

地震後の復旧性能の向上を目指した PC 橋脚の耐震性に関する研究

藤岡 光¹・藤倉 修一²・Visal THAY³・運上 茂樹⁴・渡瀬 博⁵

¹ 学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)
E-mail: dc227203@s.utsunomiya-u.ac.jp

² 正会員 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)
E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

³ 正会員 宇都宮大学助教 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)
E-mail: vthay@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁴ 正会員 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)
E-mail: shigeki.unjoh.c7@tohoku.ac.jp

⁵ 正会員 オリエンタル白石 (株) 技術研究所所長 (〒321-4367 栃木県真岡市鬼怒ヶ丘 5)
E-mail: hiroshi.watase@orsc.co.jp

本研究は、地震後の橋脚の復旧性能向上を目指し、プレストレスにより残留変位を低減し、断面コア部に鋼管を配置することにより損傷部を速やかに補修可能とする PC 橋脚構造を提案し、正負交番載荷実験を行い、提案橋脚の基本的な耐震性能や復旧性能を検証した。実験結果から、プレストレスにより復旧性能が向上する程の残留変位低減効果は確認されなかったが、載荷終了後、鋼管に破断や座屈等の損傷は確認されず、残留変位を低減できれば地震後速やかに損傷部を補修可能であることを確認した。また、Takeda モデルを用いた実験の再現解析を行い、緊張部材の軸力変動の影響を考慮できない問題点はあるが、実験結果をある程度再現できた。

Key Words: prestressed reinforced concrete, residual displacement, cyclic loading test, seismic design

1. はじめに

大規模地震発生後に、交通施設を確保することは、避難や救助活動のみならず、被災地をいち早く復旧するために重要である。特に、交通施設の中でも重要な役割を担う橋梁は、一度損傷が生じると復旧に長期間を要するため、橋梁の交通機能停止によって交通システムの大幅な機能低下を招く恐れがある。したがって、地震後の橋梁の機能停止時間を最小限とするために、橋梁の損傷部を速やかに補修し早期復旧を行うことは重要である。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、震度法による弾性設計や、構造的な合理化を図った段落とし部が原因となり、数多くの橋梁が被災した。また、橋脚の残留変位によって、上部構造の損傷が軽微であっても、橋脚天端 150mm 以上の変位、または、橋脚に 1 度以上の残留傾斜が生じた場合は、橋全体を撤去または再構築するに至

り、橋梁が復旧するまでに長期間を要した。

兵庫県南部地震の橋梁被害を受けて、橋梁の耐震設計は震度法から地震時保有水平耐力法に移行した。2016年の熊本地震において、地震時保有水平耐力法によって耐震設計された橋は橋梁の崩壊を防ぐ等、耐震性の大幅な向上が確認されたものの、地盤変位の影響を含む橋脚の残留変位等²⁾が原因となり、復旧に長期間を要した事例がある。このことから、橋梁の地震後の復旧性能にはいまだ課題が残されており、迅速な復旧を実現するためには、橋梁に生じる残留変位を低減し、損傷部を速やかに補修可能とする新たな橋脚構造の開発が必要である。

これまでに、筆者ら³⁾は、橋脚の塑性ヒンジ部に鋼管を配置することにより地震後速やかに塑性ヒンジ部を補修し早期復旧を実現する橋脚を提案しており、正負交番載荷実験の結果、早期復旧の実現可能性を示したが、残留変位の低減には課題が残った。同様に、西根ら⁴⁾は地

震後の復旧性向上につながる構造として死荷重支持性能を有する鋼管拘束コンクリート柱を埋め込んだ橋脚構造を提案しており、また、植村ら⁹⁾は地震後復旧時に損傷部を撤去する過程においてセルフセンタリング機構の発現を目指し、鋼管により拘束されたコンクリートヒンジを埋め込んだ橋脚構造を提案している。一方、橋脚の残留変位の低減に着目すると、橋脚の軸方向にプレストレスを導入した橋脚（以下、PC 橋脚）に関する研究が行われている。睦好ら⁹⁾は PC 橋脚の正負交番載荷実験やハイブリッド載荷実験、地震応答解析を行い、プレストレス導入率が残留変位に与える影響を定量的に評価した。堺ら⁷⁾は円形断面の中心にプレストレスを導入した PC 橋脚の振動台実験を行い、PC 橋脚の地震時応答特性を検証した。Mariotti⁸⁾らは PC 橋脚のセルフセンタリング機構にエネルギー吸収性能を付与するために橋脚基部にエネルギー吸収装置を設けた橋脚を提案している。これらの研究によりプレストレスによる残留変位低減効果は示されたものの、今後は、耐震性能と復旧性能を併せ持つ橋脚技術の開発が必要である。

そこで本研究では、地震後の復旧性能の向上を目的として、残留変位を低減し、塑性ヒンジ部を速やかに補修可能とする新たな PC 橋脚を開発する。提案橋脚に加え、従来型鉄筋コンクリート (RC) 橋脚に対して正負交番載荷実験を行い、両者を比較することで復旧性能や基本的な耐震性能を検証した。さらに、実験の再現解析を実施し、提案橋脚の耐荷挙動を検証した。

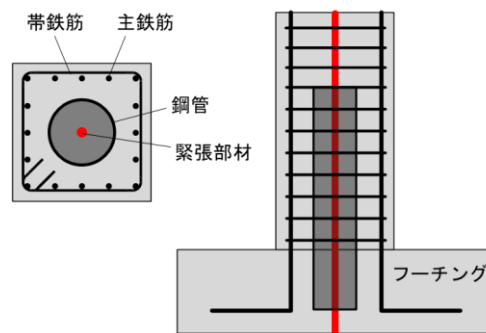


図-1 提案橋脚の概要

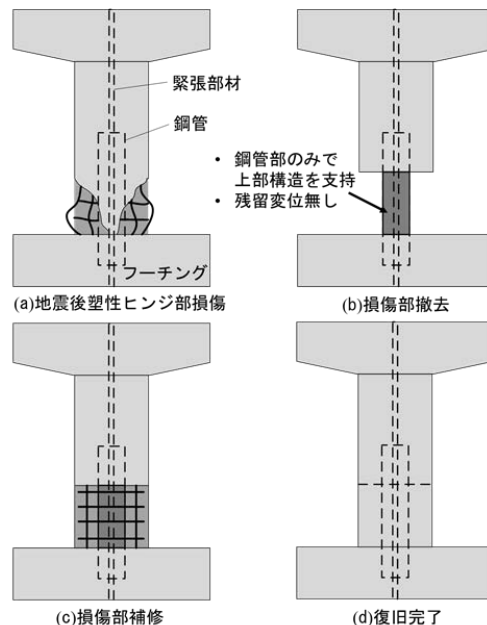


図-2 地震後の復旧過程

2. 本研究における PC 橋脚のコンセプト

図-1 に本研究で提案する PC 橋脚の概要を示し、図-2 に地震後に橋脚基部が損傷した場合の復旧過程を示す。図-1 に示すように、提案構造は地震後の復旧性能向上を目指して、二つの特徴を有する。一つ目は、断面中心にプレストレスを導入し、橋脚の残留変位を低減することである。二つ目は既往研究³⁾で提案している、断面コア部に鋼管を配置することによって、コンクリート充填鋼管部と鋼管より外側の鉄筋コンクリート部の二重構造とすることである。地震時には鋼管外側の RC 部が損傷してエネルギー吸収を行い、充填コンクリートは鋼管で拘束されているため損傷が限定的となる。地震後に残留変位を低減できれば、図-2 のように、損傷部を撤去後、コンクリート充填鋼管部のみで上部構造等の自重を支持し、損傷部のみを補修することにより、早期復旧が期待できる。

3. 実験供試体および実験方法

(1) 実験供試体

図-3 に一般的な RC 橋脚供試体と提案構造である PC 橋脚供試体の配筋図を示す。RC 橋脚供試体は道路橋示方書の地震時保有水平耐力法⁹⁾に基づいて設計した。次に、RC 橋脚のコア部に鋼管、断面中央には緊張部材を配置した供試体を PC 橋脚供試体とした。PC 橋脚供試体については導入する緊張力の大きさを変えた 2 つの供試体を作製し、緊張力がほぼゼロに近く小さい供試体を PC-S 供試体、緊張力が大きい供試体を PC-L 供試体とした。PC-S 供試体には断面に対して軸応力 0.2N/mm^2 相当である 24.5kN の緊張力を導入し、PC-L 供試体には軸応力 3.0N/mm^2 相当である 367.5kN の緊張力を導入した。また PC 橋脚では緊張後にグラウトを行った。鋼管径の設計について、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁰⁾を参考に、上部構造の自重分を供試体に対して 86kN と想定し、コンクリート充填鋼管部のみで自重と緊張力による軸力を支持できるようにした。具体的には、次式により求める

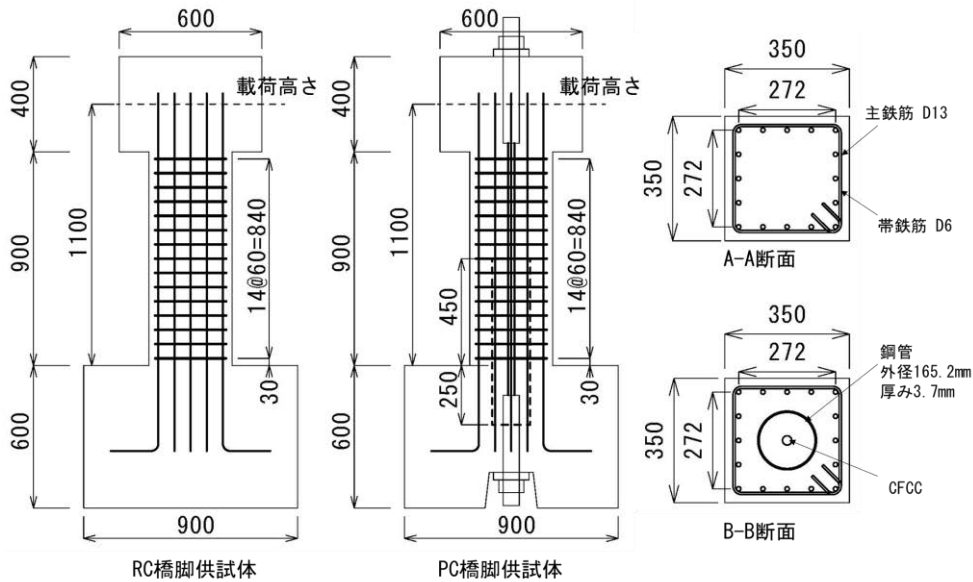


図-3 実験供試体

鋼管部の軸力負担率 r_a が70%未満となるように、鋼管の直径を決めた。

$$r_a = \frac{P_{ax} + P_{pr} + P_{col}}{f'_c A_{st}} \quad (1)$$

ここで、 P_{ax} は上部構造の自重、 P_{pr} はプレストレス軸力、 P_{col} は橋脚自重、 f'_c はコンクリート強度、 A_{st} は鋼管断面積である。

各供試体の断面は 350mm×350mm の正方形で、有効高さ 1100mm である。各供試体の軸方向鉄筋には D13 を 68mm 間隔で計 16 本使用し、帯鉄筋には D6 を 60mm 間隔で配置した。軸方向鉄筋比は 1.65%、帯鉄筋比は 0.73% である。PC-S、PC-L 供試体に用いた鋼管の寸法は外径 165.2mm、厚さ 3.7mm である。なお、鋼材比が高くないように鋼管板厚はできるだけ小さく配慮したが、必要な鋼管外径に対して、厚さ 3.7mm が最も薄いものであった。実験当日におけるコンクリートの圧縮強度は、RC 供試体、PC-S 供試体、PC-L 供試体で、それぞれ 38.8N/mm²、36.8N/mm²、39.5N/mm²であった。軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ、356N/mm²、350N/mm²、鋼管には一般構造用炭素鋼管 (STK 400) を使用し、降伏強度は 345N/mm²、引張強度は 457N/mm² である。緊張材には炭素繊維複合材ケーブル (CFCC) を使用し直径は 26.6mm、引張強度は 3.23kN/mm²、弾性係数は 164kN/mm² である。なお、CFCC は鋼材のように降伏せずに弾性状態のまま破断に至る。

(2) 実験方法

図-4 に荷重状況を示す。荷重は一定鉛直荷重のもと、橋脚供試体柱頭部に油圧ジャッキにて水平力を与え、正負交番荷重を行った。図-4 より荷重方向は NS 方向で、S 面側が圧縮となる場合を正荷重、その反対側を負荷重

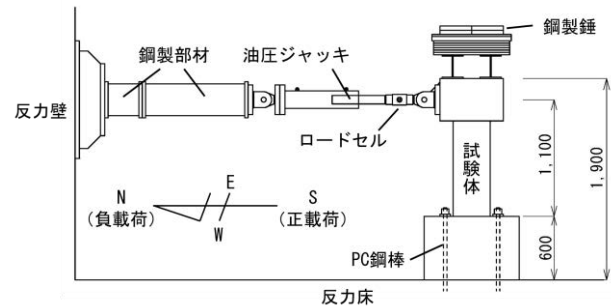
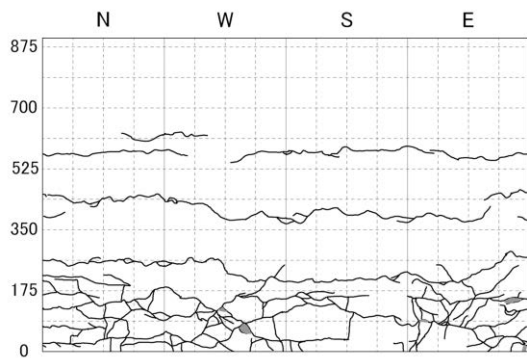


図-4 荷重状況

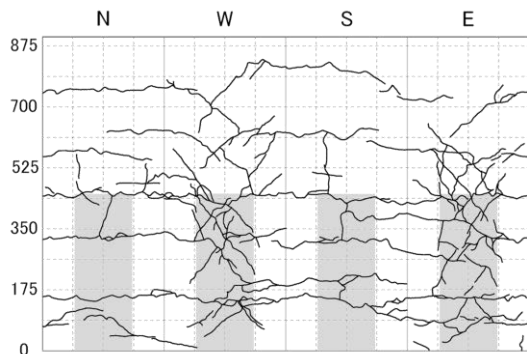
と定義した。荷重高さは橋脚基部から 1100mm の位置である。荷重変位については橋脚高さに対する水平変位の比を示すドリフトにより定め、ドリフト 0.5% (5.5mm) の整数倍の変位振幅を与えた。繰返し回数について、ドリフト 0.5%~3.0% では 3 回、ドリフト 3.5%~4.0% では 2 回、ドリフト 4.5% 以降では 1 回とした。なお、軸方向鉄筋のひずみゲージの計測結果から求めた降伏変位は 5.5mm であった。鉛直荷重として柱頭部に 23.0kN 分の鋼製錘を/uploadし、橋脚断面に作用する軸応力は 0.19N/mm² である。

(3) 計測項目

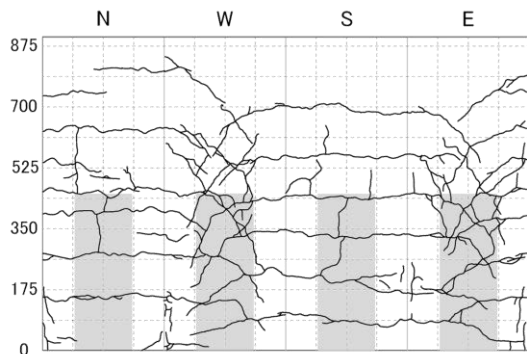
水平荷重は油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルによって計測し、荷重位置における水平変位は巻込型変位計により計測した。また、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる橋脚の回転変形量を求めるために、橋脚基部から 20mm の高さにアングル材を取り付け、アングル材の鉛直変位を高感度変位計を用いて計測した。フーチングの水平移動量および回転量を、フーチングの側面および上面で高感度変位計により計測した。また、軸方向鉄筋、帯鉄筋および鋼管のひずみをひずみゲージにより計測した。



(a) RC 供試体

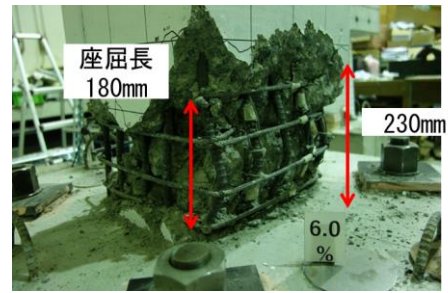


(b) PC-S 供試体

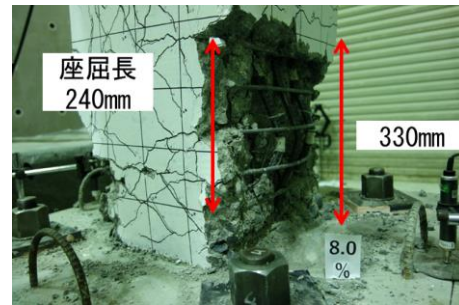


(c) PC-L 供試体

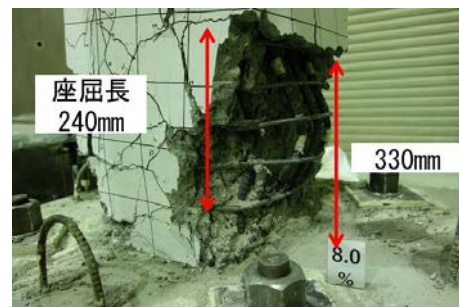
図-5 ひび割れ損傷状況（ドリフト 3.0% 載荷時）



(a) RC 供試体



(b) PC-S 供試体



(c) PC-L 供試体

図-6 橋脚基部の損傷状況（載荷終了後）

4. 実験結果

(1) 損傷状況

実験終了時の損傷状況について、RC供試体ではドリフト6.0%載荷時に、塑性ヒンジ部における主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落によって、水平荷重が大幅に低下し実験を終了した。PC-S、PC-L供試体についても同様に、ドリフト8.0%載荷時に基部に損傷が集中したことで荷重が低下し実験を終了した。なお、それぞれの供試体において主鉄筋の破断は確認されなかった。図-5はドリフト3.0%載荷時のひび割れ損傷状況で、損傷図には87.5mm間隔のメッシュを記入している。図-6に載荷終了後の橋脚基部における損傷状況を示す。RC供試体では、橋脚基部に集中して曲げひび割れが発生し、ドリフト

3.5%から主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落が生じ始めた。載荷終了時にはかぶりコンクリートが高さ約230mmの範囲で剥落した。PC-S、PC-L供試体では、RC供試体と同様に曲げひび割れが発生し始めたが、ドリフト1.0%載荷時には、RC供試体とは異なり載荷方向に対する側面において鋼管上端位置（高さ450mm）周辺で多数の斜めひび割れが発生した。その後の載荷では、斜めひび割れが進展するものの、橋脚はせん断破壊せず、ドリフト5.0%以降になると基部から高さ330mm程度の範囲で主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落が生じ、最終的には曲げ破壊した。

載荷終了後に鋼管外側のコンクリート部分を撤去したところ、鋼管には座屈や破断などの大きな損傷が確認されなかった。これにより、鋼管部のみで自重を支持できるため、地震後に橋脚基部損傷部を補修可能な構造であると考えられる。

(2) 帯鉄筋ひずみ

図-7 に正載荷時に帯鉄筋で計測したひずみ分布を RC, PC-L 供試体について示す。RC 供試体では高さ 90mm 位置でひずみが集中的に生じており、これは、軸方向鉄筋の座屈によるものである。また、高さ 150mm 以上の計測位置ではひずみがほとんど発生していないことから、座屈範囲が基部に限定していることがわかる。一方で、PC-L 供試体では、RC 供試体よりも高い 210mm, 270mm 位置のひずみが若干大きい。これは損傷状況より、鋼管を有する PC 橋脚では軸方向鉄筋の座屈が高い位置に生じたためである。PC-S 供試体についても、PC-L 供試体と同様に帯鉄筋ひずみが高い位置に生じており、PC 橋脚は鋼管配置により RC 供試体よりも高い位置にまで損傷が及んだ。

なお、軸方向鉄筋や鋼管のひずみは、載荷初期の段階でひずみゲージが不良となり非線形域の挙動を捉えることができなかつたため、本論文では掲載していない。

(3) ひび割れ幅

図-8 に正載荷時 N 面に発生した水平曲げひび割れ幅の高さ方向分布図を RC, PC-L 供試体について示す。RC 供試体では、橋脚基部で形成される塑性ヒンジ部に集中して曲げひび割れが生じているので、それより上のひび割れはほとんど開口していない。一方で、PC-L 供試体では、橋脚基部の曲げひび割れに加え、高さ 450mm 位置で発生した曲げひび割れも開口している。PC 橋脚では高さ 450mm 位置まで鋼管を配置しており、鋼管上端位置で断面の曲げ耐力が急激に変化する、RC 橋脚における段落しのような状態となっているため、この位置でも大きな曲げひび割れが生じたと考えられる。

(4) 断面耐力との比較

鋼管を有する PC 橋脚では斜めひび割れの発生や鋼管上端位置における水平曲げひび割れの開口が確認された。このため、断面のせん断耐力および曲げ耐力との比較を行い、これらのひび割れの発生原因を考察した。

PC 橋脚における鋼管を有する断面では、曲げ変形時にコンクリート充填鋼管部（以下、鋼管部）と鋼管外側の RC 部（以下、外側 RC 部）の縁が切れ、それぞれが分離して挙動していたと考えられる。このとき、せん断力に抵抗する断面は、鋼管およびその内側のコンクリート部分のせん断耐力が減少し、斜めひび割れの発生要因になったと考えられる。植村ら⁴⁵⁾が行った、断面に鋼管を配置した橋脚の正負交番載荷実験においても多数の斜めひび割れの発生が確認されており、上記の理由により斜めひび割れが発生したと考えられている。そこで、PC 橋脚の各断面のせん断耐力をコンクリート標準示方

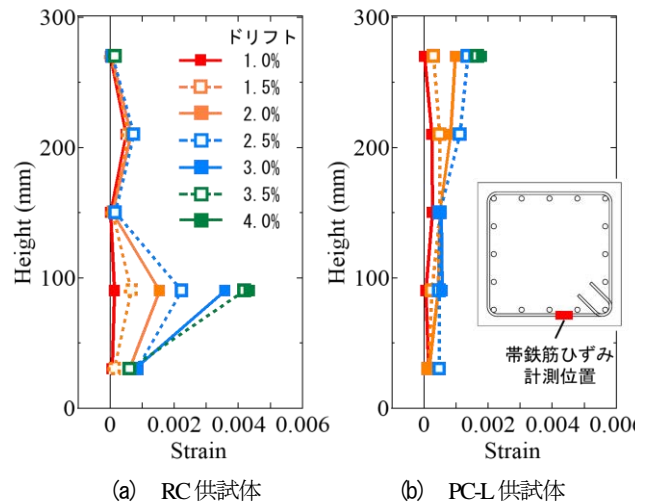


図-7 帯鉄筋のひずみ分布

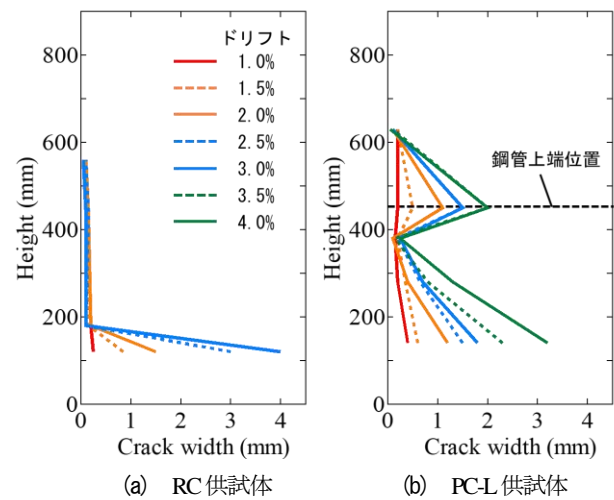


図-8 ひび割れ幅分布

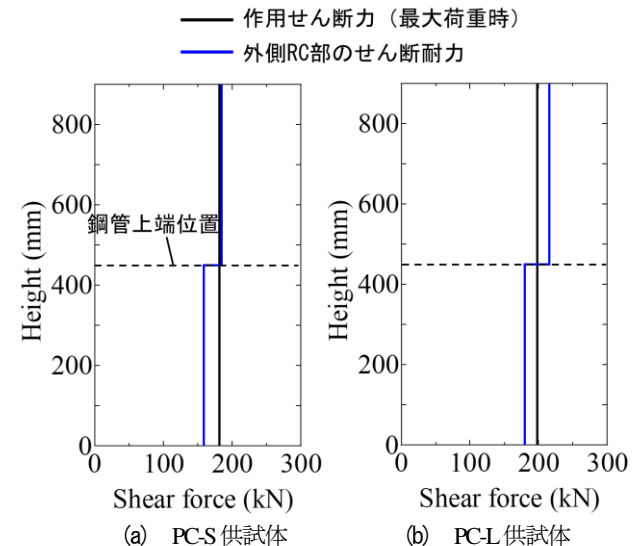


図-9 せん断耐力との比較

書[設計編]¹⁾に基づいて算出し、図-9 に示すようにせん断耐力と実験における最大荷重時の作用せん断力を橋脚高さで比較した。ここで、鋼管を有する断面では、鋼管

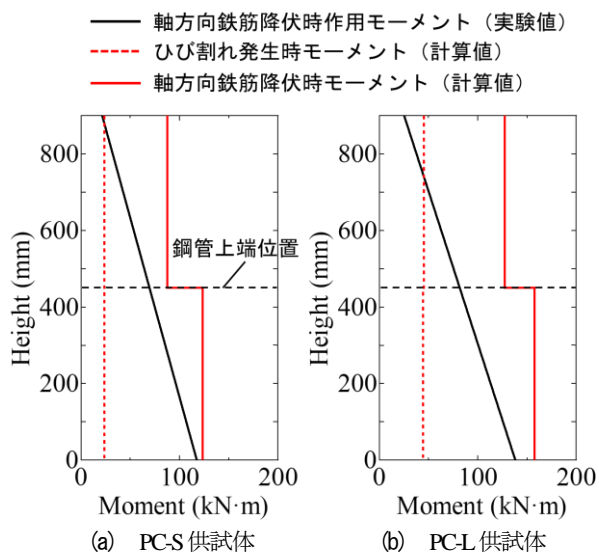


図-10 作用曲げモーメントと設計曲げモーメントの比較

部およびその内側のコンクリート部分を差し引いた外側 RC 部のせん断耐力を算出し、図中の青線で示した。図-9より、PC-L 供試体では、鋼管がない断面のせん断耐力は 215.7kN であるが、鋼管を有する断面では、外側 RC 部のせん断耐力は 179.9kN となり、作用せん断力 198.2kN を下回っていたため、斜めひび割れが発生した可能性がある。PC-S 供試体の斜めひび割れ発生原因についても同様の理由であると考えられる。なお、鋼管部のせん断耐力を複合構造標準示方書[設計編]¹²⁾により算出すると 375.9kN となり、作用せん断力を大幅に上回るため、外側 RC 部に斜めひび割れが発生したもののせん断破壊には至らなかったと考えられる。

次に、鋼管上端位置に発生した水平曲げひび割れの発生原因について考察する。前述したように、鋼管上端位置では曲げ耐力が減少するので、RC 橋脚における段落しのような状態となっていた可能性がある。そのため、鋼管を有する断面と柱上部の RC 断面でそれぞれ断面計算を行い、実験値との比較を行った。図-10 は断面計算により算出したひび割れ発生時および軸方向鉄筋降伏時の曲げモーメントと、実験における軸方向鉄筋降伏時の作用曲げモーメントを高さ方向で比較した図である。ここで、軸方向鉄筋降伏時の作用曲げモーメントは線形分布と仮定した。実験ではひび割れ発生荷重を確認していないが、降伏時には既に鋼管上端位置に曲げひび割れが発生しており、図-10 より、PC-S、PC-L 供試体では、軸方向鉄筋降伏時に鋼管上端位置においても作用モーメントがひび割れ発生モーメントを上回るため、鋼管上端位置に曲げひび割れが発生したと考えられる。このとき、作用曲げモーメントは軸方向鉄筋降伏モーメントに達していないが、荷重に伴い作用モーメントが増加し、鋼管上端位置で鉄筋の塑性化が生じたことで、大きな曲げひび割れが生じた可能性がある。

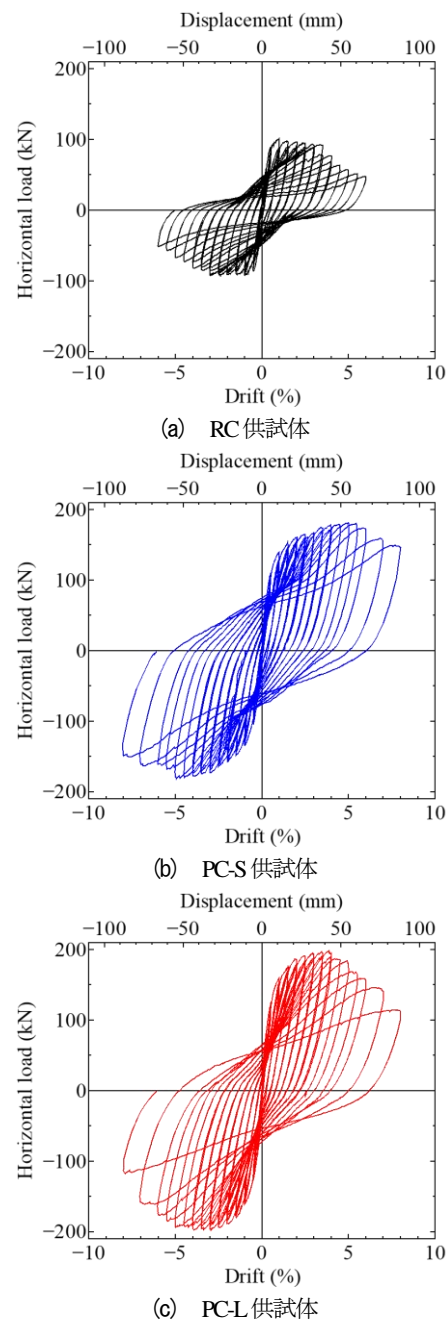


図-11 荷重-変位関係

以上より、鋼管配置によるせん断耐力の減少や鋼管上端位置における曲げ耐力の急変が要因となり、せん断斜めひび割れが発生したと考えられる。

(5) 耐力および変形性能

図-11に各供試体の荷重-変位関係の履歴曲線を示す。また、履歴曲線の包絡線の比較を図-12に示す。包絡線は荷重-変位関係の1サイクル目における荷重の最大値をプロットした図である。図の横軸には水平変位および橋脚高さに対する水平変位の比であるドリフトを示している。各供試体の最大荷重を正載荷側と負載荷側の平均値で比較すると、RC、PC-S、PC-L供試体でそれぞれ97kN、182kN、198kNである。鋼管を有するPC-S供試体はRC供

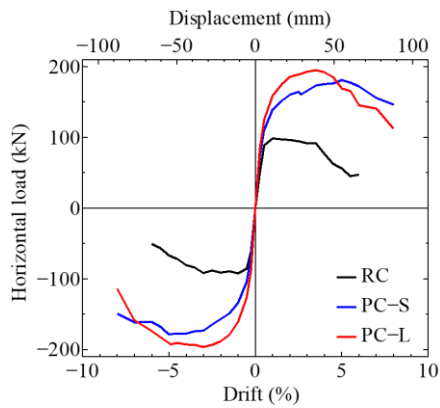


図-12 荷重-変位関係包絡線の比較

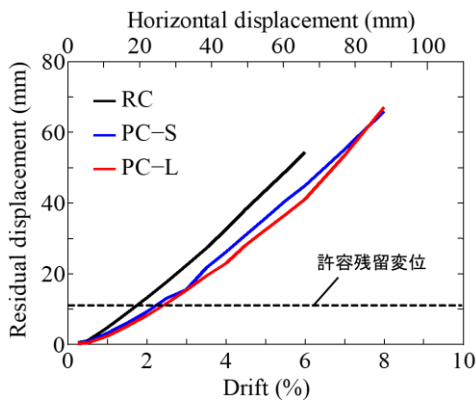
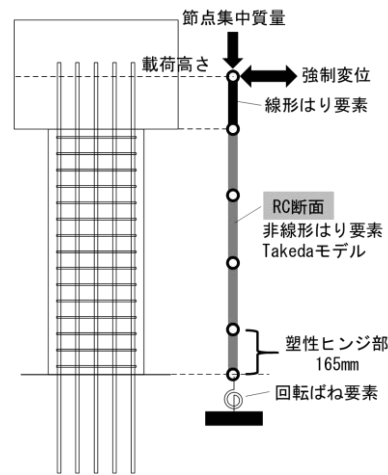


図-13 残留変位の比較

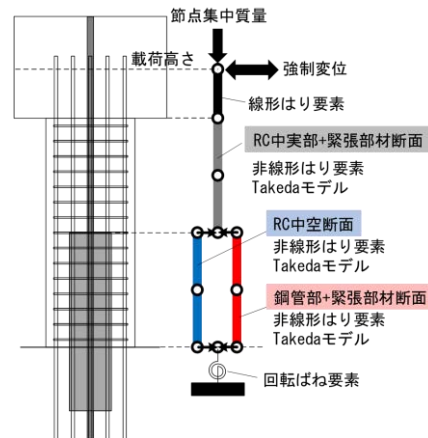
試体に比べて約87%最大荷重が高いが、これは鋼管が耐力増加に寄与したためである。同じ構造で緊張力の大きさを変えたPC-SおよびPC-L供試体を比較すると、PC-L供試体の方が最大荷重は約6%大きい。これは、軸力の増加によって曲げ耐力が増加するためであり、N-M相関曲線より明らかである。最大荷重付近で安定していた荷重が低下し始めた変位を確認すると、RC供試体ではドリフト4.0%であるのに対してPC-S供試体ではドリフト6.0%と、大きい変位まで水平荷重を保持していることから、PC-S供試体は鋼管を配置することで、RC供試体よりじん性を有することがわかる。PC-L供試体は荷重が低下し始めた荷重がドリフト4.5%と、同じ構造で緊張力が小さいPC-S供試体よりも早期に荷重が低下した。これはPC-L供試体は、PC-S供試体と同様に鋼管を有するものの、導入軸力が大きいので、コンクリートの圧壊や主鉄筋の座屈が助長されたからであると考えられる。

(6) 残留変位

図-13は各供試体の残留変位を正載荷側と負載荷側の平均値で比較した図であり、横軸に荷重変位、縦軸に残留変位を示している。残留変位は、1サイクル目における荷重変位に対して、荷重を除荷して荷重が0のときの水平変位である。図中には道路橋示方書で橋脚高さの1/100と定められている許容残留変位を示した。ドリフ



(a) RC 供試体



(a) PC 供試体

図-14 解析モデル

ト6.0%荷重時の残留変位を比較すると、RC供試体、PC-S供試体、PC-L供試体でそれぞれ、54mm、45mm、41mmとなり、PC-L供試体の残留変位が最も小さかった。しかしながら、PC橋脚は従来型RC橋脚の2割程度しか残留変位が低減されていない。また、許容残留変位を上回った荷重変位は、RC供試体ではドリフト2.0%、PC-SおよびPC-L供試体ではドリフト2.5%となり、荷重変位が小さい段階で許容残留変位を上回っており、PC橋脚では復旧性能の向上が期待できる程、残留変位は低減されなかった。また導入する緊張力を変えたPC-S、PC-L供試体間において、残留変位に有意な差はなかった。本研究では鋼管をフーチングに埋め込んで配置したことによる鋼管の塑性化や、鋼管板厚が大きいことが原因となり、プレストレスによる残留変位低減効果が効果的に発揮されなかった可能性がある。

5. 正負交番荷重実験の再現解析

(1) 解析概要および解析モデル

橋脚供試体の解析モデルを図-14に示す。橋脚躯体部

には RC 構造の繰り返し荷重作用下で剛性低下を考慮できる Takeda モデル¹³⁾を使用した。柱頭部は線形はり要素とし、橋脚基部には軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚の回転変形を考慮するために線形回転ばね要素を設けた。柱頭部の節点には鋼製錘の質量を節点集中質量として与え、載荷位置には実験と同じ繰り返し回数で強制変位を与えた。RC 供試体では、塑性ヒンジ長を考慮し基部の要素長を 165mm とした。PC 供試体では、躯体部の長さ 900mm を 4 つに等分し、ひとつの要素長を 225mm とした。PC 供試体は曲げ変形時に鋼管部と外側 RC 部の縁が切れ、それぞれが分離して挙動すると考えられる。そのため、鋼管を有する断面では、鋼管部分を差し引いた RC 中空断面の要素と、コンクリート充填鋼管および緊張部材から構成される断面の要素に分け、2 つの要素を橋脚基部と鋼管上端位置でそれぞれを重ね合わせてモデル化した。

Takeda モデルに与えるパラメーターは、各断面の断面計算で算出した M- ϕ 関係の骨格曲線をもとに決めた。また、PC 橋脚の基部を構成する 2 つの要素においては、断面に作用する軸力をそれぞれの断面積の割合に応じて分配し、断面計算時の軸力として与えた。

断面計算に用いた材料モデルについては、鉄筋および鋼管にはバイリニア型モデルを使用し、緊張部材には線形モデルを用いた。与えた緊張力はプレストレスを考慮し、導入時の 90% とした。コンクリート材料モデルの骨格曲線には星隈ら¹⁴⁾の提案式を用い、帯鉄筋による横拘束効果を考慮した。また、鋼管内部の充填コンクリートは、最大圧縮時以降は最大圧縮応力を維持するものとし、最大圧縮応力および最大圧縮時ひずみは、複合構造標準示方書[設計編]¹²⁾に記載の次式により算出した。

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_1}{f'_{ck}}} - \frac{2f'_1}{f'_{ck}} - 1.254 \right) \quad (2)$$

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 \left\{ 1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} \right) \right\} \quad (3)$$

ここで、 f'_{cc} は最大圧縮応力、 ε'_{cc} は最大圧縮時ひずみ、 f'_c はコンクリートの圧縮強度、 f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度の特性値、 f'_1 は鋼管による拘束応力度で、次式により求められる。

$$f'_1 = \frac{2 \cdot t \cdot \alpha \cdot f_{sy}}{D - 2t} \quad (4)$$

ここで、 t は鋼管の板厚、 f_{sy} は鋼管の降伏強度、 D は鋼管の外径である。 α は mises の降伏条件を考慮した係数で、本研究と同様にコンクリート充填鋼管部を有する植村ら⁴⁾の研究や、鋼管に拘束された充填コンクリートの材料構成則に関する Sakino ら¹⁵⁾の研究を参考に 0.19 とした。

Takeda モデルにおいて除荷履歴を再現するために重要である除荷剛性 K_r は次式により与えられる。

$$K_r = K_y \left(\frac{\phi_y}{\phi_{max}} \right)^\alpha \quad (5)$$

ここに、 K_y は降伏剛性、 ϕ_y は降伏曲率、 ϕ_{max} は経験最大曲率であり、除荷剛性の低下度合いを表すパラメーター α は Takeda ら¹³⁾の研究を参考に 0.4 とした。

(2) 解析結果

解析結果の荷重-変位関係を実験結果と合わせて図-15 に示す。RC 供試体については、コンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈によって荷重が低下し始めるドリフト 3.5% までの解析結果を表示した。また、表-1 に実験での最大荷重時における解析値との荷重の比較を正載荷側と負載荷側の平均値で示した。

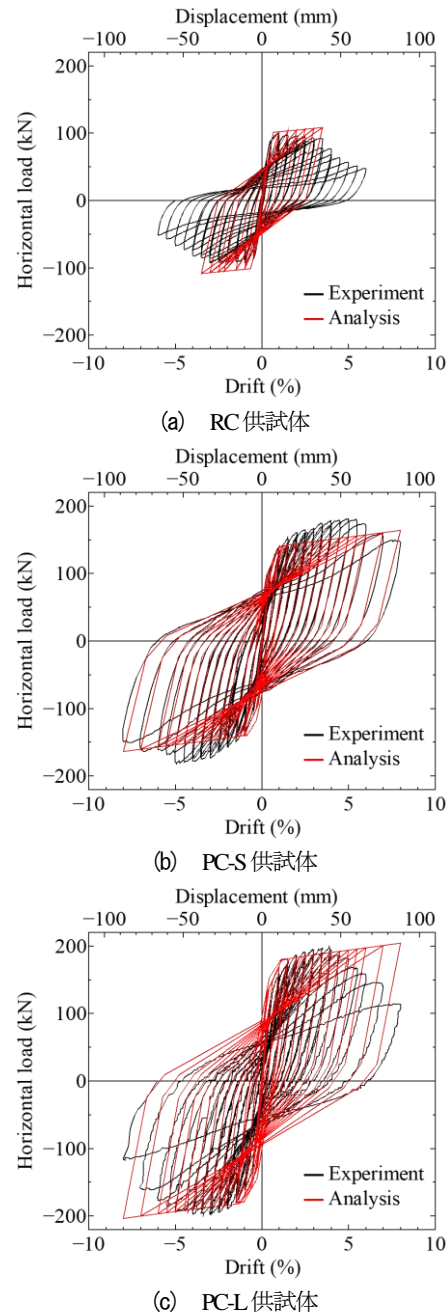


図-11 荷重-変位関係

表-1 最大荷重時における解析値との荷重の比較

	解析値 (kN)	実験値 (kN)
RC	102.1	97.0
PC-S	154.0	181.5
PC-L	190.3	198.2

図-15 より、RC 供試体は負荷側で荷重が 10kN 程度大きいものの、正荷側では最大荷重が良く一致している。除荷履歴についても精度よく再現できている。PC-S 供試体では、最大荷重時の荷重が解析値は実験値よりも約 30kN 小さいが、PC-L 供試体では最大荷重時の荷重が概ね一致している。実験における PC 橋脚では軸方向鉄筋降伏後に二次勾配が発現しており、橋脚の変形に伴う緊張部材による軸力の増加によるものと考えられる。鋼管やコンクリート、緊張部材の載荷前状態における特性をもとに設定した Takeda モデルの解析では、橋脚の変形に伴う緊張部材の軸力変動の影響が考慮されておらず、二次勾配や最大荷重を良く再現できなかったと考えられる。また、本解析では RC 橋脚および PC 橋脚共に Takeda モデル除荷剛性の低下度 α を 0.4 とすることで、一般的な RC 橋脚だけでなく、断面に鋼管や緊張部材を配置した PC 橋脚でも、実験の除荷履歴をよく表すことができた。

6. 結論

本研究では、地震後の復旧性能の向上を目指し、断面に鋼管を配置した PC 橋脚を提案し、正負交番載荷実験を実施することにより、基本的な耐震性能や復旧性能を検証した。また Takeda モデルを用いた再現解析を実施し耐荷挙動を検証した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

1. 鋼管を有する PC 橋脚は、多数の斜めひび割れが発生したが、鋼管に大きな損傷が確認されず、鋼管外側の部分が損傷したとしても、橋脚コア部のみで自立可能なため、地震後の橋脚基部損傷部の補修が可能である。
2. PC 橋脚では、曲げ変形時に断面コア部の鋼管部と外側の RC 部が分離して挙動することによるせん断耐力の減少や、鋼管上端位置における曲げ耐力の急変が原因となり斜めひび割れが発生した可能性がある。
3. 提案する PC 橋脚は一般的な RC 橋脚よりも鋼管を有する分、変形性能が向上し、じん性のある構造である。しかし、導入する緊張力を大きくすると早期にコンクリートが圧壊して荷重が低下した。
4. PC 橋脚の残留変位は一般的な RC 橋脚の 2 割程度し

か低減されず、復旧性能が向上する程の残留変位低減効果は確認されなかった。

5. Takeda モデルを用いた実験の再現解析では、橋脚の変形に伴う緊張部材の軸力変動の影響が考慮できないため、実験における二次勾配を再現できない問題点があるものの、除荷履歴や最大荷重をある程度再現できた。

謝辞：本研究は科学研究費補助金基盤研究(A) 20H00255 の助成を受けて実施した。また、宇都宮大学構造研究室の学生である出町元大氏、吉川遼氏には実験で多大なる協力を頂いた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

REFERENCES

- 1) 幸左賢二, 小野紘一, 藤井康男, 田中克典: 被災 RC 橋脚の残留変位に関する研究, 土木学会論文集, No.627, pp.193-203, 1999. [Kosa, K., Ono, K., Fujii, Y. and Tanaka, K.: Analyses of residual displacement at earthquake-damaged piers, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, No.627, pp.193-203, 1999.]
- 2) 大住道生, 星隈順一: 熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.121-128, 2017. [Ohsumi, M. and Hoshikuma, J.: Factor Analysis Based on Damage Scars of Road Bridges Damaged by Kumamoto Earthquake, *25th Symposium on Seismic Design of Bridges*, pp.121-128, 2017.]
- 3) 藤倉修一, 忍田祥太, 臼井祐太, 中島章典, 浦川洋介: レベル 2 地震損傷後に修復可能な RC 橋脚の提案および実験的検証, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4, I_591-I_601, 2019. [Fujikura, S., Oshida, S., Usui, Y., Nguyen, M. H., Nakajima, A. and Urakawa, Y.: Seismic performance of repairable reinforced column under level 2 earthquake, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers A1 (Structure and Earthquake Engineering)*, Vol.75, No.4, I_591-I_601, 2019.]
- 4) 西根幸輝, 植村佳大, 高橋良和: 復旧時の死荷重支持機構を埋め込んだ RC 単柱に対する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.4, I_348-I_359, 2021. [Nishine, K., Uemura, K. and Takahashi, Y., Experimental study on single RC column with embedded dead weight support mechanism during recovery, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers A1 (Structure and Earthquake Engineering)*, Vol.77, No.4, I_348-I_359, 2021.]
- 5) 植村佳大, 五島健斗, 高橋良和: 復旧時の要求性能を実現するコンクリートヒンジの開発とそれを埋め込んだ RC 柱の正負交番載荷実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.4, I_266-I_283, 2021. [Uemura, K., Goto, K. and Takahashi, Y.: Development of concrete hinge with recovery performance and cyclic loading test on RC column with the concrete hinge, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers A1 (Structure and Earthquake Engineering)*, Vol.77, No.4, I_266-I_283, 2021.]

- 6) 睦好宏史, W. A. Zatar, 牧剛史: プレストレスを導入した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状, 土木学会論文集, No.669, pp.27-38, 2001. [Mutsuyoshi, H., Zatar, W. A. and Maki, T.: Seismic behavior of partially prestressed concrete piers, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, No.669, pp.27-38, 2001.]
- 7) 堺淳一, Stephen A. MAHIN, JEONG, H.: 振動台加震実験による残留変位低減型 RC 橋脚の地震応答特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.713-728, 2006.10. [Sakai, J., Mahin, S. A. and Jeong, H.: Shake table tests of reinforced concrete bridge columns that re-center following earthquakes, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers A*, Vol.62, No.4, pp.713-728, 2006.10.]
- 8) Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A.: Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol.38, No.3, pp.331-354, 2009.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, 2017.]
- 10) 道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例-, 社団法人日本道路協会, 1998.1. [Japan Road Association: Document on seismic design of road bridges - Calculation examples of seismic design for PC ramen bridges, RC arch bridges, PC cable-stayed bridges, underground continuous wall foundations, deep foundations, etc.-, 1998.1.]
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編], 2017. [Japan Society of Civil Engineers: Standard specifications for concrete structures, 2017.]
- 12) 土木学会: 複合構造標準示方書[設計編], 2014. [Japan Society of Civil Engineers: Standard specifications for hybrid structures, 2014.]
- 13) Takeda, T., Sozen, A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the structural division*, Vol.96, No.12, pp.2557-2573, 1970.
- 14) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520, pp.1-11, 1995. [Hoshikuma, J., Kawashima, K. and Nagaya, K.: A stress-strain model for reinforced concrete columns confined by lateral reinforcement, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, No.520, pp.1-11, 1995.]
- 15) Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. and Nishiyama, I.: Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns, *Journal of structural engineering*, Vol.130, No.2, pp.180-188, 2004.

SEISMIC RESISTANCE OF PC COLUMNS THAT IMPROVE POST-EARTHQUAKE RECOVERY PERFORMANCE

Hikaru FUJIOKA, Shuichi FUJIKURA, Visal THAY, Shigeki UNJOH and Hiroshi WATASE

This study aims to improve the recovery performance of bridge columns after earthquake, and proposes a PC column structure that reduces residual displacement by prestressing and that enables quick repair of damaged parts by arranging steel tube in the cross-section core. The basic seismic performance and recovery performance of the proposed column were verified by conducting cyclic loading test. As a result of test, it was not confirmed that the residual displacement was reduced enough to improve the recovery performance. After the cyclic loading test, no damage such as fracture or buckling was found in the steel tube, and it was confirmed that if the residual displacement can be reduced, the damaged part can be repaired immediately after the earthquake. The analysis reproduced the experimental results to some extent, although there was a problem that the Takeda model could not take into account the effect of axial force fluctuations in the tension members.