## 0.2 G 相当の復元力を有するコンクリート ヒンジを埋め込んだ RC 柱に関する研究

植村 佳大1·五島 健斗2·高橋 良和3

<sup>1</sup>正会員 京都大学助教 京都大学工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂) E-mail: uemura.keita.3n@kyoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 東京セキスイハイム株式会社 (〒110-0015 東京都台東区上野 4-27-3) E-mail: kento.gotou@sekisui.com

<sup>3</sup>正会員 京都大学教授 京都大学工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂) E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

橋梁構造の危機耐性実現に向けて,設計基準外事象に対する要求性能を確実に確保できる構造技術が求 められている.本研究では,復旧性向上の観点から,余震相当の地震力に抵抗可能な復元力として,0.2G 相当の復元力を有するコンクリートヒンジ構造を提案した後,その構造を柱内部に埋め込んだ RC 柱の正 負交番載荷実験を行った.その結果,コンクリートヒンジを鋼管で拘束し,内部にアンボンド高強度芯材 を配置することで,コンクリートヒンジ単体で 0.2G相当の復元力が実現できることを確認した.また, その構造の復元力特性は、ファイバーモデルにより再現可能であることを示した.そしてその構造を RC 柱内部に埋め込んだ場合,柱に多数のせん断ひび割れが発生するものの,柱の荷重低下は発生せず,内部 のコンクリートヒンジの機能も維持されることを確認した.

Key Words: RC column, anti-catastrophe, concrete hinge, recoverability, cyclic loading test

#### 1. 背景

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震以降,設計基 準外事象 (Beyond Design Basis Events) に対して,確保され るべき安全性がたとえ損なわれた場合でも直ちに危機的 な状況に陥らないようにするべきとされる危機耐性<sup>1)</sup>の 概念が提唱された.そして近年,RC 柱の危機耐性の実 現に向けた構造技術の検討がいくつかなされている.

例えば、豊岡ら<sup>2,3</sup>は一連の検討の中で、橋梁構造物 の倒壊方向を制御する「倒壊方向制御構造」を提案し、 その構造が設計基準事象に対する人命損失の回避や復旧 性を考える上で有利であることを示している.また西村 ら<sup>4</sup>は、通常の設計基準を満たす橋梁に対して、慣性力 に抵抗せず、鉛直力のみを支持する自重補償柱を加える ことで、通常の柱が鉛直支持力を失った場合でも、鉛直 支持性能を維持することができる自重補償機構を提案し ている.菅野ら<sup>5</sup>は、大変形領域における RC 柱の耐震 性能向上を目的として、内巻きスパイラル構造を提案し、 コアコンクリートの拘束効果を高めることで、大変形領 域での柱の復元力維持を実現している.また筆者ら<sup>6</sup>は、 RC 柱基部に X 字状に配筋した鉄筋 (メナーゼヒンジ)を 埋め込んだ埋込メナーゼヒンジ RC 構造を提案し,大変 形領域における柱基部の構造ヒンジ機能を維持させて柱 の挙動の不確定性を低下させることで,設計基準外事象 に対する挙動の定性的な予測を可能としている.以上の ように,橋梁構造物の危機耐性を実現するため,設計基 準外事象に対する要求性能を確実に確保するための構造 技術開発が盛んに行われている.しかしながら,危機耐 性実現に向けた構造術開発の例は少ない上,それらの多 くは未だ検討段階であるため,より活発な技術開発が望 まれている<sup>ヵ</sup>.

そこで本研究では、地震後の復旧性向上を目的として、 余震相当の地震力に抵抗可能な復元力を有するコンクリ ートヒンジを柱内部に埋め込んだ RC 柱構造の開発を目 指す.具体的には、鋼管で拘束されたコンクリートヒン ジ構造を提案し、その構造単体での復元力特性およびそ の破壊性状の把握にむけた、正負交番載荷実験および数 値解析を実施する.その後、コンクリートヒンジを柱内 部に埋め込んだ RC 柱に対して正負交番載荷実験を行い、 鋼管で拘束したコンクリートヒンジを柱内部に埋め込む 影響について検討する.

#### 2. 提案構造について

## (1) 柱内部に埋め込むコンクリートヒンジの耐荷メカ ニズムについて

本研究では、地震後の復旧性向上を目的として、余震 相当の地震力に抵抗可能な復元力を有するコンクリート ヒンジを柱内部に埋め込んだ RC 柱構造の開発を目指す. ここで、一般的なコンクリートヒンジ構造の耐荷メカニ ズムを図-1に示す.図より、軸力作用下のコンクリート ヒンジの底面では、軸力に釣り合うようにコンクリート へ反力が作用している.これらの力の釣り合いが保たれ た状態で、コンクリートヒンジへの反力作用位置が断面 中心から偏心すると、コンクリートヒンジは復元力を発 揮する.そのため、コンクリートヒンジの断面積を大き くして、コンクリートヒンジへの圧縮反力の偏心量を増 加させることで、コンクリートヒンジの復元力を増加さ せることができる.

その一方で、コンクリートヒンジは、コンクリートの 圧縮抵抗力によってのみ、その復元力を発揮するため、 安定した復元力を期待するためには、コンクリートヒン ジ下端でのコンクリートの圧壊を抑制する必要がある。 そこで本研究では、鋼管でコンクリートヒンジを拘束す ることで、コンクリートヒンジの圧縮抵抗力を維持させ ることとする。そのため本論文では、検討対象とするコ ンクリートヒンジを「鋼管拘束コンクリートヒンジ」と 呼ぶこととする。

#### (2) 鋼管拘束コンクリートヒンジに期待する性能

本研究では、余震相当の地震力に抵抗するための復元 カとして、鋼管拘束コンクリートヒンジ単体に対して 0.2 G 相当の最大復元力を期待する.しかしながら、本 研究では、鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱内部に 埋め込むことを想定しているため、柱断面の大きさが制 約となり、鋼管拘束コンクリートヒンジの断面積増大の みで復元力をコントロールするのには限度がある.

そこで本研究では、家村ら<sup>8</sup>が提案した UBRC 構造を 参考に、鋼管拘束コンクリートヒンジの中心にアンボン ド高強度芯材を配置し、芯材の弾性的な引張力による鋼 管拘束コンクリートヒンジへの作用軸力増加効果を利用 して、鋼管拘束コンクリートヒンジの復元力を増大させ る方法を採用する(図-2). その際、アンボンド芯材が発 揮する引張力は、芯材の径、材料特性および芯材の固定 高さでコントロールすることができ、鋼管拘束コンクリ ートヒンジに必要な復元力に応じて、各パラメータを決 定すればよい.

なお上記の構造は, PC 鋼棒によるポストテンション とコンクリート柱のロッキング挙動により,柱の残留変 位低減を狙うロッキング橋脚と類似した構造であるとい



図-1 コンクリートヒンジ構造の耐荷メカニズム



図-2 アンボンド高強度芯材によるコンクリートヒンジ への付加軸力

える.しかしながら、本論文で提案する鋼管拘束コンク リートヒンジでは、大変形領域においてもアンボンド高 強度芯材の弾性的な作用を期待するため、アンボンド高 強度芯材にポストテンションは与えず、あくまで柱底面 のコンクリートの反力の偏心にともない引張力が発揮さ れることを期待している.

### (3) 柱内部に埋め込む際の鋼管拘束コンクリートヒン ジの配置位置について

本提案構造では、単体で 0.2 G 相当の最大復元力を有 する鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱内部に埋め込 む (図-3(a)). 一方で、本構造のように、柱内部に鋼管を 埋め込んだ構造は、過去に藤倉ら<sup>9</sup>が提案している (図-3(b)). この構造では、鋼管 (文献では CFT 柱) がフーチ ング内部まで配置されており、RC 柱の変形時に鋼管が 引張力を発揮し、復元力に寄与することが確認されてい る.しかし、引張力が作用することで、内部鋼管が塑性 化し、柱基部で早期に座屈・破断したことが確認された. 設計基準事象に対して鋼管が座屈すると、鋼管のコンク リート拘束効果を喪失する恐れがある.そのため、本研 究での提案構造では、RC 柱の変形時に鋼管が塑性化し て座屈しないよう、鋼管をフーチング内部には配置せず、 鋼管拘束コンクリートヒンジの底面とフーチングの上面 が一致するよう配置することとした.

また、鋼管拘束コンクリートヒンジを柱内部に配置し



図-3 提案構造における鋼管拘束コンクリートヒンジの 配置位置

た際,鋼管拘束コンクリートヒンジが剛体変形すること で,RC柱の変形が拘束され,RC柱の柱高さ0mmの位 置に変形が集中してしまう恐れがある.そのため,本 提案構造では,鋼管拘束コンクリートヒンジと周囲の RC柱は鋼管上端のみで結合し,鋼管とRC柱との付着補 強は行わず,鋼管拘束コンクリートヒンジ部とRC柱部 を分離して挙動させることで,RC柱が剛体変形しない ような構造とした.

# (4) 鋼管拘束コンクリートヒンジ基部でのせん断ずれの防止

筆者らは、過去の研究 <sup>®</sup>で、現行の耐震設計を満たす RC 橋脚の模型試験体に対して正負交番載荷実験を行い、 軸方向鉄筋の座屈発生後に塑性ヒンジの損傷が顕著にな ると、柱基部でせん断変形が発生することを確認した. 塑性ヒンジ部におけるせん断変形は、不確定性の高い現 象であり、設計基準外事象に対する RC 柱の挙動予測を 困難にすると考えられる.



図-4 鋼管下端に接合するずれ止めせん断キー

そこで本研究では、大変形時における柱基部でのせん 断変形の防止が、設計基準外事象に対する RC 柱の挙動 の不確定性低下につながると考え、鋼管拘束コンクリー トヒンジ単体で応答した場合でも、柱基部でせん断ずれ が発生しないよう対策を施す.具体的には、鋼管下端に ずれ止めせん断キーを接合することで、鋼管コンクリー トヒンジ下端でのせん断ずれを防止する(図-4).

せん断キーの設計に関しては、せん断キーに作用する せん断力に応じて、必要となるせん断キーの本数・径を 決定する.また、せん断キーがせん断抵抗力を発揮する 際、せん断キー前面のフーチングコンクリートが支圧破 壊しないよう根入れ深さを決定する.また、設計基準事 象においてせん断キーに引張力が作用することで、鋼管 へ引張力を伝達し、鋼管の塑性化を引き起こす可能性が あるため、せん断キーにはアンボンド処理を施すことと する.

## 3. 鋼管拘束コンクリートヒンジに対する正負交 番載荷実験概要

#### (1) 実験供試体

本実験では、CHおよび UBCHの計2体の実験供試体 を製作した. CH では、高強度芯材を配置しないときの 鋼管拘束コンクリートヒンジの復元力特性および変形性 能の把握を目的とする. 図-5(a) に CH の断面図および側 面図を示す.この供試体の 1D 区間には軸方向鉄筋とか ぶりコンクリートがなく、1D区間が露出した鋼管と鋼 管内の充填コンクリートのみにより構成されている.鋼 管の材料は SS400 を使用し,外径は 220mm,厚さは 3.2mm のものを使用した. 2.(3)でも述べたように、鋼管 底面はフーチング上面 に合わせて配置され,鋼管上端 は柱高さ600mmとなっている.なお1D区間以外は,筆 者らが過去に実施した実験®の標準供試体C50-STと同様 の軸方向鉄筋および帯鉄筋の配筋となっている. また、 せん断キーとして, SD345 D19 の鉄筋4本を鋼管下端に 溶接し、フーチングへの根入れ深さを 50mm とした. そ の際、標準供試体 C50-ST の実験結果を参考に、柱基部 のせん断変形が発生した時の作用水平力を、せん断キー



(b) UBCH 図-5 供試体の断面図および側面図

への作用せん断力として設計を行っている. また 2.(4) で述べたように、せん断キーにはアンボンド処理を施し ている.

また、UBCHは、鋼管拘束コンクリートヒンジとアン ボンド高強度芯材を組み合わせた供試体であり、芯材に よる軸力付加が、鋼管拘束コンクリートヒンジの復元力 ヘ与える影響について検討する.図-5(b)にUBCHの断面 図および側面図を示す.図より、芯材が配置されている 以外は、CHと同様の構造を採用している.なお、芯材 にはPC鋼棒C種1号を採用し、芯材径は ¢23mm とした. また、芯材はフーチング内の柱高さ-250mmの位置と柱 高さ550mmの位置で固定した.

なお、コンクリートには、セメントが早強ポルトラン ドセメント、スランプ18cm,粗骨材の最大寸法15mmの ものを用いた.コンクリートの圧縮強度は、テストピー スによる材料試験の結果、CH で 32.7MPa、UBCH で 26.2MPであった.

#### (2) 載荷方法

載荷は正負交番載荷とし,基準振幅を 5mm として, その整数倍の変位振幅での繰り返し載荷を行った.載荷 回数は,繰り返し回数を3回とした.なお,UBCHでは, 変位振幅70mm以降は基準振幅を10mmとし,繰り返し 回数を1回として正負交番載荷を行った.また水平載荷 位置は柱高さ1050mmとし,載荷軸応力は1.0MPa(載荷 軸力=100kN)とした.

#### (3) 測定データ

供試体の各変形状態における復元力を得るため,アク チュエータに設置されているロードセルにより供試体の 載荷位置における復元力及び軸力を測定した.また,供 試体の載荷位置における水平変位を計測するため,供試 体の載荷位置にワイヤ式変位計を設置した.また,鋼管 および芯材のひずみをひずみゲージにより測定した.

## 4. 鋼管拘束コンクリートヒンジに対する正負交 番載荷実験の結果と考察

#### (1) 荷重-変位関係

各供試体の荷重-変位関係を図-6 に示す. 図より, CHでは,変位振幅15mm付近で最大荷重を示した(正最 大荷重:8.2kN,負最大荷重:-9.3kN).変位振幅15mm以 降の変形領域では, *P-4*効果により荷重低下を示した.

それに対し、UBCHでは、変位振幅が110mmとなって も荷重低下は発生せず、約 18kN の最大荷重を示した. また、10mm、30mm、60mm の変位振幅での履歴ループ を見ても(図-7)、UBCHはCHと比較して正の復元力が付 加されていることがわかる. さらに、UBCH の最大荷重 18kNは、余震程度の地震力とされる 0.2 G の復元力に相 当する.以上より、本実験では、アンボンド高強度芯材 を配置することにより、鋼管拘束コンクリートヒンジの 最大荷重を 2 倍以上増加させ、結果として 0.2 G 相当の 復元力を発揮させることができたといえる.

#### (2) アンボンド高強度芯材が発揮した引張力

アンボンド高強度芯材のひずみの高さ方向分布を図-8 に示す.アンボンド高強度芯材の降伏ひずみは 5400 µ である芯材をアンボンド化したことにより,芯材のひず みが高さ方向に平滑化されており,芯材の塑性化が防止 されていることがわかる.アンボンド高

強度芯材の部材力-変位関係を図-9に示す.図より, 芯材が発揮した引張力は,柱変位の増加に伴い増大して おり,300kN以上の引張力を発揮している.そのため, 高強度芯材は,鋼管拘束コンクリートヒンジに作用軸力 の3倍近い軸力を付加させていたことになる.その結果, 4.(1)で述べたUBCHの最大荷重の増加が実現されたと考 えられる.



#### (3) 鋼管のひずみ

柱高さ25mmおよび125mmにおける鋼管の鉛直方向ひ ずみを図-10に、柱高さ25mmおよび125mmにおける鋼 管の周長方向ひずみを図-11に示す.本供試体では、鋼 管底面とフーチングとの縁を切ることで、鋼管に引張力 を伝達させず、鋼管の塑性化の防止を狙っていた.図よ



り、両供試体ともに鉛直方向の引張変形による塑性化は 発生しておらず、鋼管底面とフーチングとの縁を切った 効果が確認された.その一方で、柱高さ25mmの載荷面 と載荷裏面における鉛直方向ひずみと周長方向ひずみの 値が、降伏ひずみを大きく上回っている様子が確認でき る.これは、柱の変形に伴い、鋼管の縁がフーチング上 面に接触したためであると考えられる.そこで、この圧 縮ひずみが鋼管拘束コンクリートヒンジの機能に与えた 影響について、次項にて考察する.

#### (4) 鋼管および鋼管内部のコンクリートの損傷状況

実験終了後,鋼管表面のひずみゲージを除去したのち に観察を行うと,CHの載荷面裏側における柱高さ 25mm 付近でわずかなはらみ出しを確認した.一方, UBCHでは,変位振幅 60mm 時に底面付近での鋼管のは らみ出しが確認され,変位振幅の増大とともに鋼管のは らみ出しも大きくなっていった.

しかしながら,両供試体ともに,鋼管内部の充填コン クリートにおいて,顕著なひび割れ等の損傷は確認され なかった.そのため,4.(3)で述べた,鋼管の縁とフー チング上面が接触することで生じた鋼管の塑性化,およ び上述した鋼管のはらみ出しの影響は小さく,鋼管で拘 束することで,内部のコンクリートヒンジの顕著な損傷 が防止されたと判断できる.

## (5) 鋼管拘束コンクリートヒンジ底面とフーチング上 面の損傷状況

載荷終了後,両供試体の柱部分をフーチングから取り 外し,鋼管拘束コンクリートヒンジ底面とフーチング上 面の観察を行った.それぞれの様子を図-12 に示す.図 より,両供試体ともに鋼管拘束コンクリートヒンジ底面 では,大きな損傷は確認されなかった.一方,フーチン グ上面に関しては,鋼管拘束コンクリートヒンジの縁と の接触部で一部コンクリートが粉上になっていたものの,



図-10 鋼管の鉛直方向ひずみ(引張:正)









(a) 鋼管拘束コンクリートヒ ンジ底面(CH)





(c) 鋼管拘束コンクリートヒンジ底面(UBCH)

(d) フーチング上面(UBCH)

図-12 鋼管拘束コンクリートヒンジ底面とフーチング上面の 損傷状況

フーチング上面のひび割れやせん断キーによる支圧破壊 など、大きな損傷は見られなかった.よって、鋼管で拘 束することで、コンクリートヒンジの底面における顕著 な損傷が防止され、UBCHにおける 0.2 G の復元力発揮 に繋がったといえる.

## 5. 鋼管拘束コンクリートヒンジが発揮する復元 カ特性に関する解析的検討

#### (1) 既往の研究

本研究で用いる鋼管拘束コンクリートのように、作用 軸力とコンクリートの圧縮反力との釣り合いで復元力を 発揮する構造に対する理論式や解析モデルは、これまで にいくつか提案されている.例えば、圧縮軸力と曲げを 受けるコンクリート継手に対し、Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup> は、継手断面の力の釣り合いとモーメントの釣り合いか ら断面の*M-φ*関係を算出し、継手部の圧縮力の影響範囲 *s*において *φ*が一定であると仮定して *θ=φs*という幾何学 的関係を利用することで、コンクリート継手の*M-θ*関係 を理論的に導出している.その際、継手部の圧縮力の影 響範囲 *s* は継手部の幅と同程度としてよいと述べている. また、鉄道構造物等設計標準・同解説-シールドトンネ ル<sup>11</sup>では、Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup>による提案式と同様の 方法により、コンクリート継手部の*M-θ*関係を規定して いる. その際、曲率 $\varphi$ を一定とする区間sは、継手部断面の圧縮縁から中立軸までの距離の2倍と仮定している.

また筆者ら<sup>10</sup>は、コンクリートヒンジの一種であるメ ナーゼヒンジの *M-0* 関係を算定する際、上述した Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup>と鉄道構造物等設計標準・同解説 ーシールドトンネル<sup>11)</sup>の手法が応用可能であることを示 している.また Pamparin ら<sup>13</sup>は、PC 梁と柱部の接合部 に対し、Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup>による手法と同様に接合 部断面の力とモーメントのつり合いを考え、接合部の断 面の曲率と回転角の関係を、(回転角)=(曲率)×(接合部 での軸方向鉄筋の引き抜け量)×2と仮定することで、*M*- $\theta$  関係が導出可能であることを示している.これは、 Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup>による提案式における圧縮力の影 響範囲 s を、接合部での軸方向鉄筋の引き抜け量の2倍 と仮定していると捉えることができる.

また、ポストテンション式のロッキング橋脚の $M-\theta$ 関係を算定するための解析モデルもいくつか提案されている. Mariott ら<sup>14)</sup>は、フーチングの上面と柱部底面の接触面に接触バネを設け、そのバネ剛性を、柱の回転剛性や接触断面の中立軸の移動量が Pampanin ら<sup>13)</sup>の提案式から導出される結果と合うように決定する手法を提案している. Zhanyu and Yuchen<sup>15</sup>)は、ロッキング橋脚底面の力とモーメントのつり合いから断面の $M-\phi$ 関係を算出し、断面の曲率と回転角の関係を、(回転角)=(曲率)×(塑性ヒンジ長)と仮定することで、 $M-\theta$ 関係を導出している. これは、上述の圧縮力の影響範囲 *s* が塑性ヒンジ長と等しい仮定していると捉えることができる.

また、Zhanyuら<sup>10</sup>は、プレキャストセグメントで構成 されたロッキング橋脚をファイバー要素によりモデル化 している.その際、セグメント同士の接触面の目開きは、 柱基部断面のコンクリートに引張応力がゼロとなる材料 モデルを用いることでモデル化している.また Wang ら <sup>17,18</sup>は、プレキャストセグメントで構成されたロッキン グ橋脚をファイバー要素によりモデル化する際、セグメ ント同士の接触面を、Zhao and Sritharan<sup>19</sup>が提案した Zerolength section element でモデルしている.Zero-length section element は、同じ座標上に位置する節点をつなぐ要素で あり、要素の軸変位・回転が断面の軸ひずみ・曲率と等 しいと仮定して計算を行う要素モデルである.すなわち、 Zero-length section element では、モデル上では長さのない 要素であるが、計算上は、要素長は単位長さとして処理 される.

#### (2) 本検討で用いる解析モデルについて

本研究で用いる解析モデルの概略図を図-13 に示す. 本検討では、鋼管拘束コンクリートヒンジ部および高強 度芯材部をファイバー要素でモデル化し、鋼管拘束コン クリートヒンジ底面とフーチング上面の接触面は、Zhen



らの検討に倣い, Zero-length section element でモデル化した. コンクリートの材料モデルには, Kent-Scott-Park モデルを採用し,除荷の際の履歴を描かない簡易的なモデルとした.また,複合構造標準示方書設計編<sup>20)</sup>で採用されている以下の式を用いて,鋼管内部のコンクリートの最大圧縮応力,およびそのときの圧縮ひずみを決定することで,鋼管の拘束効果を考慮した.

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

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 \left\{ 1 + 5(\frac{f'_{cc}}{f'_{cd}}) \right\}$$
(2)

ここに、 $f'_{cc}$ は鋼管により拘束されたコンクリートの最 大圧縮応力度、 $\epsilon'_{cc}$ は鋼管に拘束されたコンクリートの 最大圧縮強度時のひずみ、 $f'_{cd}$ はコンクリートの設計圧 縮応力度、 $f'_{ck}$ はコンクリートの圧縮強度の特性値であ る. また $f'_1$ は鋼管による拘束応力度であり、以下の式 で算出される.

$$f'_{1} = \frac{2 \cdot t \cdot \alpha \cdot f_{syd}}{D - 2t} \tag{3}$$

ここに、Dは鋼管外径、tは鋼管の板厚、 $f_{syd}$ は鋼管の 降伏強度である.また、 $\alpha$ は Mises の降伏条件を考慮し た係数であり、本検討では鋼管端部の固定がなく、鋼管 に引張応力が作用しないため、 $\alpha = 0.19$ とした.なお、 本検討では、コンクリートの応力低下は考慮しないこと とした.

また、鋼管の応力は Zero-length section element では考慮 せず、柱部の断面においてのみ考慮した.アンボンド高 強度芯材については、円形断面のファイバー要素でモデ ル化し、材料特性は完全弾塑性バイリニアとした.また、 柱高さ 320mm 以上の柱部は、実験供試体同様、RC 断面 としてモデル化した.拘束条件は、柱部下端および高強 度芯材下端を固定とし、高強度芯材の各節点には、水 平変位が同じ高さの鋼管拘束コンクリートヒンジ部の節 点に追従するような拘束条件を与えた.

なお、コンクリート同士の接触面の目開きのような、 接触面に変形が集中する構造をファイバー要素によりモ デル化する際は、ファイバーモデルの要素長により、接 触面の曲率と回転角との関係が決定される.すなわち、 接触面の要素長は、Leonhardt and Reinmann<sup>10</sup>による提案式 における圧縮力の影響範囲 *s* と同様の位置づけになると 捉えることができる.そのため、ファイバーモデルを用 いてコンクリート同士の接触面をモデル化の際は、適切 な要素長を設定する必要があるといえる.

しかし, 5.(1)で述べた Zhanyu ら<sup>10</sup>や Wang ら<sup>17,18</sup>の検 討では,ファイバーモデルにおけるコンクリート同士の 接触面の要素長の妥当性については議論されていない. そこで本検討では,計算上は要素長が単位長さとして処 理される Zero-length section element をコンクリートヒンジ 下端に用いた解析に加えて,コンクリートヒンジ下端の 要素長が解析結果に与える影響について併せて考察する.

#### (3) 解析結果

図-14 に数値解析により算出された荷重-変位関係を, 図-15にその荷重-変位関係の包絡線を示す.図-15より, CH および UBCH ともに,実験結果における荷重-変位 関係の骨格曲線を精度よく再現できているといえる.また,UBCH におけるアンボンド高強度芯材の部材力-柱 変位関係(図-16)についても,実験結果と良い一致を示 している.

しかしその一方で、CH および UBCH ともに、荷重-変位関係における履歴面積が過小となっていることがわ かる.ここで、過去のロッキング橋脚に対する実験的研 究<sup>20</sup>において、軸力比が 5%の場合は、橋脚下端の損傷 が軽微であり、概ね非線形弾性のような履歴を描くのに 対し、軸力比が 10%になると、橋脚下端のコンクリート 部の損傷が顕著になり、履歴面積が増大する様子が確認 されている.3.(2)で述べたように、本実験においては、 鋼管下端でコンクリートの顕著な損傷は確認されなかっ たが、鋼管拘束コンクリートとンジの縁とフーチング上 面との接触部で一部コンクリートが粉上になっている様 子が確認されている.そのため、本実験においても、接 触面のコンクリートの損傷によって、荷重一変位関係の



図-14 数値解析により算出された荷重-変位関係



図-15 数値解析により算出された荷重-変位関係の包絡線



図-16 数値解析により算出された UBCH におけるアンボン ド高強度芯材の部材力-柱変位関係

履歴面積が増加していた可能性が考えられる.そのため, 接触面のコンクリートの材料特性において,除荷時に履 歴を描かない簡易的な履歴モデルを用いたことにより, コンクリートの損傷が再現されなかったことが,荷重-変位関係の履歴面積を過少に算出した要因である可能性 が考えられる.

#### (4) 本解析における柱基部の要素長の影響

5.(2)で述べたように、本解析モデルでは、鋼管拘束コ ンクリートヒンジ底面とフーチング上面の接触面を Zero-length section element でモデル化しており、計算上の 要素長を単位長さ、すなわち 1mm として数値解析を行 っている.そこで、柱基部の要素長の影響を考察するた め、Zero-length section element を用いず、基部の要素を要 素長 2mm および 5mm のファイバー要素でモデル化した 解析を行った.

解析で得られた荷重-変位関係を図-17 に,そのとき のアンボンド高強度芯材の部材力-柱変位関係を図-18 に示す.図-17 および図-18 より,CHでは大きな変化は ないものの,UBCHにおいて,要素長を変化させること で,高強度芯材の部材力-変位関係の再現精度が向上し, 結果として鋼管拘束コンクリートヒンジの荷重-変位関 係の履歴曲線が精度よく再現できていることがわかる. 以上から,柱基部の要素長を単位長さとするモデルは最 適ではなく,より適切な要素長が存在することがわかっ た.

#### (5) まとめ

本解析により、鋼管拘束コンクリートヒンジの荷重-





変位関係を精度よく再現するためには、柱下端のコンク リートの損傷や、柱基部の要素長を適切にモデル化する 必要があることがわかった.しかしながら、柱下端のコ ンクリートの損傷をモデル化せず、基部の要素長を単位 長さとしてモデル化したとしても、荷重-変位関係の包 絡線は精度よくモデル化が可能であった.そのため、鋼 管拘束コンクリートヒンジに求める 02Gの復元力が確 保されているかの照査においては、設計時に予測が困難 な、柱下端のコンクリートの損傷や、解析モデルにおけ る柱基部の適切な要素長などを考慮する必要はなく、簡 易的なモデルでの照査が可能であるといえる.

## 6. 鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に対する正負交番載荷実験の概要

#### (1) 実験供試体

本章での検討では、鋼管拘束コンクリートヒンジを埋 め込んだ RC 柱である φ220-UBRC を製作した. なお、埋 め込む鋼管拘束コンクリートヒンジには、0.2 G 相当の 復元力を期待しており、3.で検討した UBCH と同様の鋼 管拘束コンクリートヒンジを採用した. また、2.(3)で述 べたように、鋼管拘束コンクリート底面は柱高さ 0mm の位置と一致させており、鋼管拘束コンクリートヒンジ と RC 柱は鋼管上端のみで結合し、鋼管拘束コンクリー トヒンジと RC柱の付着補強は行っていない.

ここで,図-19(a)にφ220-UBRCの断面図および配筋図 を示す.断面は一辺が 320mm の正方形であり,基部か ら載荷点の高さは 1050mm,フーチングの厚さは 450mm である.軸方向鉄筋比は 2.72%である. コンクリートに は、セメントが早強ポルトランドセメント、スランプ 18cm,粗骨材の最大寸法 15mm のものを用いた.コンク リートの圧縮強度は、テストピースによる材料試験の結 果,262MPa あった.また、使用した鉄筋の材料特性を 表-1 に示す.

また、石橋ら <sup>9</sup>が提案した内巻きスパイラル構造に倣



図-19 実験供試体の断面図および配筋図

い,帯鉄筋の配筋については,軸方向鉄筋の座屈発生位 置および座屈長を制御することを目的として,柱高さ 0mm から 200mm までの区間で 100mm 間隔,柱高さ 200mm 以上の区間で 50mm 間隔とした.また,柱高さ 100mm の帯鉄筋のみ 90°フックを有する帯鉄筋を使用し, それ以外は一般的な 135°フックを有する帯鉄筋を使用した.

なお φ220-UBRC は、筆者らが過去に実施した実験<sup>9</sup>の 標準供試体 C50-ST と軸方向鉄筋比が同一となっている (図-19 (b)). この C50-ST は、軸方向鉄筋の座屈による曲 げ破壊で終局を迎えるよう設計された RC 柱供試体であ る.そこで本論文では、適宜 C50-ST の正負交番載荷実 験結果と比較しながら、実験結果の考察を行っていく.

#### (2) 載荷方法

本実験では、筆者らが過去に実施した C50-ST に対す る正負交番載荷実験と同様の載荷方法を採用した.具体 的には、正負交番漸増で載荷を行い、軸方向鉄筋の降伏 変位 & (=5.0mm)を基準として、その整数倍の変位振幅で の繰り返し載荷を行った.載荷回数は、繰り返し回数を 3回とした.また載荷軸応力は約 1.0MPa (載荷軸力 = 100kN)とした.

供試体	用途	規格	材質	降伏点(N/mm2)	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	弹性係数(N/mm <sup>2</sup> )
C50-ST	帯鉄筋	D6	SD345	454.7	620.2	2.056×10 <sup>6</sup>
	軸方向鉄筋	D13	SD345	390.5	580.0	$1.951 \times 10^{6}$
φ220-UBRC	帯鉄筋	D6	SD345	413.9	592.7	$2.012 \times 10^{6}$
	軸方向鉄筋	D13	SD345	405.9	580.4	1.980×10 <sup>6</sup>

#### (3) 測定データ

供試体の各変形状態における復元力を得るため,アク チュエータに設置されているロードセルにより供試体の 載荷位置における復元力及び軸力を測定した.また,供 試体の載荷位置における水平変位を計測するため,供試 体の載荷位置にワイヤ式変位計を設置した.

## 7. 鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に対する正負交番載荷実験の結果と考察

#### (1) 荷重-変位関係

両供試体の各供試体の荷重-変位関係を図-20 に示す. ここで、アクチュエータが供試体を引いている時の荷重 を正、押している時の荷重を負としている.

#### a) C50-ST

C50-ST では、軸方向鉄筋座屈発生前までは履歴ルー プが紡錘型になっており、典型的な曲げ挙動を示してい る.変位振幅 30mm および 35mm の時に軸方向鉄筋の座 屈が発生し、荷重低下が見られた.また、荷重は正負共 に変位振幅 20mm の1サイクル目で最大となり、正最大 荷重は 154kN、負最大荷重は-140kN、平均すると 147kN であった.

#### b) φ220-UBRC

変位振幅 20mm までは、C50-ST と同傾向の復元力特性 を示した.なお、正最大荷重は 131kN、負最大荷重は-136kN、平均すると133.5kNであった.そして、変位振幅 30mm 以降になると、履歴ループにおいて逆 S 字型形状 の傾向が強くなっていき、C50-ST に比べて履歴吸収エ ネルギーが減少していった.その一方で、軸方向鉄筋の 座屈は発生せず、荷重低下も確認されなかった.

以上のように, φ220-UBRC は履歴ループ形状に C50-ST と異なる傾向が確認された.また,最大荷重および 荷重低下挙動においても違いが確認された.これらの要 因は,以降の検討の中で考察する.

## (2) 鋼管拘束コンクリートヒンジの配置が柱のひび割 れ性状に与えた影響

図-21 に各供試体の変位振幅 25mm, 40mm における載 荷側面のひび割れ性状を示す.図より, φ220-UBRC では, C50-ST と比較して多数の斜めひび割れが確認され,変



位振幅の増大に伴って、柱の損傷が進行していった.

ここで、φ220-UBRCで斜めひび割れが多数発生した要 因は以下のように推測できる. 6.(1) で述べたように、 φ220-UBRCでは、RC 柱が剛体変形しないよう、鋼管拘 束コンクリートヒンジと周囲コンクリートの付着補強は 行っていない. その結果、柱高さ 0mm の位置に変形が 集中することなく、ひび割れは柱高さ方向に分散させる ことができたが、その反面、鋼管拘束コンクリートヒン ジと RC 柱が分離して挙動したことで、せん断力に抵抗 する断面積が減少し、柱のせん断耐力が減少した可能性 が考えられる.





(a) C50-ST (25mm-3rd)



(b) C50-ST (40mm-3rd)



(a) φ220-UBRC (25mm-3rd)
(b) φ220-UBRC (40mm-3rd)
図-21 載荷側面のひび割れ性状

そこで,図-22 に変位振幅 15mm 時の各柱高さにおけ る鋼管と軸方向鉄筋のひずみを縦軸に、断面高さを横軸 に取ったグラフを示す. 鋼管および内部コンクリートと RC 柱が一体となって動いている場合, 平面保持の仮定 が成立し、図では、鉄筋のひずみから算出できる断面の ひずみ分布上に鋼管のひずみがプロットされると考えら れる. しかし φ220-UBRC では, 鋼管ひずみが平面保持 成立時のひずみよりも小さい値となっていることがわか る. よって, φ220-UBRC では, RC 柱部と鋼管拘束コン クリートヒンジが分離して挙動していると判断できる. ここで,各供試体の RC 柱部のせん断耐力を,道路橋示 方書・同解説-耐震設計編20の規定式を用いて算出した. その結果、全断面でせん断力に抵抗できる C50-ST では せん断耐力は 182.0kN であったのに対し、 φ220-UBRC の せん断耐力は、鋼管拘束コンクリートヒンジの断面積を 差し引いた場合, 146.3kN となることがわかった. 以上 から, RC 柱部の断面積減少により, RC 柱部のせん断耐 力が減少したことが、φ220-UBRCで顕著なせん断ひび割 れが多数発生した要因であると考えられる.

よって、鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱断面に





配置する際は, RC 柱のせん断耐力の減少を鋼管拘束コ ンクリートヒンジ直径に応じて考慮し, その分せん断補 強筋量を増大させる等の配慮が必要であることがわかっ た.

## (3) 鋼管拘束コンクリートヒンジの配置による RC 柱の 荷重低下挙動改善メカニズム

一般的な RC 柱において,顕著なせん断ひび割れが発 生すると、急激な荷重低下を伴う脆性的な破壊が生じる ため、好ましくないとされている.しかし φ220-UBRC では、載荷振幅 25mm 以降、顕著なせん断ひび割れが発 生したにもかかわらず荷重が低下せず、変位振幅 40mm となっても最大荷重を維持していた.

ここで、載荷終了後の取り出した、鋼管拘束コンクリ ートヒンジの様子を図-23 に示す.図のように、基部で



図-23 載荷終了後の取り出した鋼管拘束コンクリートヒンジ

鋼管の座屈が発生しているものの, RC 柱で発生したせ ん断ひび割れは, 鋼管内部のコンクリートには進展して おらず, 鋼管拘束コンクリートヒンジは載荷終了時まで 大きな損傷なく残存していたことがわかる. 以上から, せん断ひび割れにより RC 柱部の損傷が進行した際も, 柱内部に埋め込んだ鋼管拘束コンクリートヒンジにより せん断抵抗力を維持できていたと考えられる. また φ220-UBRCでは, 鋼管拘束コンクリートヒンジが十分な 圧縮力を受け持つことができる健全な状態で残存してい たのに加え, 軸方向鉄筋の座屈が発生しなかったため, 引張部材も健全な状態で残存していた. 以上の要因によ り, φ220-UBRC では変位振幅 40mm に至るまで, 荷重低 下が発生しなかったと考えられる.

なお、C50-ST と φ220-UBRC との最大荷重に差異が生 じたのは、鋼管拘束コンクリートヒンジを柱内部に埋め 込んだ影響であると考えられる.しかしながら、その詳 細な理由については、解明には至らず、今後の課題とす る.

## (4) 鋼管拘束コンクリートヒンジに配置した高強度芯 材の挙動について

アンボンド高強度芯材のひずみの高さ方向分布を図-24に示す.図より、UBCHと同様、芯材をアンボンド化 したことにより、芯材のひずみが高さ方向に平滑化され てていることがわかる.

また図-25 に、φ220-UBRC の鋼管拘束コンクリートヒ ンジ内に配置した高強度芯材の部材カー柱変位関係を示 す.なお図中では、比較としてUBCHにおける高強度芯 材の結果を併せて示している.図より、φ220-UBRCの高 強度芯材は、UBCH における高強度芯材より 20kN 程度 大きな部材力を示していたことがわかる.これは、 φ220-UBRCでは、鋼管拘束コンクリートヒンジの周囲に RC 断面部が存在することで、UBCH よりも断面高さが 増加し、高強度芯材ひずみが大きくなったことが要因で



図-24 高強度芯材のひずみ 図-25 高強度芯材の部材カー柱象 の高さ方向分布 位関係(引張:正)

あると考えられる.しかしながら,高強度芯材の部材力 ー柱変位関係の傾向は φ220-UBRC と UBCH とで大きな 差異はなく, φ220-UBRCにおいても,高強度芯材によっ て安定した付加軸力が鋼管拘束コンクリートヒンジに作 用していたと判断できる.

## (5) φ220-UBRC 内部の鋼管拘束コンクリートヒンジの 挙動について

6.(1)で述べたように、φ220-UBRCでは、柱内部に配置 した鋼管に引張力が伝達しないよう、鋼管拘束コンクリ ート底面を柱高さ 0mm の位置と一致させていた. ここ で、7.(2)で示した図-22 を見ると、柱内部に配置した鋼 管には、引張力が伝達していない様子が確認できる. そ のため、鋼管をフーチング内部まで配置する場合と比べ、 鋼管の損傷を軽減させることができたいえる.

また、本実験では、設計時の段階で、7.(2)で示した ような φ220-UBRC における顕著なせん断ひび割れの発 生は想定していなかった.しかしながら、7.(3)で述べた ように、内部の鋼管拘束コンクリートヒンジは、大きな 損傷なく残存していたことが確認できており、柱の最大 荷重の維持にも寄与していたと考えられる.さらに、 7.(3)で述べたように、鋼管拘束コンクリートヒンジ内部 に配置したアンボンド高強度芯材に関しても、UBCHに 配置した高強度芯材と同傾向の部材カー柱変位関係を示 し、設計時の想定通りの挙動をしていたことがわかった. 以上から、単体で余震相当の地震力に抵抗可能な 0.2 G の復元力を有した鋼管拘束コンクリートヒンジは、RC 柱内部で確実に機能を維持できていたと判断できる.

そのため, 7.(2) で述べた, 鋼管拘束コンクリートヒンジの配置による RC 柱のせん断耐力の減少を設計時に 考慮することで, RC 柱の地震後の復旧性向上を実現で きる可能性は十分にあるといえる. 本研究では、地震後の復旧性の観点から、余震相当の 地震力に抵抗可能な復元力として、0.2Gの復元力を有す るコンクリートヒンジを柱内部に埋め込んだRC柱構造 に対する検討を行った.その際、鋼管で拘束されたコン クリートヒンジ単体での復元力特性や、その構造をRC 柱内部に埋め込むことによる影響の把握に向けた検討を 行った.以下に本研究で得られた知見を示す.

- 本研究における正負交番載荷実験において、コン クリートヒンジ構造の内部に配置したアンボンド 高強度芯材は、作用軸力の3倍以上の付加軸力をコ ンクリートヒンジに作用させていることがわかっ た.これにより、アンボンド高強度芯材を配置し たコンクリートヒンジでは、コンクリートヒンジ 構造単体の場合と比べて最大荷重を2倍以上増加さ せることができ、02G相当の復元力が実現される ことがわかった。
- 正負交番載荷実験の終了後,鋼管拘束コンクリートヒンジ底面とフーチング上面との接触面の損傷 状況を確認したところ、コンクリートヒンジに顕 著な損傷は発生していなかった.よって,鋼管で 拘束することで、内部のコンクリートヒンジの顕 著な損傷が防止できることがわかった.
- ファイバーモデルを用いて正負交番載荷実験の再 現解析を実施した結果,鋼管拘束コンクリートヒンジの荷重-変位関係を精度よく再現するために は、柱下端のコンクリートの損傷や、柱基部の要素長を適切にモデル化する必要があることがわかった。しかしその一方で、柱下端のコンクリートの損傷をモデル化せず、基部の要素長を単位長さとしてモデル化したとしても、荷重-変位関係の 包絡線は精度よくモデル化が可能であった。
- コンクリートヒンジに求める 0.2 G の復元力が確保 されているかの照査においては、設計時に予測が 困難な、柱下端のコンクリートの損傷や、解析モ デルにおける柱基部の適切な要素長などを考慮す る必要はなく、簡易的なモデルでの照査が可能で あることがわかった。
- 鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に 対し、正負交番載荷実験を実施したところ、RC 柱 部の断面積が鋼管拘束コンクリートヒンジの断面 分減少することで、RC 柱部のせん断耐力が減少し、 柱にせん断ひび割れが多数発生することがわかっ た.よって、鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱 断面に配置する際は、RC 柱のせん断耐力の減少を、 鋼管拘束コンクリートヒンジ直径に応じて考慮し、 せん断補強筋量を増大させる等の配慮が必要であ

ることがわかった.

 RC 柱内部に埋め込んだコンクリートヒンジの実験 終了時の損傷状況や、コンクリートヒンジ内部の 高強度芯材の挙動から、コンクリートヒンジは RC 柱内部で機能を維持できていたと判断できた.そ のため、鋼管拘束コンクリートヒンジを RC 柱断面 に配置することによる RC 柱のせん断耐力の減少を 設計時に考慮することで、RC 柱の地震後の復旧性 向上を実現できる可能性は十分にあるといえる.

謝辞:本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究 (B)18H01522の助成を受けて実施した.謝意を表します.

#### 参考文献

- 本田利器,秋山充良,片岡正次郎,高橋良和,野津 厚,室野剛隆:「危機耐性」を考慮した耐震設計体 系-試案 構築にむけての考察-,土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 4, pp. I\_459-I\_472, 2016.
- 豊岡亮洋,布川博一,小野寺周,室野剛隆:ブロッ ク型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の 静的載荷試験,土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, pp.I\_408-I\_415, 2019.
- 布川博一,豊岡亮洋,小野寺周,室野剛隆:柱との 接触条件をパラメータとしたブロック型倒壊方向制 御構造の解析,土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, pp.I\_520-I\_528, 2019.
- 西村隆義,室野剛隆,豊岡亮洋,五十嵐晃:危機耐 性を向上させる自重補償機構の大変形時における鉛 直支持機能に関する実験的検討,土木学会論文集A1, Vol.75, No.4, pp.I\_569-I\_578, 2019.
- 5) 石橋忠良, 菅野貴浩, 木野淳一, 小林薫, 小原和 宏:軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋 コンクリート柱の正負交番載荷実験, 土木学会論文 集, No.795/V-68, pp.95-110, 2005.
- 五島健斗,植村佳大,高橋良和:設計基準外事象に 対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼ ヒンジ RC 構造の開発,土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, pp.I\_506-I\_519, 2019.
- (7) 武田篤史,西村隆義:橋梁耐震への危機耐性導入に 関する一考察,土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, I\_688-I\_700, 2019.
- 家村浩和,高橋良和,曽我部直樹:アンボンド芯材 を活用した高耐震性能 RC 構造の開発,土木学会論 文集, No.710/I-60, pp.283-296, 2002.
- 9) 藤倉修一,山口敬也,野口大智,NGUYEN Minh Hai, 中島章典,浦川洋介:断面コア部に CFT を有する SRC 橋脚の耐震性能に関する研究,地震工学研究発 表会論文集,No.1495, 2019.
- 10) Leonhardt, F. and Reinmann, H. : Betongelenke, DER-BAUINGENIEUR, VOL.41, pp.49-56, 1966.
- 11) 財団法人鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標 準・同解説-シールドトンネル, 1997.
- 12) 植村佳大,高橋良和:ヒンジ部コンクリートがメナ ーゼヒンジの力学特性に与える影響,第39回地震工 学研究発表会講演論文集,No.1403, 2019.
- 13) Pampanin, S., Priestley, M.J.N., Sritharan, S. : Anasytical

modelling of the sesmic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, No.3, pp.329-367, 2001.

- 14) Marriott, D., Stefono, Pampanin, S, Palermo, A. : Quasistatic and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 38, Issue 3, pp.331-354, 2009.
- 15) Zhanyu, B. and Yuchen, O. : Simplified Analytical Pushover Method for Precast Segmental Concrete Bridge Columns, Advances in Structrural Engineering, Vol.16, No.5, pp.805-822, 2013.
- 16) Zhanyu, B., Jian, G., Rongyue, Z., Jianwei, S., Lee, G.C. : Cyclic performance and simplified pushover analysis of precast segmental concrete bridge columns with circular section, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.15, No.2, pp.297-312, 2016.
- 17) Wang, Z., Wang, J.Q., Liu, T.X. : Axial compression ratio

limit for self-centering precast segmental hollow piers, Structural Concrete, Vol.18, Issue 5, pp.668-679, 2017.

- 18) Wang, Z., Wang, J.Q., Liu, T.X., Zhang, J. : An explicit analytical model for seismic performance of an unbonded posttensioned precast segmental rocking hollow pier, Engineering Structures, Vol.161, pp.176-191, 2018.
- Zhao, J. and Sritharan, S. : Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures, ACI structural Journal, Vol.104, No.2, pp.133-141, 2007.
- 20) 土木学会: 複合構造標準示方書-設計編-, 2014.
- Roh, H. and Reinhorn, A. M. : Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers, Engineering Structure, Vol.32, Issue 8, pp.2096-2107, 2010.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2017.

## RC COLUMN WITH EMBEDDED CONCRETE HINGE WITH RESTORING FORCE EQUIVALENT TO 0.2 G

### Keita UEMURA, Kento GOTO and Yoshikazu TAKAHASHI

In order to realize anti-catastrophe of bridge structures, the structural technology to ensure the performance for beyond design basis events is required. In this study, a concrete hinge structure with a restoring force equivalent of 0.2 G is proposed, and cyclic loading tests are conducted on RC columns with embedded the proposed concrete hinge for the purpose of improving recoverability of RC columns. As a result, it was confirmed that a concrete hinge achieved a restoring force equivalent to 0.2 G by a steel pipe confining the concrete hinge and an unbonded high-strength rebar placed in the concrete hinge. It was also shown that the restoring force properties of the concrete hinge can be reproduced by the fiber model. When the structure was embedded in RC columns, a large number of shear cracks were observed in the RC columns. However, load decrease wasn't observed and the function of the concrete hinges inside the RC columns was maintained.