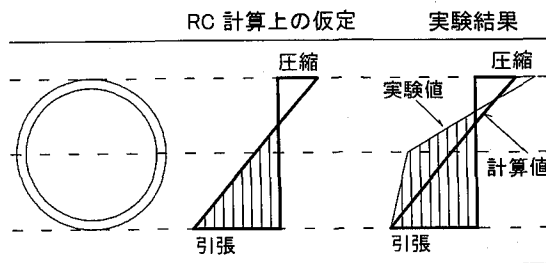


図-8 鋼管の断面内歪分布の模式化

部より 80 mm の鋼管断面では鋼管引張縁の歪が δ_y 時
の計算歪に近く、一方で鋼管中央の引張歪は最大耐力時
の計算歪に相当し、圧縮縁の歪は両計算歪よりも大きい
傾向にある。載荷振幅が $2 \sim 3\delta_y$ における歪レベルは、
 δ_y 時と最大耐力時の歪レベルの間に位置するものと考
えられ、また、合成構造橋脚の実測耐力が RC 橋脚よ
りも大きいことを合わせて考慮すると、鋼管中央の引張
歪が計算歪以上で、かつ、圧縮歪も計算歪以上となっ
ているものと考えられる。以上から、鋼管の断面内歪分布

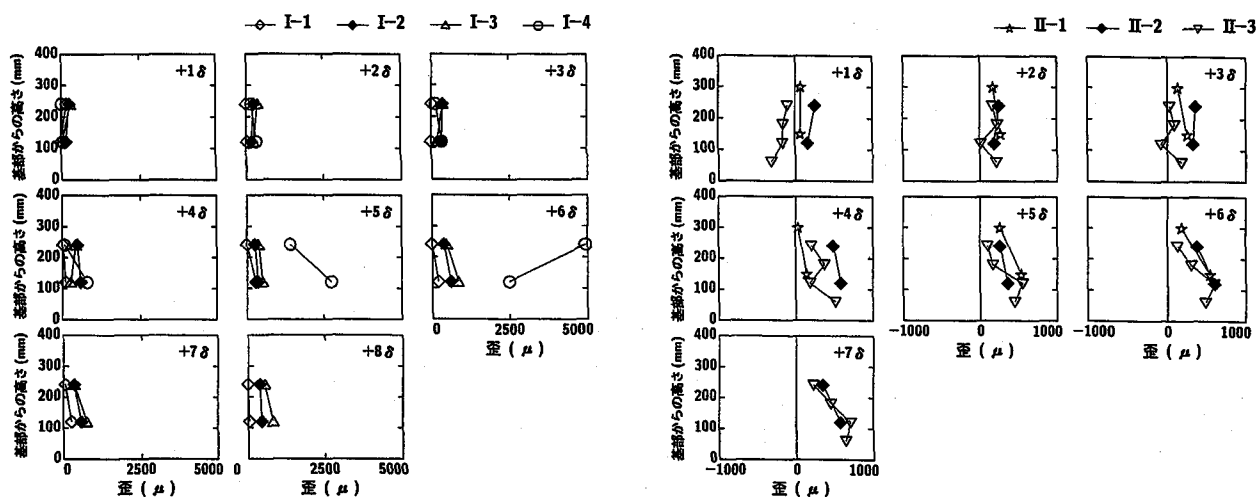


図-9 帯鉄筋の高さ方向歪分布

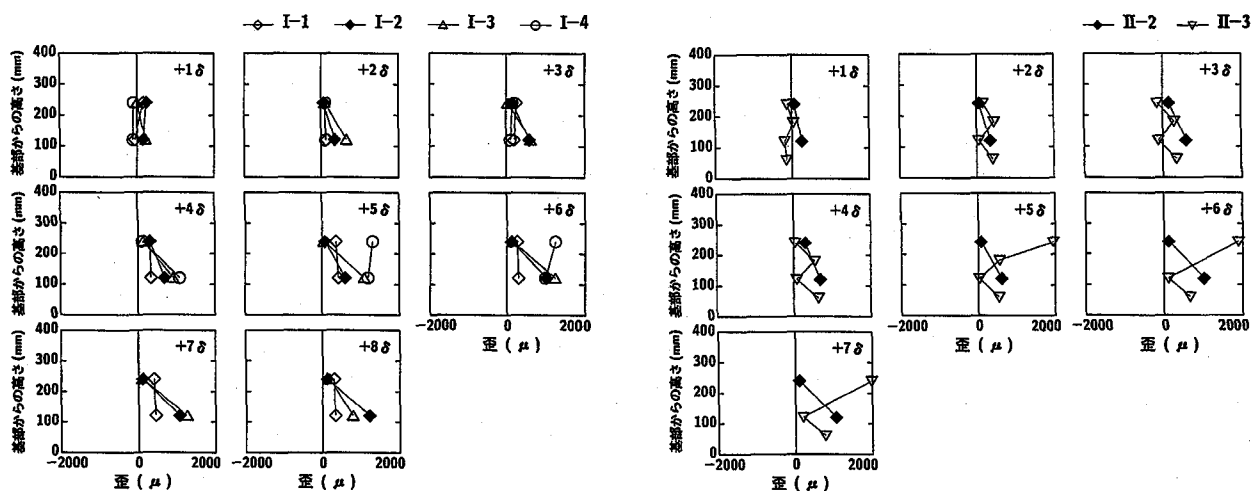


図-10 中間帯鉄筋の高さ方向歪分布

は図-8のように模式化できる。なお、本模式化が基部より 80 mm での測定結果に基づいていることや、より精度の高い計算に資するための歪分布モデルの提案については今後の課題としたい。

3.5 帯鉄筋および中間帯鉄筋の歪分布性状

図-9に正載荷時における帯鉄筋の橋脚高さ方向の歪分布を各載荷振幅、各シリーズごとに示す。シリーズ I の結果から、合成構造橋脚と RC 橋脚で $5\delta_y$ 以降の歪分布性状が大きく異なることが分かる。合成構造橋脚では載荷振幅の増加による帯鉄筋歪の変動が少なく、 $5\delta_y$ 以降の歪レベルは橋脚上部で小さく下部で大きいものの $8\delta_y$ での最大歪は $1,000\mu$ 程度以下であり、未だ降伏していないことが分かる。一方、RC 橋脚では $5\sim 6\delta_y$ において橋脚上・下部の帯鉄筋がともに降伏歪を超えている。なお、 $7\sim 8\delta_y$ の歪分布から鋼管の板厚が厚いほど帯鉄筋に生じる歪が小さいことが分かる。シリーズ II の結果から、 $7\delta_y$ までの帯鉄筋に生じる歪レベルは帯鉄筋量に関わらず各試験体で大略同程度であることが分かる。本実験では載荷点から橋脚基部までの長さが断面の

有効高さに比べて十分に長く、せん断ひびわれの発生は顕著でないことから、合成構造橋脚の帯鉄筋に発生する歪は、主として鋼管外側コンクリートに作用する圧縮応力によるポアソン効果に起因するものと考えられる。

すなわち、シリーズ I において合成構造橋脚の帯鉄筋の歪レベルが特に $5\sim 6\delta_y$ において RC 橋脚よりも小さいのは、鋼管が圧縮力やせん断力を大きく分担し、鋼管外側コンクリートの応力分担を軽減することで結果的に体積膨張が抑制されていることを示すものと考えられる。また、圧縮力やせん断力の分担は鋼管の板厚が厚いほど大きくなり、そのため帯鉄筋の歪レベルも小さくなるものと考えられる。一方、シリーズ II の結果から明らかのように、鋼管の板厚が同一の場合は帯鉄筋量に変化しても帯鉄筋の歪は明瞭には変化しない。すなわち、合成構造橋脚の場合、帯鉄筋が鋼管外側コンクリートの応力分担性状に与える影響は比較的小さく、鋼管の有無や厚さの影響がより支配的であると考えられる。

図-10に正載荷時における中間帯鉄筋の橋脚高さ方向の歪分布を各載荷振幅、各シリーズごとに示す。シリ-

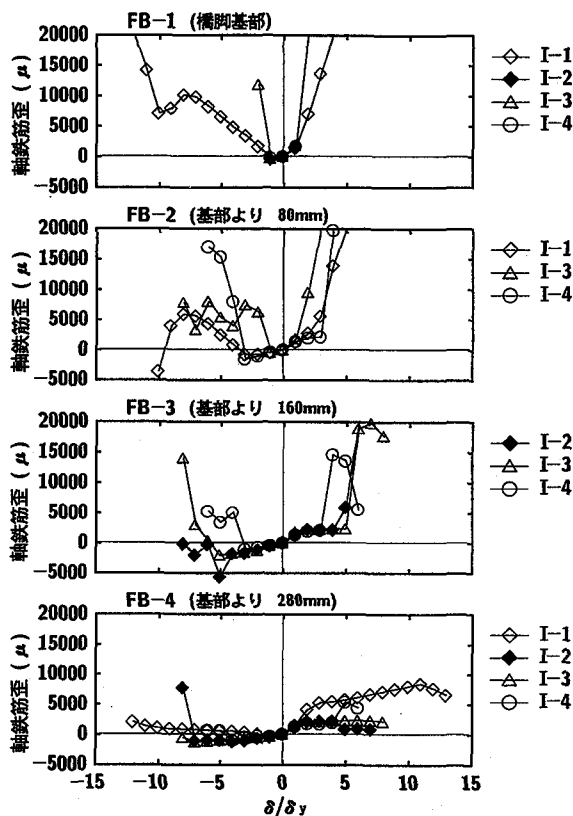


図-11 載荷振幅と軸鉄筋歪の関係

ズ I の結果から、鋼管の板厚が最も厚い I-1 を除いて $4\delta_y$ 程度までは各試験体で大略同様な歪分布性状を示していることが分かる。RC 橋脚の $5 \sim 6\delta_y$ では、合成構造橋脚と異なり上段の中間帯鉄筋歪が下段の歪よりも大きい。一方、合成構造橋脚では振幅によらず下段の歪が上段の歪よりも大きく、下段の歪は板厚の最も厚い I-1 で最小であった。このように、帯鉄筋と同様に中間帯鉄筋の歪分布性状も合成構造橋脚と RC 橋脚で大きく異なり、RC 橋脚では上段の中間帯鉄筋歪が下段よりも大きいことに特徴がある。また、合成構造橋脚における中間帯鉄筋の歪レベルも帯鉄筋と同様に鋼管板厚の厚い I-1 で最も小さい。なお、 $7 \sim 8\delta_y$ における中間帯鉄筋の歪レベルは帯鉄筋よりも若干大きいものの大差はなかった。シリーズ II の結果から、II-3 の中間帯鉄筋の歪が高さ方向で大きく変動し、特に II-3 の最上段の歪が $5\delta_y$ で急増して降伏歪を超えていることが分かる。一方、II-2 では上段歪に比べて下段歪が大きいものの、II-3 の最上段の歪を除いて試験体間に有意な差は生じておらず、帯鉄筋と同様に中間帯鉄筋量が中間帯鉄筋の歪分布や歪レベルに与える影響は顕著でないことが分かる。

3.6 軸鉄筋歪

図-11にほぼ断面中央に配筋した軸鉄筋 FB の載荷振幅と歪の関係を各測定位置ごとにシリーズ I についてのみ示した。なお、 $20,000 \mu$ を超えた歪は示していない。また、シリーズ II については試験体間の差異は明確ではなかった。橋脚基部 (FB-1) の正載荷時 $2\delta_y$ 目では、

鋼管厚の最も厚い I-1 を除いた 3 試験体は $20,000 \mu$ を超える歪レベルを示していることが分かる。一方、負載荷時の $3\delta_y$ 以降では I-1 を除いて残留引張歪が $20,000 \mu$ を超え、I-1 も載荷振幅の増加とともに残留引張歪が増大する傾向にある。FB-2 (基部より 80 mm) の正載荷時には I-3 が最も早く塑性化し、次が I-4 で最も塑性化の遅いのが I-1 であった。なお、I-2 の歪計測は不良のため結果を示していない。負載荷時の残留引張歪は I-3 が $2\delta_y$ 目で顕著となったが、載荷振幅が大きくなっても顕著には増加していない。一方、RC 橋脚 (I-4) の残留引張歪は $4\delta_y$ 以降で急増していることが分かる。なお、I-1 の残留引張歪は $4\delta_y$ 以降に増加する傾向が見られるが、他の試験体に比べて全般的に小さい。

FB-3 (基部より 160 mm) において、正載荷時に軸鉄筋が最も早く塑性化したのは I-4 であり、負載荷時にも同じ載荷振幅で引張歪が残留している。なお、その他の試験体には有意な差異は見られない。FB-4 (基部より 280 mm) において、正載荷時の軸鉄筋の歪レベルは I-1 が $2\delta_y$ から増大して最も大きく、他は同等程度であった。また、I-1 を除く試験体の残留歪レベルは小さく、I-1 では載荷振幅の増加とともに引張歪が多少残留する傾向にある。

以上から、軸鉄筋が応力を分担する範囲は I-1 以外では基部より 160 mm 程度であり、I-1 は基部より 280 mm 程度と分担範囲が若干広いことが分かる。これは、特に I-1 において軸鉄筋が座屈しにくいことを示すものと考えられる。また、軸鉄筋の塑性化する載荷振幅は RC 橋脚 (I-4) で全般的に小さく、塑性化する載荷振幅が最も大きいのは I-1 であった。なお、I-2 と I-3 には有意な差異が生じていない。また、シリーズ II では各試験体間の差異がすべての計測点で明瞭でなく、同じ厚さの鋼管を用いて同様に軸鉄筋を配置した場合、フープ筋や中間帯鉄筋の量およびフープ筋の材質が軸鉄筋の歪性状に与える影響は小さいものと考えられる。

3.7 鋼管の直応力分布

図-12に正載荷の $1 \sim 2\delta_y$ における測点 FK の鋼管直応力を高さ方向についてシリーズごとに示した。なお、鋼管直応力は(1)式を用いて算出した。

$$\sigma_z = \frac{E \cdot t (\epsilon_z + \nu \epsilon_y)}{1 - \nu^2} \quad (1)$$

ここに、 E ；鋼管の弾性係数、 t ；鋼管の板厚、 ϵ_z ；軸方向歪、 ϵ_y ；周方向歪、 ν ；ポアソン比、である。シリーズ I の結果から、 $1\delta_y$ においては鋼管板厚の最も厚い I-1 において直応力が最大で、特にこの傾向は基部から 160 mm 程度までの範囲において顕著であることが分かる。一方、 $2\delta_y$ においてもこの傾向は同様に見られ、基部から 160 mm 程度までの範囲では明らかに鋼管の厚さと直応力の大きさが対応し、鋼管が厚いほど直応力が大きいことが分かる。シリーズ II の結果から、帯鉄筋量

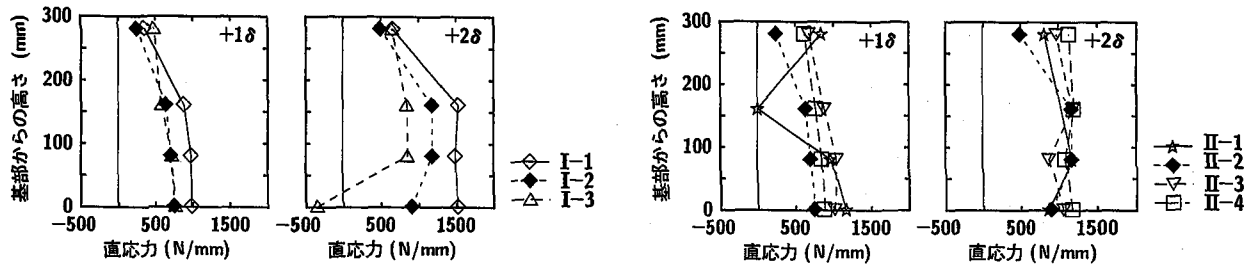


図-12 鋼管の直応力分布

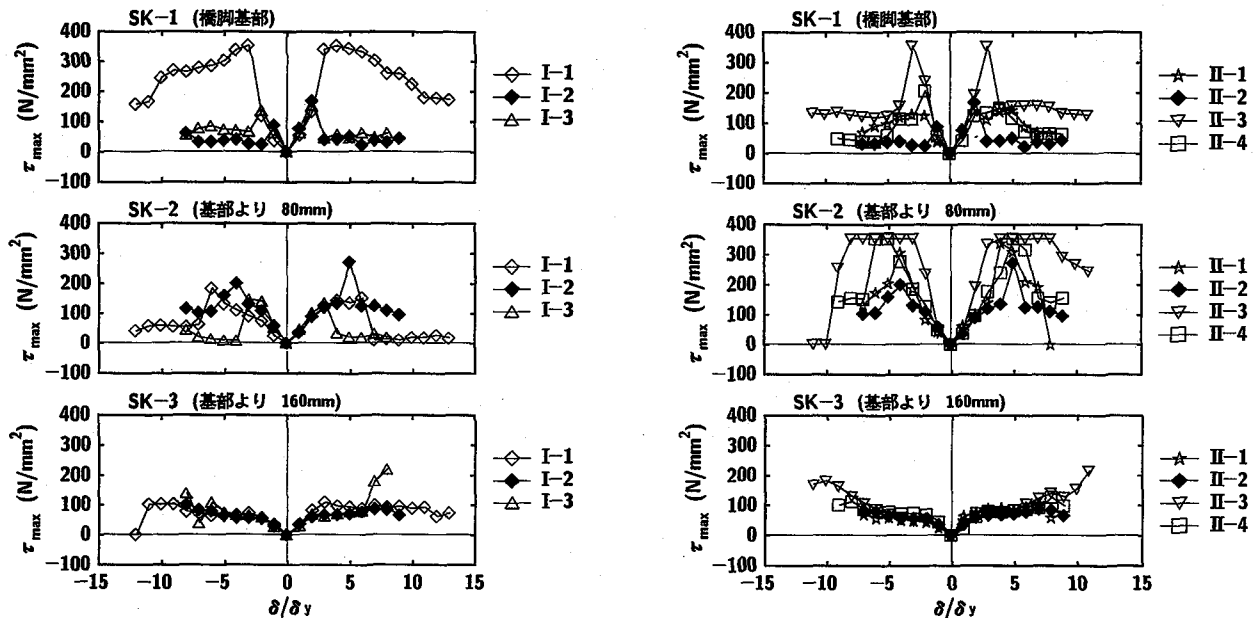


図-13 載荷振幅と最大せん断応力の関係

が少なく中間帯鉄筋が配置されていない II-1 では $1\delta_y$ で既に直応力分布に乱れが生じていることが分かる。他の試験体では、帯鉄筋と中間帯鉄筋が最も密に配置された II-3 の直応力が大きく、次が PC 鋼素線を巻き付けた II-4、次いで II-2 であった。 $2\delta_y$ では基部から 280 mm における II-2 の直応力が他に比べて小さいものの、基部から 160 mm までの範囲における直応力分布には試験体間の差異は少ない。

以上のように、厚い鋼管の方が直応力レベルは大きく鋼管の応力分担が大きいことが分かる。このため、鋼管外側コンクリートに配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪レベルは厚い鋼管の方が小さいものと考えられる。一方、鋼管の厚さが同等な場合には、帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置した場合や PC 鋼素線を密に配置した場合に鋼管の直応力レベルは大きくなる傾向にあるが、鋼管の厚さの影響ほどは顕著ではなかった。なお、これらの試験体は比較的良好なじん性能を発揮したことから、鋼管基部に直応力が集中することで合成構造橋脚のじん性能が向上するものと考えられる。

3.8 最大せん断応力

図-13に載荷方向に対する鋼管断面中央の測点 SK に貼り付けた 3 軸歪ゲージの計測結果を基に、各測定高さ

の鋼管に発生した最大せん断応力を各載荷振幅ごとに求め、各シリーズごとに示した。なお、最大せん断応力 τ_{max} は (2) 式により求めた。

$$\tau_{max} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{max} \quad (2)$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{2((\epsilon_a - \epsilon_b)^2 + (\epsilon_b - \epsilon_c)^2)} \quad (3)$$

ここに、 γ_{max} ：最大せん断ひずみ、 ϵ_a ：軸方向歪、 ϵ_b ： ϵ_a 、 ϵ_c から 45° なす角における歪、 ϵ_c ：周方向歪、である。シリーズ I の結果から、橋脚基部 (SK-1) においては鋼管の最も厚い I-1 が $3\delta_y$ でせん断応力が急増したが、その後は振幅の増加とともに除々に低下していることが分かる。他の試験体は $1 \sim 2\delta_y$ で最大応力を示し、その後応力は低下するが、低下後の応力レベルはほぼ一定である。なお、最大応力のレベルは I-1 で 350 N/mm^2 、その他は $100 \sim 200 \text{ N/mm}^2$ 程度であった。また、全試験体で正・負載荷における振幅とせん断応力の関係はほぼ対称となっていることが分かる。

SK-2 (基部より 80 mm) では、鋼管の厚さに関わらず $\pm 3\delta_y$ 程度までは同様な挙動を示したが、その後は鋼管

の厚さが最も薄い I-3 のせん断応力が急減し、他試験体とは異なる性状を示している。一方、鋼管の厚い I-1 では $6\delta_y$ 程度までは振幅の増加とともにせん断応力が増大したが、その後急減して I-3 と同等なレベルになっている。なお、最大せん断応力のレベルは $150 \sim 300 \text{ N/mm}^2$ 程度であり、I-1 を除く試験体ではむしろ SK-2 の方が橋脚基部よりも応力レベルが大きい。SK-3 (基部より 160 mm) においては、I-3 で終局直前にせん断応力が急増したものの試験体間の差異は少なく、せん断応力は全般的に載荷振幅によらずほぼ一定である。なお、せん断応力は I-3 を除いて最大でも 100 N/mm^2 程度であり、基部からの離れが大きくなることで最大せん断応力のレベルが低下していることが分かる。

一方、シリーズ II の結果から、橋脚基部では各試験体が $2 \sim 3\delta_y$ で最大せん断応力を示していることが分かる。最大せん断応力は特に帯鉄筋と中間帯鉄筋を最も密に配置した II-3 の $3\delta_y$ で 350 N/mm^2 程度と大きく、その後急減したがそれ以降はほぼ一定で 150 N/mm^2 程度を示している。その他の試験体のせん断応力は最大で $150 \sim 200 \text{ N/mm}^2$ 程度であり、応力が急減した後の応力レベルは 50 N/mm^2 程度以下であった。SK-2 (基部より 80 mm) では、SK-1 と同様に II-3 の応力レベルが 350 N/mm^2 程度以上と最も高く安定していることが分かる。一方、II-2 の応力レベルは 4 体中最も低いが基部よりも応力レベルは高い。このようにシリーズ II では全般的に SK-2 の応力が基部よりも大きい。なお、この計測点でも各試験体の正・負載荷における振幅と最大せん断応力の関係はほぼ対称である。一方、SK-3 (基部より 160 mm) では、高載荷振幅において II-3 の応力レベルが大きくなる傾向にあるものの、試験体間の差異は少ない。この計測点での最大せん断応力は II-3 で 200 N/mm^2 程度、その他の試験体では 100 N/mm^2 程度であった。

以上を要約すると、基部の最大せん断応力は鋼管が厚いほど大きく、特に I-1 とその他試験体との差は極めて大きい。しかし、基部より 80 mm での応力レベルは、I-1 を除いた試験体では基部よりも大きく、最大せん断応力の分担性状は鋼管の厚さによって異なることが分かる。なお、基部より 160 mm 上方でのせん断応力レベルはほぼ一定で終局直前まで大きく低下する傾向は見られず、試験体間の差異も少ない。一方、帯鉄筋と中間帯鉄筋を密に配置した II-3 の基部のせん断応力は他の試験体に比べて明らかに大きい。この傾向は基部より 80 mm においても同様であるが、この測点では II-3 を除く試験体の応力レベルが基部よりも全般的に大きくなっている。また、基部より 160 mm 上方でのせん断応力のレベルは特に II-3 の高振幅時において大きく増加する傾向にあるが、それ以前の振幅では試験体間の差異は少ない。以上から、最大せん断応力の分担性状は特に基部から 80 mm の範囲において横補強材の影響を強く受

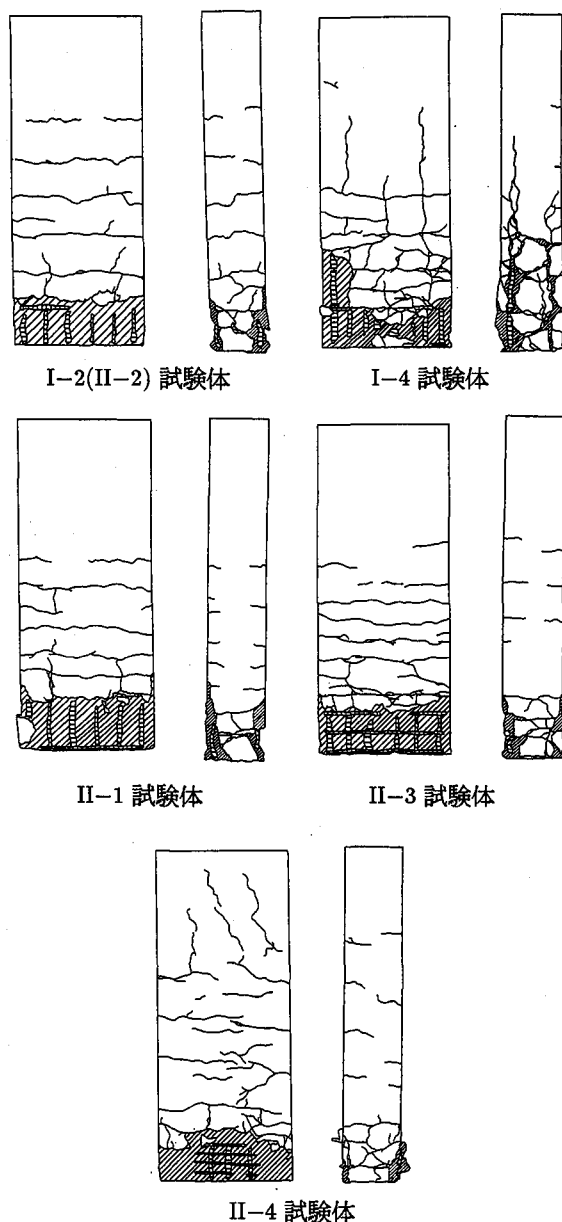


図-14 ひびわれ性状

けていることが分かる。

上述したように、鋼管の最大せん断応力は基部から 80 mm の範囲において特に大きく、この傾向は鋼管が厚い場合や中間帯鉄筋を密に配置した場合に特に顕著である。これら試験体では鋼管のせん断応力分担が大きく、鋼管外側コンクリートのせん断変形が抑制されるため、結果的にコンクリートの体積膨張（ダイラタンス）が軽減されて優れたじん性能を示すものと考えられる。

3.9 ひびわれ性状

図-14に試験終了後の各試験体のひびわれ性状を示す。ここでは紙面の都合上 I-2, I-4, II-1, II-3, II-4 の 5 体についてのみ示す。なお、前述の通り I-2 は II-2 と同じ試験体である。I-2 と I-4 の比較により、合成構造橋脚と RC 橋脚でひびわれ性状が大きく異なることが分かる。I-4 では軸鉄筋に沿った割裂ひびわれが橋脚高さ

中央以上にまで進展し、基部ではかぶりコンクリートが大きく剥落している。また、I-2と異なり縦方向のひびわれが柱高さの2/3程度まで進展し、縦方向と水平方向のひびわれが交差している。なお、I-2の基部の損傷領域はほぼ断面高さ程度であった。I-2とII-1を比較すると、I-2では水平方向ひびわれがII-1よりも橋脚の上方にまで発生し、断面高さ方向に貫通しているのに対して、II-1の水平方向ひびわれは貫通しておらず、また、基部の損傷範囲はII-1の方が若干広い。

I-2とII-3を比較すると、II-3の方が水平方向ひびわれが密に多数発生していることが分かる。また、上方の水平方向のひびわれはI-2では貫通しているもののII-3では貫通していない。一方、II-4は他の合成構造橋脚と明らかにひびわれ性状が異なり、橋脚上部には3本の縦方向ひびわれが発生し、水平方向に横断していない局所的なひびわれも多く見られる。なお、基部の損傷範囲は基準試験体であるI-2と同程度であった。これらは、付着強度の低いPC鋼索線を巻き付けていることや中間帯鉄筋が配置されていないことなどに関連するものと考えられる。このように、RC橋脚と合成構造橋脚のひびわれ性状は大きく異なり、合成構造橋脚の場合は帯鉄筋や中間帯鉄筋量およびフープ筋の材料特性がひびわれ性状に影響を与えていることが分かる。なお、鋼管の板厚が異なるI-1とI-3を比較した結果、I-3で水平方向ひびわれが多少密に多く発生すること以外は両者に大差はなかった。

4. まとめ

橋脚のコスト縮減、工期短縮に資する構造として提案した外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状を水平交番加力実験によって検討した。なお、検討はRC橋脚との比較ならびに合成構造橋脚においては曲げ補強材として配置した鋼材に占める鋼管断面積(板厚)ならびに横拘束材(帯鉄筋、中間帯鉄筋)の量やフープ筋の材質の影響に着目して行った。本実験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) 提案した合成構造橋脚のじん性能はRC橋脚に比べて数段優れており、耐力も合成構造橋脚の方が2～3割程度大きい。また、耐力比(P_u/P_y)と終局塑性率には比較的高い相関が認められる。
- (2) 合成構造橋脚の鋼管の断面内歪分布は、低載荷振幅では概ね平面保持の仮定を満足するが、載荷振幅が大きくなると満足されない。これは、鋼管中央部の引張歪と圧縮縁の歪が計算歪以上になるためであり、同時に合成構造橋脚の耐力がRC橋脚を上回る理由と考えられる。
- (3) 合成構造橋脚のじん性能を帯鉄筋や中間帯鉄筋でさらに向上させるためには2倍程度の補強量を配置する必要がある。なお、帯鉄筋よりも中間帯鉄筋の方がじん性能に与える影響が大きい。

- (4) 合成構造橋脚では鋼管が厚いほど、中間帯鉄筋量が多いほど鋼管基部で直応力やせん断応力を大きく分担してじん性能が向上する。これは、鋼管が直応力やせん断応力を大きく分担することで鋼管外側コンクリートの応力負担が軽減され、結果的にコンクリートの損傷や体積膨張が抑制されるためである。

本研究では全て外面リブ付き鋼管を用いたため、それがじん性能に与える影響は不明であるが、今後、外面リブが合成構造橋脚のじん性能に与える影響を検討する予定である。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学建設システム工学科の松岡健一教授に適切なご指導を頂きました。また、栗橋祐介君と澤田純之君をはじめとする構造力学研究室の学生諸君に多大なるご支援を頂きました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山懸敏二、市川博泰、大内 一、小島克朗：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の水平加力試験、土木学会論文集、No.520/V-28, pp.183-193, 1995.8
 - 2) 田中浩一、大内 一、長沼一洋、緒方辰男：水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価、土木学会論文集、No.648/V-47, pp.89-108, 2000.5
 - 3) 三上 浩、山田武正、伊藤久光、田村富雄：ずれ止め付き鋼管-コンクリート合成構造の耐荷機構に関する実験的研究、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.195-202, 1989.9
 - 4) 篠崎裕生、三上 浩、岡本 隆、水谷慎吾：外リブ付き鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16, No.2, pp.1199-1204, 1994
 - 5) 篠崎裕生、田村多佳志、岡本 隆、水谷慎吾：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22, No.3, pp.1117-1122, 2000
 - 6) 跡部俊郎、田村多佳志、岡本 隆、水谷慎吾：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究、コンクリート工学論文集、第6巻、第2号、pp.107-116, 1995.7
 - 7) 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
 - 8) 福本英一郎、川端 淳、久 正、田村多佳志、篠崎裕生：鋼管・コンクリート合成構造橋脚(ML工法)の設計と施工、橋梁と基礎、pp.10-15, 1999.3
 - 9) 道路橋示方書・同解説：日本道路協会、1996.4
- (2000年9月14日受付)