# 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

西根 幸輝<sup>1</sup>·植村 佳大<sup>2</sup>·高橋 良和<sup>3</sup>

1学生会員 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: nishine.koki.46c@st.kyoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 京都大学助教 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>3</sup>正会員 京都大学教授 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、地震被害後の復旧性向上につながる構造技術が求められている. そ こで本研究では、死荷重支持機能を有する鋼管拘束コンクリート柱を埋め込んだ RC 単柱を提案し、正負 交番載荷実験により、その性能を検証した. その結果、鋼管底面とフーチング上面が一致するよう鋼管拘 束コンクリート柱を配置することで、鋼管拘束コンクリート柱へ引張力が伝達されず、RC 柱変形時の鋼 管拘束コンクリート柱の損傷が軽減されることがわかった. また提案構造は、通常の RC 柱と類似した復 元力特性および終局モードを示すことがわかった. そして実験終了後、RC 柱の軸方向鉄筋および鋼管周 囲のコンクリートを撤去した結果、鋼管拘束コンクリート柱のみで作用軸力を支持できることが確認でき、 復旧性の高い構造であることがわかった.

Key Words: anti-catastrophe, RC column, dead weight support, 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の概 念が提唱された<sup>1)</sup>. この危機耐性の実現に向けた RC 柱 に関する構造技術の検討や,危機耐性の実現に有用な知 見として,以下のような既往研究がある.

豊岡ら<sup>3,3</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.石橋ら<sup>40</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>50</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.西村ら<sup>9</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.以上のように, 設計基準外事象を考慮した橋梁技術の開発例はあるが, その例は少ない上,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>9</sup>.

そこで本研究では、西村ら<sup>9</sup>が提案した自重補償構造 が地震後の復旧性向上につながる点に着目し、設計基準 外事象において保有すべき RC 橋脚の最低限の性能を、 復旧時における上部構造の死荷重支持性能と定義する. そして、その性能を有する RC 単柱構造として、死荷重 支持機能を有する鋼管拘束コンクリート柱を柱内部に埋 め込んだ RC 単柱構造を提案し、正負交番載荷実験によ り提案構造の性能を検証する.

## 2. 提案構造について

#### (1) 鋼管拘束コンクリート柱の配置

本提案構造では、RC 柱の内部に死荷重支持機能を有 する鋼管拘束コンクリート柱を埋め込む (図-1(a)).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>8</sup>が提案している (図-1(b)). この構造では, 鋼管 拘束コンクリート柱(文献ではCFT柱)の底面がフーチン グ内部(柱高さ 0mm より下部)になるように配置されて おり, RC 柱の変形時に鋼管拘束コンクリート柱の鋼管 が引張力を発揮し、復元力に寄与することが確認された. 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ている. 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ため、鋼管拘束コンクリート 柱が死荷重支持機能を発揮できない恐れがある. そのた め、本研究での提案構造では、設計基準事象に対して鋼 管が塑性化して座屈しないよう, 鋼管拘束コンクリート 柱をフーチング内部には配置せず、鋼管の底面とフーチ 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柱を柱内部に配置した際、 鋼管拘束コンクリート柱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と周囲のRC柱は鋼管上端の みで結合し、鋼管周りとRC柱との付着補強は行わず、 鋼管拘束コンクリート柱とRC柱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ている。 また本構造では、鋼管の上端での断面が、RC柱の曲げ 耐力が急変する段落とし部となるため、その部分に損傷 が集中しないよう、鋼管の配置高さを設定する必要があ る。

### (2) 鋼管拘束コンクリート柱への要求性能と設計

#### a) 死荷重支持機能

鋼管拘束コンクリート柱の死荷重支持機能とは、「大 地震により柱基部に著しい損傷が発生し、柱基部で鋼管 拘束コンクリート柱のみが残存した場合でも、上部構造 の死荷重を支持できる性能」を意味する.鋼管拘束コン クリート柱では、鋼管内部の充填コンクリートに死荷重 支持を期待するため、死荷重支持に十分なコンクリート 面積が確保できる鋼管の径、肉厚を設定する必要がある. ゆえに複合構造標準示方書[設計編]%に基づき、以下式 (1)、(2)により拘束効果を考慮したコンクリートの最大 圧縮応力度を算出し、作用死荷重を上回るよう設計する.

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

$$f'_{1} = \frac{2 \cdot t \cdot \alpha \cdot f_{sy}}{D - 2t} \qquad (2)$$

ここに、 $f'_{cc}$ は鋼管に拘束されたコンクリートの最大圧 縮応力度、 $f'_{ck}$ 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である.また、 $f'_{1}$ は鋼管 による拘束応力度、Dは鋼管外径、tは鋼管の肉厚、 $\alpha$ は Mises の降伏条件を考慮した係数であり、提案構造では 鋼管に引張応力が作用しない処置を施しているため、  $\alpha=0.19$ とする.

また、鋼管拘束コンクリートの断面積によっては、死 荷重を支持した際に、フーチングコンクリートが支圧破 壊する恐れがある.そこで、フーチングコンクリートの 軸方向における支圧強度を、道路橋示方書・同解説-コ ンクリート橋・コンクリート部材編-(平成29年)<sup>10</sup>によ る規定を用いて算定し、フーチングコンクリートが支圧 破壊しない鋼管径を設定する.

規定は以下の式(3)~(5)で表される.

$$\sigma_{bad} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ba} \sigma_{ba} \tag{3}$$

$$\sigma_{ba} = k(0.25 + 0.05A_c/A_b)\sigma_{ck}$$
(4)

$$\sigma_{ba} \le 0.5 k \sigma_{ck} \tag{5}$$

ここに、 $\sigma_{bad}$ は支圧破壊に対する支圧応力度の制限値、  $\sigma_{ba}$ はコンクリートの支圧強度の特性値、 $\sigma_{ck}$ はコンク リートの設計基準強度である.また、 $A_c$ は局部載荷の 場合のコンクリート面の有効支圧面の面積、 $A_b$ は局部 載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積であり、 k、 $\xi_1$ 、 $\xi_2$ 、 $\phi_{ba}$ はそれぞれ、補正係数、調査・解析係 数、部材・構造係数、抵抗係数である.

#### b) 柱基部でのせん断変形防止機能

筆者らは、過去の研究ので、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、設計時において定 量的に評価することが困難であるので、設計基準外事象 に対する RC 柱の変形モードの不確定性を高めると考え られる. したがって、柱基部でのせん断変形は、設計基 準外事象に対しても、完全に抑制されることが望ましい といえる. そこで提案構造では、鋼管拘束コンクリート 柱に上部構造の死荷重支持機能に加え、柱基部でのせん 断変形防止性能を要求する.具体的には、鋼管拘束コン クリート柱の鋼管下端にずれ止めせん断キーを接合する ことで、RC 柱基部でのせん断変形防止性能を期待する (図-2). その際, 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.せん 断キーへの設計作用せん断力としては, 柱の最大水平耐 力を適切に減じて用いる.これは、柱が最大水平耐力を 示している時は、柱基部のコンクリート及び軸方向鉄筋 は大きな損傷なく残存しており、せん断キーに最大水平 耐力と同程度のせん断抵抗力を要求するのは過剰設計だ と考えられるためである.事実,過去に著者らが提案し た埋込メナーゼヒンジ RC 構造 <sup>5</sup>においても, せん断変 形防止機能を期待するメナーゼヒンジへの作用せん断力 を最大水平耐力の 25%として設定して設計を行うこと で設計基準外事象のせん断変形を防止できることを確認 している. 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、コンクリートの水平方向の支圧強度を先



図-2 鋼管下端に接合するずれ止めせん断キー

述した規定から算出し,根入れ深さを決定する.なお, 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. 復旧時の死荷重支持機構を埋め込んだ RC 単柱 に対する正負交番載荷実験の概要

#### (1) 実験供試体

本論文で検討対象とする実験供試体は、筆者らの既往 研究<sup>9</sup>で用いられた従来型 RC 柱である C50-ST と、鋼管 拘束コンクリート柱を埋め込んだ RC 柱である φ100-RC の計 2 体である. 図-3 に各供試体の断面図および配筋図 を示す. 断面はいずれも一辺が 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. 軸方向鉄筋の配筋は全供試体で共通で あり、軸方向鉄筋比は、各供試体とも 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、C50-ST で 33.3MPa(材齢:15日)、 φ100-RCで35.4MPa(材齢:14日)であった.また、使用し た鉄筋の材料特性を表-1に、各供試体の詳細を以下に示 す.

#### a) C50-ST

C50-ST は、筆者らが過去に実施した実験 <sup>5</sup>の標準供試体で、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.帯鉄筋間隔は50mm,横拘束筋体積比は0.8%となっている.

#### b) φ100-RC

φ100-RC は、死荷重支持機能および基部のせん断変形 防止性能を有する鋼管拘束コンクリート柱を断面中央に 埋め込んだ RC 柱供試体である.

鋼管には SS400 を使用し, 鋼管厚は 3.2mm, 直径は 101.6mm とした. これは 2.(2)(a)で述べた設計手法を基に 設定し, 鋼管拘束コンクリート柱の鉛直方向の支圧によ りフーチングが破壊されないことも確認している. 鋼管 の配置高さは, 鋼管の上端が RC 断面の曲げ耐力が急変 する段落としとなり, 損傷が集中する恐れを考慮し, 高 さ 600mm とし, 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いる. また, 2.(1) で述べたよ うに, 鋼管拘束コンクリート柱と RC 柱は, 図-4 に示す ように鋼管上端部と軸方向鉄筋とでのみ接合し, 鋼管拘 束コンクリート柱と RC 柱の付着補強は行っていない.

せん断キーについてはせん断力により損傷せず,水平 方向の支圧によりフーチングが破壊されないような材料 として SD345 の異形鉄筋を 4 本使用し,根入れ深さを 50mm とした.その際,C50-ST の実験結果を参考に,柱 基部のせん断変形が生じた時の作用水平力をせん断キー への作用せん断力として設計を行った.また,図-5に示 す通り,せん断キーにはアンボンド処理を施している.

帯鉄筋の配筋については、石橋ら<sup>4</sup>が提案した内巻き スパイラル構造に倣い、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 C50-ST と同様, 鋭角フックを有する帯鉄筋を使用した.

#### (2) 載荷方法

載荷は正負交番漸増で行った. 柱基部の軸方向鉄筋の ひずみをモニターしながら載荷を行い, 軸方向鉄筋の降 伏した点を降伏変位 & (=5.0mm) とし, それを基準とし て, その整数倍の変位振幅での繰り返し載荷を行った. また, 繰り返し回数は 3 回とし, 載荷軸応力は 0.98MPa (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.



図4 鋼管拘束コンクリート柱とRC柱の接合



図-5 せん断キーへのアンボンド処理

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	1.951×10 <sup>6</sup>
φ100-RC	帯鉄筋	D6	SD345	413.9	592.7	2.012×10 <sup>6</sup>
	軸方向鉄筋	D13	SD345	405.9	580.4	$1.980 \times 10^{6}$
	ずれ止めせん断キー	D13	SD345	405.9	580.4	$1.980 \times 10^{6}$

表-1 鉄筋の材料特性

## (4) φ100-RC における鋼管拘束コンクリート柱の死荷 重支持機能の確認

φ100-RC では、柱内部に埋め込んだ鋼管拘束コンクリ ート柱が、復旧時において死荷重支持機能を発揮するこ とを期待している. そこで本研究では, 正負交番載荷実 験終了後,軸力約100kNを作用させた状態で,鋼管周囲 のコンクリートおよび軸方向鉄筋の撤去作業を行い、復 旧時における鋼管拘束コンクリートの死荷重支持機能に ついて検証した. なお, 提案構造には復旧時における水 平復元力は期待しておらず、復旧作業時には、別途外部 機構により水平方向の変位を与えることを想定している. ゆえに、本撤去作業においても水平アクチュエータによ り水平方向の変位を制御しながら作業を行っている.具 体的な手順としては、水平アクチュエータにより水平変 位を調節しながら、まず柱の四隅4本以外の軸方向鉄筋 を切断、撤去し、次に鋼管周囲のコンクリートを撤去し た. 最後に, 柱四隅4本の軸方向鉄筋を切断, 撤去した.

# 4. 復旧時の死荷重支持機構を埋め込んだ RC 単柱 に対する正負交番載荷実験の結果と考察

#### (1) 荷重一変位関係

各供試体の荷重-変位関係を図-6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.なお,図中の点線は軸 方向鉄筋の座屈が発生したタイミングである.

#### 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. 軸方向鉄筋の座屈を迎えると、これを機に履歴ルー プが逆 S 字型に変化, さらに剛性が低下し, 変位振幅 40mm 以降では著しい荷重低下が見られた(図-6(a)). 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 で あった.

#### b) φ100-RC

φ100-RC では、軸方向鉄筋座屈発生前までは、C50-ST と同様に履歴ループが紡錘型で、典型的な曲げ挙動を示 していた. 軸方向鉄筋座屈発生後は, 履歴ループが逆 S 字型に移行し、剛性の低下がみられるものの、変位振幅 40mm 以降では緩やかな荷重低下を示した(図-6(b)). ま た、荷重は正負ともに変位振幅 15mm の1 サイクル目で 最大となり、正最大荷重は 129kN, 負最大荷重は-116kN となった.

以上のように、最大荷重および荷重低下挙動において、 各供試体で異なる結果が得られた.

# (2) 鋼管拘束コンクリート柱の配置が柱のひび割れ性 状に与えた影響

図-7 に各供試体の変位振幅 25mm, 40mm, 55mm にお ける載荷側面のひび割れ性状を示す. 図-7 より、o100-



載荷振幅 25mm

載荷振幅 25mm





載荷振幅 40mm (a) C50-ST



載荷振幅 40mm **(b)** φ100-RC 載荷側面のひび割れ性状





載荷振幅 55mm

図-7

RC での鋼管拘束コンクリート柱配置位置において, C50-ST と比較して多数の斜めひび割れが確認された. しかしながら,発生した斜めひび割れのひび割れ幅は増 大することはなく,柱の挙動に大きな影響は与えなかっ たといえる.

ここで、 φ100-RC 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. 3.(1) で述べたように, φ100-RCでは、RC柱が剛体変形しないよう、鋼管拘束コ ンクリート柱と周囲コンクリートの付着補強を行わなか った. その結果, 柱高さ 0mm の位置に変形が集中する ことなく、ひび割れを柱高さ方向に分散させることがで きたが、その反面、鋼管拘東コンクリートヒンジと RC 柱が分離して挙動したことで、RC 柱部のコンクリート がせん断力に抵抗する断面積が減少し、せん断耐力のコ ンクリート負担分が減少した可能性が考えられる.事実, 山本ら<sup>11)</sup>が行った RC 巻立て補強を施した RC 部材に対 する正負交番載荷実験において,既設部と巻立て部の間 の付着がある供試体では曲げ破壊が発生したのに対し, 付着がない供試体では、既設部と巻立て部の間でせん断 力の伝達が行われにくくなることで、曲げせん断破壊が 発生した結果が得られている.

そこで、図-8 に変位振幅 5mm, 15mm, 25mm 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 φ100-RC では、鋼管上部にお いては鋼管のひずみが平面保持成立時よりも小さい値と なっていることがわかる.よって、φ100-RCでは、RC柱 部と鋼管拘束コンクリート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 柱部のせん断耐力のコンクリ ート負担分を、コンクリート標準示方書 [設計編]<sup>12</sup>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 ではせん断耐力のコンクリート負担 分は 99.15kN であったのに対し, φ100-RC では, 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, 74.20kNとなることがわかった. なお, φ100-RCに対して は、鋼管拘束コンクリート柱と RC 柱の付着が全くなく、 せん断力が伝達されないとの仮定を設けて算出した結果 であり,実際には,全断面でせん断力に抵抗した場合と 鋼管拘束コンクリート柱の断面積を差し引いた断面で抵 抗した場合の間であると考えられる.以上から, RC 柱 部の断面積減少により柱部のせん断耐力のコンクリート 負担分が減少したことが,鋼管拘束コンクリート柱配置 位置にせん断ひひ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柱を RC 柱断面に配置 する際は、RC 柱のせん断耐力のコンクリート負担分の 減少を鋼管拘束コンクリート柱直径に応じて考慮し、場 合によっては、帯鉄筋量などを増大させる必要があるこ とがわかった.

#### (3) 軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布

各供試体の軸方向鉄筋高さ方向のひずみ分布を図-9に 示す. なお図中では、各高さに添付したひずみゲージか ら得られたひずみデータの平均を示している. また、図 中の縦線は軸方向鉄筋の降伏ひずみ  $\epsilon_y$ の値を表しており、 鉄筋の引張試験結果より、C50-ST で  $\epsilon_y$ =0.0020、 $\varphi$ 100-RC で  $\epsilon_y$ =0.0021 である.

**2.(1)** で述べたように, φ100-RC では RC 柱部と鋼管の 間で付着補強は施さず, 柱の変形が柱高さ 0mm の位置 に集中しないよう配慮していた. 図-9 を見ると, C50-ST および φ100-RC では, ともに柱高さ 400mm 程度まで塑





図-9 軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布

性化が進展しており、 $\varphi$ 100-RC において、軸方向鉄筋の ひずみが柱高さ 0mm の位置に集中することはなかった. 以上から、 $\varphi$ 100-RC における軸方向鉄筋は、当初の想定 通りの挙動を示したことがわかった.

#### (4) 軸方向鉄筋の座屈

φ100-RC では、石橋ら<sup>4</sup>の検討に倣い、柱基部の帯鉄 筋間隔を疎にし、柱高さ 100mm の位置に 90°フックを 有する帯鉄筋を用いることで、軸方向鉄筋の座屈発生位 置および座屈長の制御を狙っていた.

そこで, **表-2** に各供試体の軸方向鉄筋の座屈発生点 およびその時の座屈長を示す.座屈発生点とは,各供試 体の載荷面側,載荷面裏側に対して初めて軸方向鉄筋の 座屈が確認されたサイクルを指し,座屈の発生はかぶり コンクリートの浮きにより判定した.

まず、φ100-RCにおける軸方向鉄筋座屈は、C50-STに 比べて 1,2 サイクル程度早期に発生し、座屈長さに関 しても、載荷面裏側において、C50-STに比べて 50mm程 度短くなっていることがわかる.これは、柱基部におけ る帯鉄筋の配筋法を変化させたことが要因であると考え られる.しかしながら、座屈が早期に発生した点は RC 柱の耐震性能を考える上で好ましくなく、軸方向鉄筋の 座屈長にも大きな変化はなかったため、石橋らが提案し た手法は本実験供試体においては不要であったといえる.

表-2 座屈発生点をよび座屈長

供試体	座加	座屈長(mm)	
C50 ST	載荷面	30mm-3cycle	200
0.50-51	載荷面裏側	35mm-1cycle	250
a100 P.C	載荷面	30mm-2cycle	200
ψ100-KC	載荷面裏側	30mm-1cycle	200

#### (5) 鋼管拘束コンクリート柱における鋼管のひずみ

鋼管の柱基部における周長方向のひずみ-水平変位関 係(図-10)を見ると、軸方向鉄筋座屈発生後において引 張ひずみが増大していることがわかる.これは内部コン クリートに軸圧縮力が作用し、鋼管が内部コンクリート を拘束しているためである.また、鋼管の柱基部におけ る鉛直方向のひずみ-水平変位関係(図-11)を見ると、 鋼管には圧縮ひずみしか発生しておらず、鋼管への作用 引張力が低減されていることがわかる.4.(2)で示した 図-8を見ても、鋼管に引張力が伝達していない状況が確 認できる.これは、鋼管とフーチングの縁が切れている ことで、鋼管に引張力が伝達しないことが要因であると 考えられる.よって、鋼管拘束コンクリート柱底面を柱 高さ 0mm に配置したことにより、鋼管の変形を軽減で きたことがわかった.

# (6) 柱基部における軸沈下およびせん断変形a) C50-ST

C50-ST では、軸方向鉄筋の座屈発生後、載荷振幅 40mm 以降の挙動で柱基部でのせん断変形が生じた.こ のせん断変形は載荷振幅が大きくなるにつれて増加し、 載荷振幅 55mm 終了時には約 40mm のせん断変形が確認 された(図-12(a)).

また軸変形についても、載荷振幅 45mm 以降で大幅な 増加がみられ、載荷振幅 55mm 終了時には 21.6mm の沈 下が確認された (図-12(b)). これは、軸方向鉄筋の座屈 発生およびコアコンクリートの損傷の進行によって、柱 基部の変形に対する抵抗が低下しているため、このよう な変形が発生したと考えられる.

#### b) φ100-RC

φ100-RC では、軸方向鉄筋座屈発生後、かぶりコンク リートが剥落し、コアコンクリートの損傷が進行した状 態でも、柱基部のせん断変形は確認されなかった (図-13(a)). これは、鋼管拘束コンクリート下端に接合した せん断キーによる効果であると考えられる.

また,軸変形についても,C50-ST で軸変位の増大が 起こった載荷振幅 45mm 以降も大きな変化は見られず, 沈下量は変位振幅 70mm の載荷終了時においても 3mm 以 下にとどまった(図-13(b)). 4.(5)で述べたように,軸方向 鉄筋座屈後に鋼管の周長方向のひずみは増大していた. そのため,軸方向鉄筋の座屈後,鋼管内部のコンクリー トが圧縮抵抗力を示すことで、柱の軸沈下が防止された と考えられる.

#### c) まとめ

2.(2) b) で述べたように, C50-ST で確認された塑性ヒンジ部における軸変形やせん断変形といった挙動は,不確定性の高い現象であり, RC 柱の挙動予測を困難にする.一方,鋼管拘束コンクリート柱を柱内部に埋め込むことで,柱基部に形成された塑性ヒンジの損傷が進行したとしても,鋼管拘束コンクリート柱に接合されたせん断キーおよび内部のコンクリートにより,柱基部でのせん断変形および軸沈下が抑制されることがわかった.

# (7) 鋼管拘束コンクリート柱の配置による RC 柱の荷重低下改善メカニズム

4.(1)で述べたように、C50-STでは、変位振幅40mm以降で、著しい荷重低下が見られたのに対し、φ100-RCでは変位振幅40mm以降で荷重低下が緩やかとなっていた(図-6). 筆者ら<sup>5</sup>は、過去の研究において、柱基部のせん断変形および軸沈下を防止することで、座屈した軸方向鉄筋が再度、引張抵抗力を発揮しやすくなり、座屈後の柱の荷重低下が緩やかになることを示している.ここで、座屈発生後のC50-STおよびφ100-RCの軸方向鉄筋の変形の様子を見ると(図-14)、C50-STでは基部のせん



図-11 鋼管の鉛直方向のひずみ-水平変位関係



図-13 φ100-RCの柱基部における軸沈下およびせん断変形

断変形および軸沈下の影響で, 座屈した軸方向鉄筋が引 張時に伸びきっていないのに対し、φ100-RC では基部の せん断変形および軸沈下が抑制されたことにより, 引張 時において再び伸びきっていることがわかる.以上から, φ100-RC では、鋼管拘束コンクリートの配置により、柱 基部のせん断ずれおよび軸沈下が抑制されたことで、座 屈後の軸方向鉄筋の引張抵抗力がより顕著に発揮され、 軸方向鉄筋座屈終了後の荷重低下改善につながったと推 測される.本検討で確認された荷重低下の改善が,地震 時の応答にどのような影響を与えるかについては、更な る検討が必要ではあるが、筆者らの過去の検討 13,14の中 で、ポストピーク領域における荷重低下改善が、地震時 の動的安定性の向上につながる可能性が示唆されており, RC柱の危機耐性向上に繋がる可能性があるといえる.

なお, C50-ST と φ100-RC で最大荷重に差異が生じたの は鋼管拘束コンクリート柱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、今後の課題であるといえる.

# (8) φ100-RC における鋼管拘束コンクリート柱の死荷 重支持機能

3.(4) で述べたように、 φ100-RC では、 正負交番載荷実 験終了後,軸力約 100kN を作用させた状態で,鋼管周囲 のコンクリートおよび軸方向鉄筋の撤去作業を行い、復 旧時における鋼管拘束コンクリートの死荷重支持機能に ついて検証した.そこで,表-3に鋼管拘束コンクリート



載荷振幅 +55mm 載荷振幅 -55mm (a) C50-ST

載荷方向



載荷振幅 +60mm

(b) φ100-RC

図-14 軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布

表-3	撤去作業工程
-----	--------

工程	作業内容
Α	作業開始(柱の水平変位-60mm)
Ļ	柱基部の帯鉄筋撤去
Ļ	切断により柱の水平変位が0mm に戻るような
	軸方向鉄筋切断を試みる
В	柱の水平変位が0mm となるよう外力を作用させる
↓	軸方向鉄筋切断鉄筋
С	柱四隅を除く軸方向鉄筋切断終了
↓	鋼管周囲のコンクリート撤去
D	コンクリート撤去作業終了
Ļ	柱四隅の軸方向鉄筋切断
Е	作業終了

周囲のコンクリート及び軸方向鉄筋を撤去する作業工程 を示す. また, 提案構造には死荷重支持性能のみを期待 し、水平復元力は期待していない. ゆえに、復旧作業に おいては、外部機構により別途水平方向の変位を制御す ることを想定している.したがって、本撤去作業におい ても水平アクチュエータを使用し、水平方向の変位を制 御している.以下,撤去作業の詳細を述べる.

A (柱の水平変位-60mmの状態) (図-15(a)) から撤去作業 を開始したが、圧縮側(載荷面)の軸方向鉄筋を切断して も柱の水平変位が 0mm に戻る方向に動くことはなく, このまま作業を続けると、P-ム効果により柱が倒壊する 危険性があると判断したため, B(図-15(b))において柱の 水平変位が 0mm となるよう水平力を作用させた. この 時必要な水平力は約14.5kNであった.この後の撤去作業 中も柱の水平変位が 0mm となるよう,水平力を作用さ せながら作業を行った.また,C(図-15(c))において軸方 向鉄筋が柱の四隅4本以外軸方向鉄筋が切断された状態 となり,この点Cから鋼管周囲のコンクリートの撤去作 業を開始した.D(図-15(d))では鋼管周囲のコンクリート 撤去作業が終了し,残り4本となった軸方向鉄筋の切断 を開始した.E(図-15(e))にて作業を終了した.なお,図 -16にBにおいて水平力を作用させた際の荷重変位関係 を赤線で,その後の作業中の荷重一変位関係を青線で示 した.

ここで、図-17 に鋼管の周長方向のひずみ-ステップ 歴を示す.鉄筋の切断やコンクリートの撤去に伴い、引 張ひずみが増加している.ゆえに、鋼管内部のコンクリ ートの軸力負担が徐々に増加していき、最終的に、鋼管 に拘束されたコンクリートが軸力を負担していると言え

軸力 100kN

(b) B(載荷面側軸方向

鉄筋4本切断後)

軸力 100kN



(a) A(作業開始時)



(c) C(柱4隅以外の軸方向 鉄筋切断後)





(d) D(鋼管周囲のコンク (e) E(作業終了) リート撤去後)

図-15 撤去作業の様子





# 5. まとめ

本研究では、地震後の復旧性向上を目的として、死荷 重支持機能を有する鋼管拘束コンクリート柱を柱内部に 埋め込んだRC単柱構造を提案し、正負交番載荷実験に より提案構造の性能を検証した.以下に本研究で得られ た知見を示す.

- 従来のRC柱では、軸方向鉄筋座屈後に柱基部のせん断変形および軸沈下が発生した。それに対し、提案構造では、柱内部に埋め込んだ鋼管拘束コンクリートが圧縮抵抗力を示すことで、柱基部での軸沈下が抑制された。また、鋼管下端に接合したせん断キーにより、柱基部でのせん断変形が防止された。
- 提案構造では、従来のRC柱と比較して、軸方向鉄 筋座屈後の荷重低下が緩やかになることがわかった。これは、上述した柱基部での軸沈下およびせん断変形防止により、座屈した軸方向鉄筋が、再度引張を受けた際に、引張抵抗力を発揮しやすくなったためであると考えられる。
- 提案構造では、鋼管の底面とフーチングの上面が 一致するよう配置し、さらに鋼管と周囲の RC 柱部 での付着補強を行わなかった.そのため、柱内部 の鋼管拘束コンクリート柱への引張力の伝達を防 ぐことができ、RC 柱の変形に伴う鋼管拘束コンク リート柱の損傷を防止することができた.
- 提案構造では、上述したように、RC 柱部と鋼管拘 東コンクリート柱の付着補強を行わなかった。そのため、RC 柱部の変形が内部の鋼管拘東コンクリ ート柱の剛体変形に拘束されることなく、通常の RC 柱同様、柱基部に塑性ヒンジを形成させること ができた。
- 載荷終了後、RC 柱の軸方向鉄筋および鋼管周囲の コンクリートを撤去した結果、鋼管拘束コンクリ ートのみで柱への作用軸力を支持できることが確 認できた.以上から、提案構造は、設計の想定を 超えた地震動が発生した場合でも、死荷重支持機 能を確保することができるため、復旧性の高い構 造であるといえる.

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

- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解 説(耐震設計),丸善,2012.
- 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.
- 4) 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.
- 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.
- 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, pp.I\_688-I\_700, 2019.
- 8) 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 表会講演論文集,No.1495, 2019.
- 9) 土木学会: 複合構造標準示方書 [設計編], 2014.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説-コンクリ ート橋・コンクリート部材編-, 2017.
- 11) 山本貴士,服部篤史,宮川豊章:補強部軸方向プレ ストレスを有する RC 巻立て補強部材の復元特性, プレストレスコンクリート技術協会 第8回シンポ ジウム論文集,pp.297-302, 1998.
- 12) 土木学会:コンクリート標準示方書[設計編], 2017.
- 渡邊康介,植村佳大,高橋良和:骨格曲線に負勾配 を有する構造物の定常振動下での動的応答安定性の 理論的考察,土木学会論文集 A1, Vol.76, No.4, pp.I\_301-I\_309, 2020.
- 14) 綾城威歩生,植村佳大,高橋良和:振動中心軸の移 動量に着目した非線形一自由度系の安定性に関する 検討,地震工学研究発表会講演論文集,No.1608, 2020.

(Received November 9, 2020) (Accepted March 1, 2021)

# EXPERIMENTAL STUDY ON SINGLE RC COLUMN WITH EMBEDDED DEAD WEIGHT SUPPORT MECHANISM DURING RECOVERY

# Koki NISHINE, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In order to realize anti-catastrophe of bridge structures, the structural technology to secure human life and improve the recoverability is required. In this study, a RC column with an embedded concrete filled steel tube with dead weight support capacity was proposed, and its performance was evaluated by cyclic loading tests. In the proposed structure, the embedded concrete filled steel tube was placed so that the bottom of the steel tube and the top of the footing were aligned. As a result, it was possible to prevent the tensile force from being transmitted to the embedded concrete filled steel tube and reduce damage to it. It was also found that the proposed structure exhibits restoring force characteristics and ultimate modes similar to those of ordinary RC columns. After the experiment, the longitudinal bars and the concrete surrounding the embedded concrete filled steel tube were removed. From the results, it was confirmed that the acting axial load could be supported only by the remaining concrete filled steel tube.