

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実験的研究

藤岡 光¹・藤倉 修一²・Thay Visal³・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）

²正会員 PhD 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）

³正会員 博（工） 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）

⁴正会員 博（工） 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）

⁵正会員 博（工） オリエンタル白石株式会社 技術研究所所長（〒321-4367 栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5）

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、上部構造に損傷が生じていなくても、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った¹⁾。これらの被害から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、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。

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。

2. 本研究におけるPC橋脚のコンセプト

本研究で提案する PC 橋脚供試体を図-1 に RC 橋脚供試体と合わせて示し、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。提案構造は、地震後の復旧性能向上を目指して、大きく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外側の鉄筋コンクリート（RC）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、充填コンクリート部は鋼管で拘束されているため損傷が限定的である。地震後に残留変位を低減できれば、図-2 のように、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、損傷した鉄筋コンクリート部のみを補修す

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-1 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⁴⁾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。上部構造の自重を 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、鋼管の直径を決めた。

各供試体の断面は $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 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。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/mm^2 、 36.8N/mm^2 、 39.5N/mm^2 であった。軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ、 356N/mm^2 、 350N/mm^2 、鋼管には一般構造用炭素鋼鋼管 (STK 400) を使用し、降伏強度は 345N/mm^2 、引張強度は 457N/mm^2 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/mm^2 、弾性係数は 164kN/mm^2 である。

(2) 実験方法

図-3 に载荷状況を示す。载荷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、正負交番载荷を行った。図-3 より载荷方向は NS 方向で、S 面側が圧縮となる場合を正载荷、その反対側を負载荷と定義した。载荷高さは橋脚基部から 1100mm の位置である。载荷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、ドリフト $0.5\% \sim 3.0\%$ は 3 回、ドリフト $3.5\% \sim 4.0\%$ は 2 回、ドリフト 4.5% 以降は

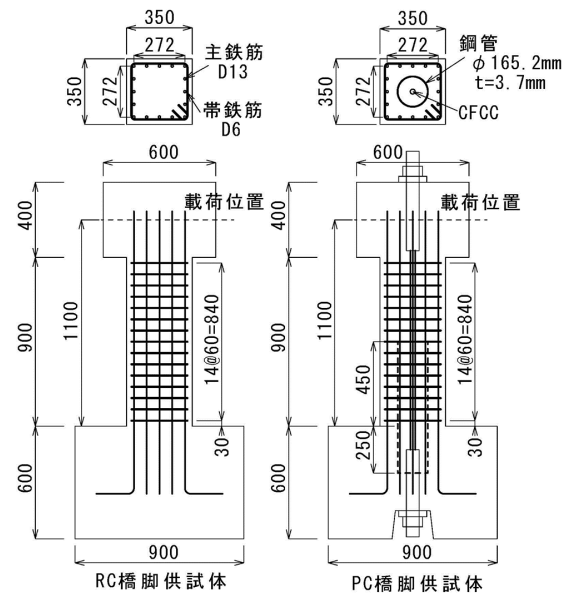


図-1 橋脚供試体

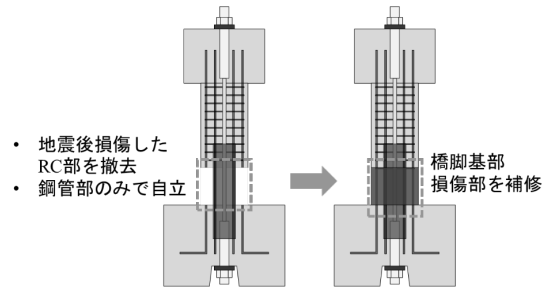


図-2 地震後の復旧過程

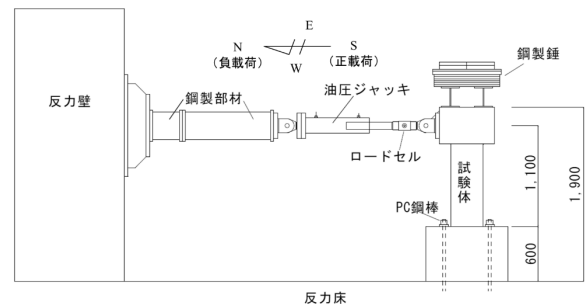


図-3 载荷状況

1 回とした。なお、主鉄筋のひずみゲージ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 uploads し、橋脚断面に作用する軸応力は 0.19N/mm^2 である。

4. 損傷状況

RC 供試体ではドリフト 6.0% 载荷時に、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% 载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-4 はドリフト 3.0% 载荷時の载荷方向に対する側面である

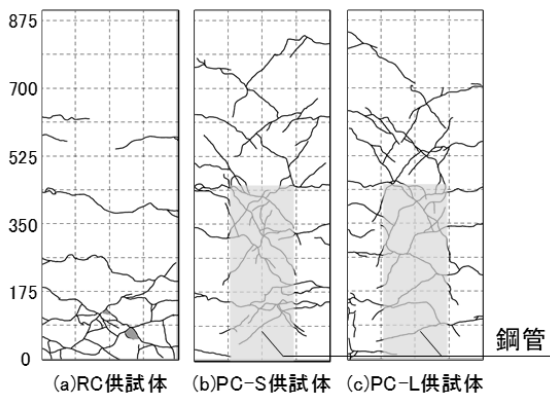
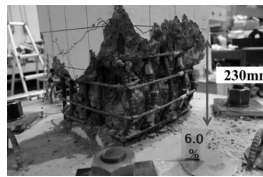
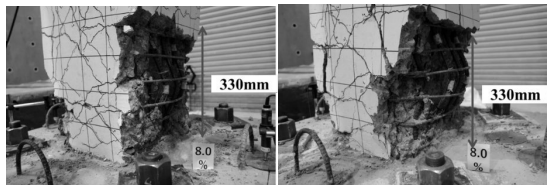


図-4 損傷状況 (ドリフト3.0%載荷時)



(a) RC供試体



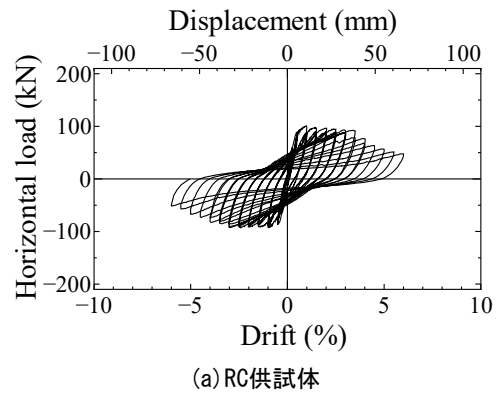
(b) PS-S供試体

(c) PC-L供試体

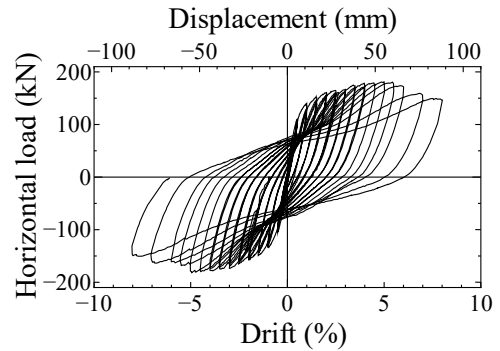
図-5 損傷写真 (載荷終了時)

W面における損傷状況で、損傷図には87.5mm間隔のメッシュを記入している。図-5には載荷終了時の損傷の状況を示す。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%になると主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落によって、載荷終了時にはかぶりコンクリートが高さ約230mmの範囲で剥落していた。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すると、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で鋼管上端の高さ位置周辺で多数の斜めひび割れが発生した。しかしその後の載荷では、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、鋼管は既に降伏していたものの座屈や破断などの大きな損傷が確認されず、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ことが示された。

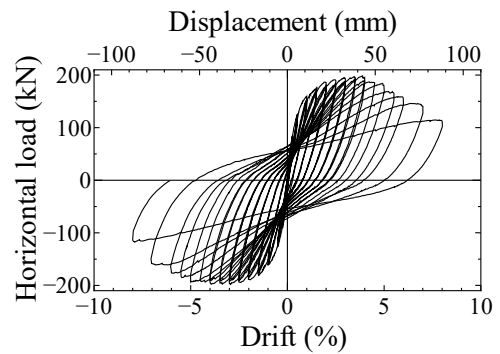
5. 耐力および変形性能



(a) RC供試体



(b) PS-S供試体



(c) PC-L供試体

図-6 荷重-変位関係の履歴曲線

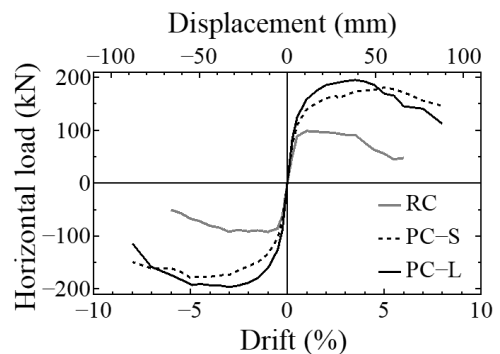


図-7 履歴曲線の包絡線の比較

図-6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-7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

負荷側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載荷がドリフト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-8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、横軸に載荷変位、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載荷変位に対して、荷重を除荷して荷重が0のときの水平変位である。ドリフト6.0%載荷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ず、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。そのため、鋼管をフーチング上端から配置して鋼管の塑性化を抑える、鋼管板厚を小さくして鋼材比を低減する等の検討が必要である。

7. 結論

本研究では、地震後の復旧性能の向上を目指し、

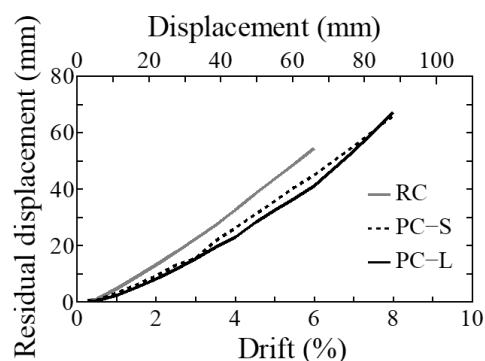


図-8 残留変位の比較

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。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、地震後の橋脚基部損傷部の補修が可能である。
2. 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する。
3. 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が、鋼管配置位置や鋼材比を小さくすれば、効果的に残留変位を低減できる可能性がある。

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。

参考文献

- 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。
- 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。
- 3) 藤倉修一、忍田祥太、白井祐太、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。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，2017。