

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

植村 佳大¹・五島 健斗²・高橋 良和³

¹ 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.keitai.3n@kyoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

² 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

³ 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

橋梁の危機耐性実現に向けて、設計基準外事象に対しても最低限の性能を確保できる構造技術が求められている。本研究では、復旧時のセルフセンタリング機構と余震相当の地震力に抵抗するための復元力(0.2G 水平力程度)を有するコンクリートヒンジ構造を開発し、その構造を内部に埋め込んだ 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、セルフセンタリング機構と 0.2G 水平力程度の復元力を有する構造が実現された。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の発生を機に、「狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が、単体またはシステムとして、破滅的な状況に陥らないような性質」という危機耐性の概念が提案された¹⁾。この危機耐性は、「確保されるべき安全性が、設計基準外事象(Beyond Design Basis Events)によって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性能」と言い換えることができ、単に構造物の性能向上により地震時の被災を防ぐのではなく、被災を許容しつつ、社会へ深刻な影響を与える事象を防ぐという側面が大きいといえる。そのため、橋梁構造物の危機耐性の実現に向けた過去の耐震研究では、地震後の構造物における最低限の性能維持や破壊形態の制御に向けた検討が行われている。

例えば、豊岡ら²⁾や布川ら³⁾は一連の検討の中で、橋梁構造物の倒壊方向を制御することが可能な「倒壊方向制御構造」を提案している。また西村ら⁴⁾は、鉛直力の

みを支持する自重補償柱を橋梁に加えることで、通常の柱が鉛直支持力を失うような事象が発生した場合でも、橋梁全体としての鉛直支持性能が維持できる自重補償機構を考案している。また、従来の RC 柱では、設計基準外事象に対して塑性ヒンジの更なる損傷が進行した場合、RC 柱の保有性能や変形モード等の不確実性が高まってしまう。そこで筆者ら⁵⁾は、コンクリートヒンジの一種であるメナーゼヒンジを基部に埋め込んだ埋込メナーゼヒンジ RC 構造を提案している。この構造では、軸方向鉄筋の座屈発生後、柱基部のメナーゼヒンジによる構造ヒンジ機能が発現することで、基部での軸沈下・せん断ずれが防止されるとともに、基部の回転中心位置がフーチング上面に誘導される。そのため、RC 柱の変形モードの不確実性が低下し、設計基準外事象に対する挙動予測が定性的に可能となる。

しかし、これらの構造により、設計想定を超える本震に対しての危機耐性を向上させることはできるものの、構造物の更なる危機耐性向上を実現するためには、本震後の余震への抵抗性や、その中で復旧活動等を念頭に

おいた構造技術が望まれるといえる。そうした中、石橋ら⁹⁾が提案した内巻きスパイラル構造では、軸方向鉄筋が座屈したとしても、スパイラル筋で保護されたコアコンクリートの残存により、RC柱の復元力低下を抑制することができるため、本震後の復旧性の観点でも優れた構造であるといえる。一方で、この構造は、軸方向鉄筋が破断し、スパイラル筋で保護されたコアコンクリートのみが残存した状態では、期待する性能を発揮することができない構造となっている。

そこで本研究では、本震後の復旧性向上を目的として、単体で復旧時の要求性能を実現できるコンクリートヒンジ構造を開発し、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向けた、正負交番載荷実験および数値解析を実施した。その後、開発した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、その構造の性能検証を行った。

2. 提案構造について

(1) 復旧時の要求性能を実現するコンクリートヒンジについて

本研究では、中央にアンボンド高強度芯材を配置した円形鋼管にコンクリートを充填し、その底面がコンクリートヒンジとして挙動する構造(鋼管拘束コンクリートヒンジと呼ぶ)を開発する。その際、鋼管拘束コンクリートヒンジには、復旧時の要求性能として、下記の性能を要求する。

a) 復旧時のセルフセンタリング機構

国外を中心に、高い復旧性を備えた柱構造として、地震時にセルフセンタリング機構が発現するRC橋脚(センタリング橋脚)の検討が盛んに行われており^{7,8)}、国内でも、建築分野を中心に、センタリング機構による残留変位低減効果についての検討が実施されている⁹⁾。しかし、セルフセンタリング橋脚は、履歴面積の小さいフラッグ型の復元力特性を有するのが一般的であるため、従来のRC柱と比較して地震エネルギー吸収性能が小さく、地震時の応答が増大するという課題があり、危機耐性実現に向けた構造技術として適用されている例は見られない。

そこで本研究では、セルフセンタリング機構と高いエネルギー吸収性能の両立を目的に、「復旧時にのみセルフセンタリング機構が発現する構造」を目指す。具体的には、地震時には柱のセルフセンタリング機構を要求せず、地震後の復旧時に塑性化部材を撤去する中で、セルフセンタリング機構が顕在化することを狙う。つまり、芯材を配置した鋼管拘束コンクリートヒンジ単体にセルフセンタリング機構を要求するものの、芯材に発生する軸力を最小限とすることで、地震時にRC柱の復元力特

性がフラッグ型となるのを防ぐ。また本構造では、安定したセルフセンタリング機構実現に向けて、家村ら¹⁰⁾が提案したUBRC構造に倣い、芯材に初期張力は与えず、さらに芯材をアンボンド化してひずみを高さ方向へ平滑化させることで、芯材の塑性化を防止することを狙う。

b) 0.2G 水平力相当の復元力

余震相当の地震力に抵抗するための復元力として、鋼管拘束コンクリートヒンジ単体に対して0.2G水平力相当の最大復元力を要求する。ここで、コンクリートヒンジとは、コンクリート構造でのヒンジ機構を実現するための構造であるため、本来は曲げモーメントを伝達せず、軸力・せん断力のみを伝達しようとする構造である。しかし、例えばコンクリートヒンジの一種であるメナーゼヒンジ構造では、ヒンジ部のコンクリートの断面積によっては、ヒンジ部に曲げモーメントが発生することが確認されており¹¹⁾、“imperfect hinges (不完全ヒンジ)”と呼ばれている¹²⁾。そのため本研究では、鋼管拘束コンクリートヒンジに曲げモーメント伝達による水平復元力を期待するものの、その構造を「コンクリートヒンジ」と呼ぶこととする。

ここで、断面中心にアンボンド高強度芯材を配置した鋼管拘束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、鋼管拘束コンクリートヒンジには、作用軸力と芯材の引張力による付加軸力に釣り合う圧縮反力が作用し、その反力作用位置が断面中心から偏心することで、鋼管拘束コンクリートヒンジの復元力が発揮される。そのため、鋼管拘束コンクリートヒンジの断面積を大きくして鋼管拘束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、芯材の変形量増加により芯材の軸力が増大するため、鋼管拘束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。

一方で、本提案構造では、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には

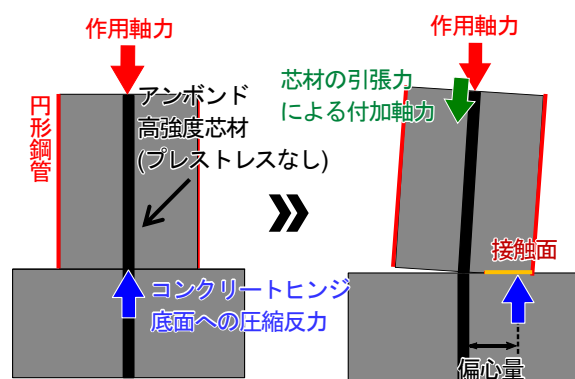


図-1 アンボンド高強度芯材を配置した鋼管拘束コンクリートヒンジ構造の耐荷メカニズム

限度がある。しかし、鋼管拘束コンクリートヒンジは、その断面積を増大させずとも、芯材の径やヤング率を増大させたり、芯材の定着長を短くすることで、芯材の軸力を増大させることが可能である。そこで本研究では、適切な芯材の径、材料特性および芯材の固定高さを選定して必要な芯材による付加軸力を確保し、鋼管拘束コンクリートヒンジに必要な復元力を実現することを目指す。

また本研究では、水平震度 0.2 が 1970 年代初頭までの我が国の耐震設計で一般的に用いられていたという工学的背景から、余震相当の地震力に抵抗するための復元力を 0.2G 水平力相当の復元力と考えたが、余震相当の地震力強さをどのように定義するかは、議論の余地があるといえる。しかしながら、本提案構造では、先述のように配置する芯材の特性や固定位置によって、鋼管拘束コンクリートが保有する復元力を変化させることができるため、要求する復元力に応じた適切な構造が実現可能であるといえる。

(2) 提案構造における鋼管の配置位置と既往研究との相違点について

本提案構造のようにコアコンクリートを鋼管で拘束している構造は、過去に藤倉ら¹³⁾が提案している(図-2(a))。藤倉ら¹³⁾の提案構造では、鋼管をフーチング内部から柱部にわたって埋め込んでおり、鋼管が鋼管内部のコアコンクリートを守ることで、大変形まで RC 柱の耐力を保つことができる。しかしながら、この構造では、鋼管に引張力が作用することで鋼管が塑性化し、柱基部での鋼管の破断が確認されている。それに対し、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破断しないよう、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(図-2(b))。こうすることで、鋼管に引張力が伝達されなくなるため、鋼管によるコンクリートヒンジの拘束効果を維持することができ、大変形領域でのコンクリートヒンジ下端でのコンクリートの圧壊が抑制できる。

また、本構造における鋼管と、石橋ら⁹⁾が提案した内巻きスパイラル構造におけるスパイラル筋は、その配置位置や役割が同じであるといえる。しかし本構造では、鋼管拘束コンクリート単体での挙動となった場合、柱基部の回転中心が鋼管下端に確実に誘導され、それより上部では剛体のように挙動すると考えられる。そのため、内巻きスパイラル構造に比べ、単体(周囲の軸方向鉄筋およびコンクリートがない状態)で挙動した際の変形モードの不確実性が小さい構造が実現できるといえる。

また本提案構造では、鋼管拘束コンクリートヒンジは柱内部でも剛体変形することが予想されるため、それにより RC 柱の変形が拘束され、RC 柱の柱高さ 0mm の位

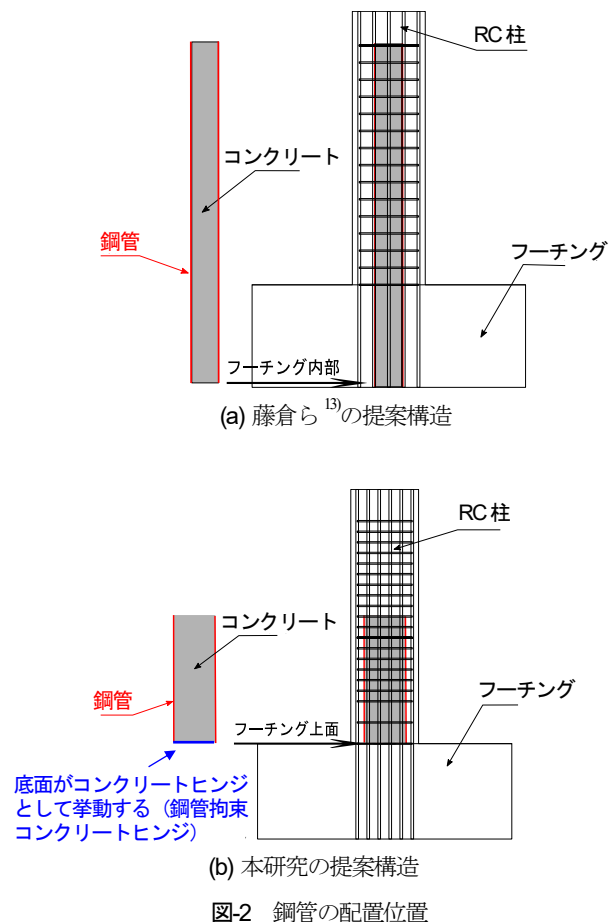


図-2 鋼管の配置位置

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 柱との付着補強を行わないことで、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、RC 柱の変形が柱高さ 0mm の位置に集中しないような構造とした。

(3) 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⁹⁾で、現行の耐震設計を満たす RC 橋脚において、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、設計時に定量的に予測することが困難であり、設計基準外事象に対する RC 柱の変形モードの不確実性を高めると考えられる。

そこで本研究では、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-3)。その際、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、せん断キーの根入れ深さおよび径を設計する。ただし、

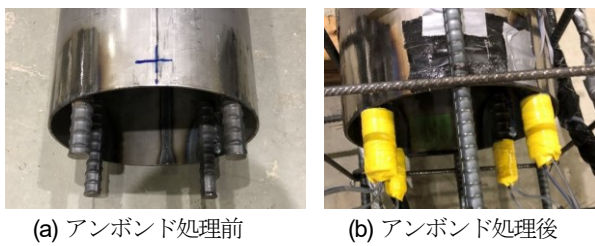


図-3 鋼管下端に接合するずれ止めせん断キー

せん断キーに作用するせん断力を柱に作用する最大せん断力(最大水平耐力)とすると、せん断キーが過剰設計となると考えられる。これは、柱が最大耐力を示しているときは、柱基部のコンクリートおよび軸方向鉄筋は大きな損傷なく残存しているため、せん断キーに柱の最大耐力と同程度のせん断抵抗力を要求する必要がないからである。そのため、せん断キーが保有すべきせん断耐力は、柱基部のコンクリートおよび軸方向鉄筋の損傷が顕著になったときの柱の耐力を考えるべきである。事実、過去の著者らが提案した埋込メナーゼヒンジ RC 構造⁵⁾においても、せん断ずれ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、最大耐力の 25%と設定して設計を行うことで、設計基準外事象に対する柱基部のせん断ずれを防止できることを確認している。よって、本構造においても、せん断キーに作用するせん断力は、柱の最大水平耐力を適切に軽減させた値とするのが良いと考えられる。

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(図-3(b))。

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、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-4(a)に CH の断面図および側面図を、表-1に鋼材の材料特性を示す。この供試体の 1D 区間(D: 断面高さ)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.(2)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⁵⁾の標

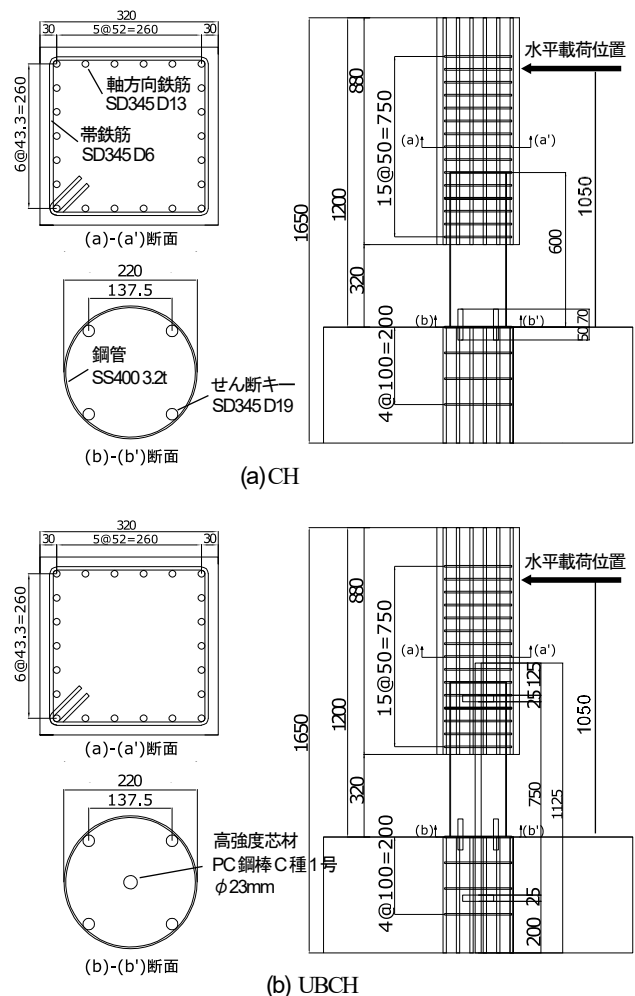


図-4 供試体の断面図および側面図 (Unit [mm])

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おり、軸方向鉄筋比は 2.72%、帯鉄筋比は 0.44%である。また、鋼管上端部は、図-5 に示すように軸方向鉄筋と接合した。せん断キーは、フーチングへの根入れ深さを 50mm とした SD345 D19 の鉄筋 4 本を鋼管下端に溶接した。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、せん断キーへの作用せん断力として設計を行い、せん断キーにはアンボンド処理を施した。

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特性へ与える影響について検討する。図-4(b)に UBCH の断面図および側面図を示す。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 $\phi 23\text{mm}$ 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 の位置で定着した。その際、芯材の定着位置にて、図心に芯材貫通用の円孔を設けた一辺 120mm、厚さ 25mm の鋼板を芯材に両側ナットで固定することで、芯材を柱内部に機械的に定着させた。

表-1 鉄筋の材料特性(※は規格値)

供試体	用途	径・厚	鋼種	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(N/mm ²)
CH	帯鉄筋	D6	SD345	413.9	592.7	2.012×10 ⁵
	軸方向鉄筋	D13	SD345	405.9	580.4	1.980×10 ⁵
UBCH	鋼管	3.2t	SS400	245以上※	400~510※	2.06×10 ⁵ ※
	芯材(UBCHのみ)	φ23mm	PC鋼棒C種1号	1080以上※	1230以上※	2.0×10 ⁵ ※

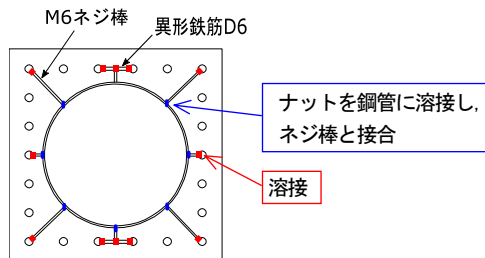


図-5 鋼管上端部におけるRC柱部との定着

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のものを用了。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26.2MPaであった。

(2) 荷重方法

荷重状況を図-6に示す。荷重は正負交番荷重とし、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荷重を行った。荷重回数は、繰り返し回数を3回とした。なお、CHは変位振幅70mmで荷重を終了し、UBCHは変位振幅100mmまで荷重を行った。その際、UBCHでの変位振幅70mm以降は基準振幅を10mmとし、繰り返し回数を1回として正負交番荷重を行った。また水平荷重位置は柱高さ1050mmとし、

荷重軸応力はRC断面部で0.98MPa、鋼管拘束コンクリートヒンジ部で2.7MPa(荷重軸力=100kN)とした。なお本実験では、鉛直軸力に相当する重量と地震時の水平慣性力に寄与する上部構重量が一致している状況を想定する。そのため、UBCHには0.2G水平力程度の復元力として約20kNの復元力を期待することとする。

(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荷重位置における復元力および軸力を測定し、供試体の荷重位置における水平変位を計測するため、供試体の荷重位置にワイヤ式変位計を設置した。また、各種鋼材のひずみをひずみゲージにより測定した。

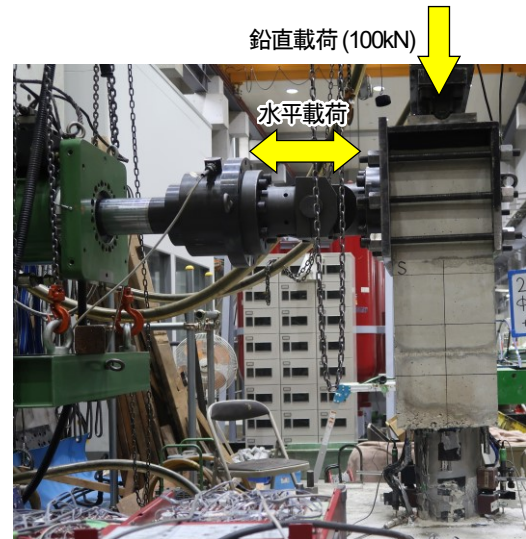


図-6 荷重状況

4. 鋼管拘束コンクリートヒンジに対する正負交番荷重実験の結果と考察

(1) 荷重-変位関係

両供試体の荷重-変位関係を図-7に、両供試体間の履歴ループの比較を図-8に示す。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-A効果により負の勾配を有する履歴特性が発現し、荷重低下が発生した。なお、鋼管下端に接合したせん断キーにはひずみがほとんど生じていないことを、せん断キーに添付したひずみゲージによる計測で確認している。そのため、CHが示した復元力は、作用軸力の反力として発生する鋼管拘束コンクリートヒンジ底面への圧縮力が、荷重に伴って偏心することで生じたものであるといえる。

それに対し、UBCHでは荷重低下は発生せず、約18kNの最大荷重を示した。この値は、鋼管拘束コンクリートヒンジに要求していた0.2G水平力程度の復元力であることから、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0.2G水平力程度の復元力を発揮させることができたといえる。しかしその一方で、0.2G水平力程度の復元力を発揮するときの変位が大きな値となっている。そのため、余震相当の復元力を期待する際に

許容される変形量について、更なる検討を行っていく必要があるといえる。なお本実験では、鉛直軸力に相当する重量と地震時の水平慣性力に寄与する上部構重量が一致している状況を想定したが、橋梁に水平力を分担しない橋脚が存在する場合や、本構造が不静定構造を構成

している場合など、鉛直軸力に相当する重量と地震時の水平慣性力に寄与する重量が一致しないことも多い。その場合は、鋼管拘束コンクリートヒンジが保有すべき復元力が変化するため、それに応じて鋼管拘束コンクリートヒンジの断面積や高強度芯材の材料特性および固定高さを適切に選定する必要があるといえる。

また、図-8を見ると、UBCHではCHで確認されたような負の勾配を持つ履歴特性が発現しておらず、かつ履歴曲線が原点付近を通過している。以上から、UBCHでは、芯材を配置することで、安定したセルフセンタリング機構が発現していることがわかる。

(2) アンボンド高強度芯材が発揮した引張力

UBCHにおけるアンボンド高強度芯材のひずみの高さ方向分布を図-9に示す。なお、芯材の降伏ひずみの規格値は 5400μ であり、芯材に貼付したひずみゲージより得られた値を平均することで、芯材の軸ひずみを算出している(図-9)。図より、芯材をアンボンド化したことにより、ひずみが高さ方向に平滑化されており、芯材の変形が弾性域に留まっていることがわかる。これにより、UBCHでの履歴曲線での正の剛性が保たれ、安定したセルフセンタリング機構維持につながったと考えられる。

ここで、アンボンド高強度芯材の軸力-変位関係を図-10に示す。なお、芯材の軸力は、芯材に貼付したひずみゲージにより芯材断面のひずみ分布を求め、芯材の応力-ひずみ関係を完全弾塑性バイリニアと仮定し、断面に生じている応力を積分することで算出した。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、最終的に300kN以上の引張力を発揮していることがわかる。そのため、UBCHに配置したアンボンド高強度芯材は、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、図-1に示すように、鋼管拘束コンクリートヒンジ底面に作

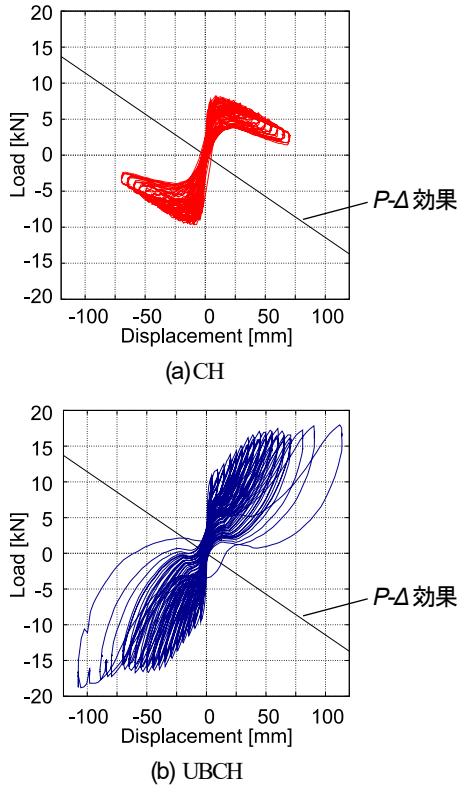


図-7 CHおよびUBCHの荷重-変位関係

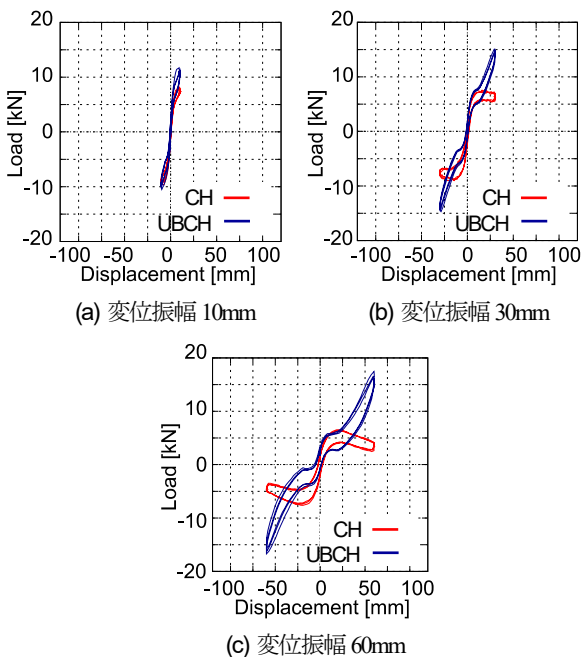


図-8 CHとUBCHの履歴ループの比較

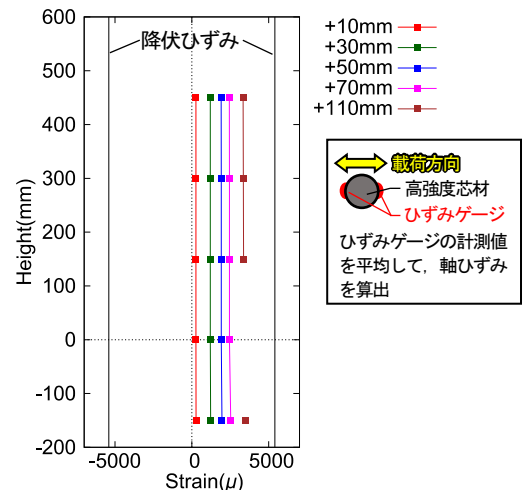


図-9 UBCHにおける高強度芯材のひずみの高さ方向分布

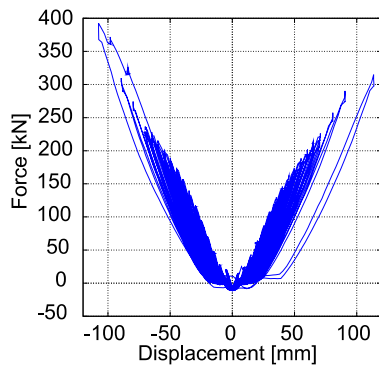


図-10 UBCH における高強度芯材の軸力-柱変位関係 (引張 : 正)

用する圧縮反力が增大することにより, 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。

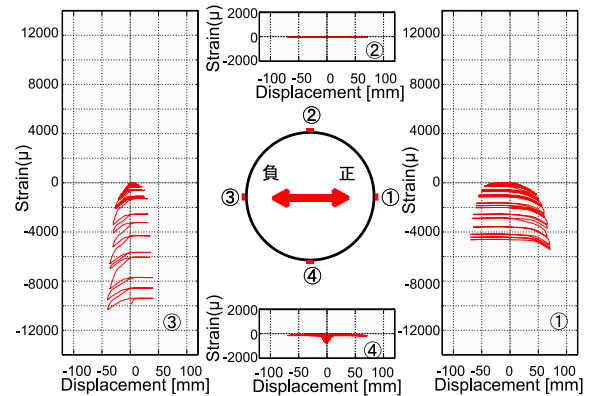
(3) 鋼管のひずみ

柱高さ 25mm および 125mm における鋼管の鉛直方向ひずみを図-11 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-12 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, 鋼管の破断防止を狙っていた. 図より, 両供試体ともに鉛直方向において顕著な引張ひずみは発生しておらず, 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他の箇所でのひずみと比べて増大している様子が確認できる. これは, 柱の変形に伴い, フーチング上面に接触していた鋼管の縁に圧縮力が伝達したためであると考えられる. また, 載荷面と載荷裏面の柱高さ 25mm の位置における周方向ひずみが, 小さな値であっても柱変位 0mm のときに残留していることがわかる. これは, その位置の鉛直方向ひずみの影響で, 鋼管が降伏しているためであると考えられる. そこで, 柱高さ 25mm における鋼管のひずみ増大が, 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。

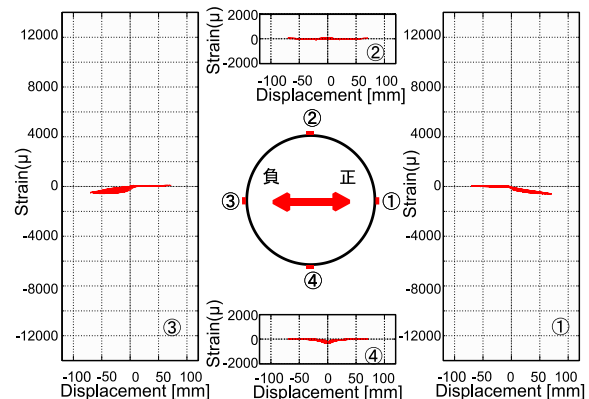
(4) 鋼管および鋼管内部のコンクリートの損傷状況

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 付近でわずかな座屈を確認した. 一方, UBCH では, 変位振幅 60mm 時に底面付近での鋼管の座屈が確認され, 変位振幅の増大とともに鋼管の座屈も大きくなっていった。

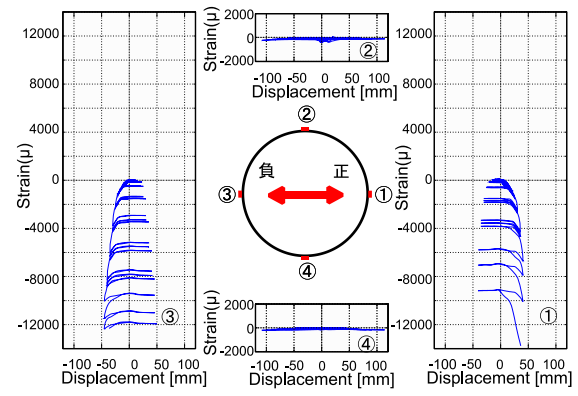
実験終了後, 鋼管を取り除いて充填コンクリートを露出させたところ, 両供試体ともに, 鋼管が座屈した位置で鋼管内部の充填コンクリートにおいて一部損傷が確認されたものの (図-13), 圧縮抵抗力喪失につながるような顕著なひび割れ等の損傷は確認されなかった. そのた



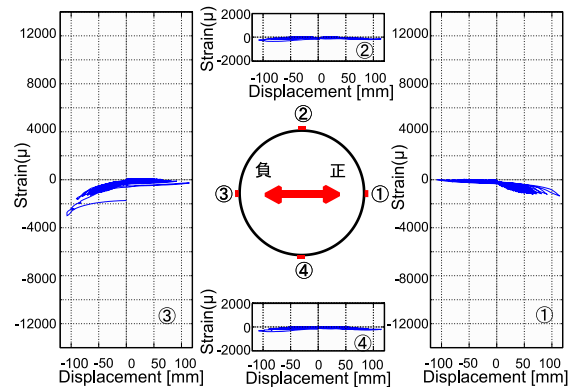
(a) CH (柱高さ 25mm)



(b) CH (柱高さ 125mm)

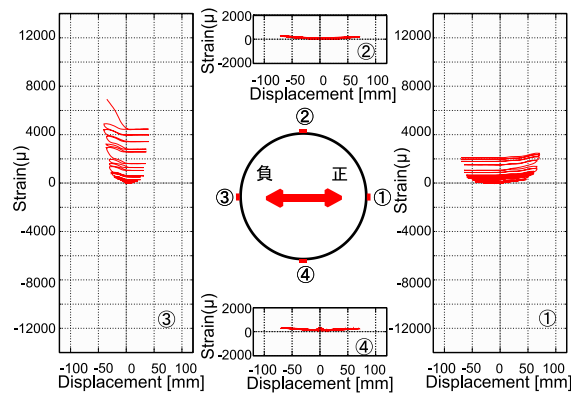


(c) UBCH (柱高さ 25mm)

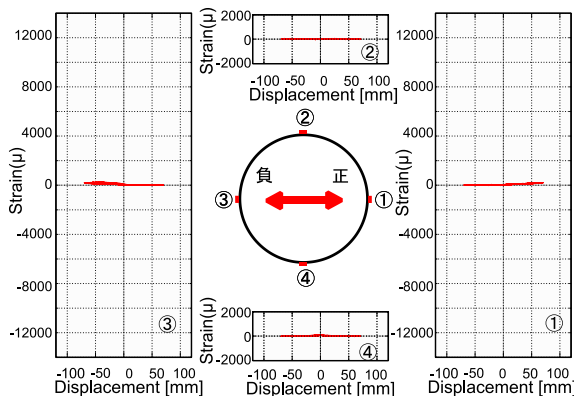


(d) UBCH (柱高さ 125mm)

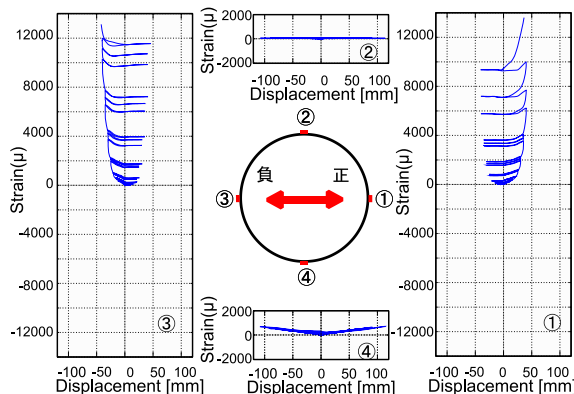
図-11 鋼管の鉛直方向ひずみ (引張 : 正)



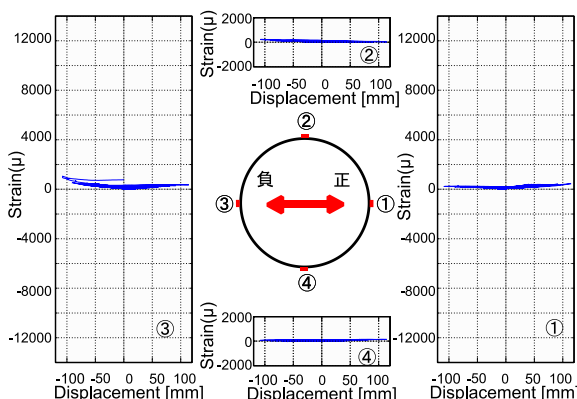
(a) CH (柱高さ 25mm)



(b) CH (柱高さ 125mm)



(c) UBCH (柱高さ 25mm)



(d) UBCH (柱高さ 125mm)

図-12 鋼管の周長方向ひずみ(引張: 正)

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ひずみ増大、および上述した鋼管の座屈の影響は小さく、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。

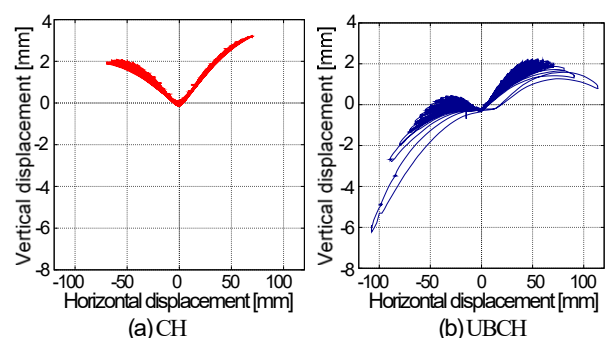
(5) 鋼管の座屈が柱の鉛直変位に与えた影響

4.(4)で述べたように、CH および UBCH では、鋼管下端付近での鋼管の座屈が確認されたため、鋼管の座屈により、柱に軸沈下が生じている可能性が考えられる。柱の軸沈下が顕著であると、地震後の復旧性を低下させる恐れがあるため、本項では、鋼管の座屈が柱の鉛直変位に与えた影響について考察する。図-14 に、CH および UBCH における水平変位—鉛直変位関係を示す。なお図-14 における鉛直変位は、軸力載荷位置である柱天端の変位を示している。図より、両供試体ともに、水平変位 0mm の位置で鉛直変位が元の値に戻っていることから、地震後の復旧性に影響を与えるような軸沈下は発生していないことがわかる。また、UBCH において、水平変位の正負で鉛直変位の値の傾向が異なっているのは、鋼管の座屈による影響であると考えられるが、水平変位 0mm で鉛直変位が元の値に戻っていることから、復旧性に与える影響は小さいといえる。

以上から、CH および UBCH では、4.(4)で述べた鋼管の座屈による鉛直方向の軸沈下は発生しておらず、本構造における鋼管座屈が復旧性に与える影響は小さいことがわかった。



図-13 実験終了時における UBCH における鋼管および鋼管内部のコンクリートの損傷状況(鋼管を一部除去)



(a) CH

(b) UBCH

図-14 水平変位—鉛直変位関係

(6) 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-15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状になっていたものの、フーチング上面のひび割れやせん断キリ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における安定したセルフセンタリング機構の維持および0.2 G 水平力相当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に対する正負交番載荷実験の再現解析

(1) 既往の研究

鋼管拘束コンクリートヒンジのように、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、Leonhardt and Reinmann¹⁴⁾は、力の釣り合いとモーメントの釣り合いから断面の $M-\phi$ 関係を算出し、圧縮力の影響範囲 s において ϕ が一定であ

ると仮定($\theta=\phi s$)することで、圧縮軸力と曲げを受けるコンクリート継手の $M-\theta$ 関係を理論的に導出している。その際、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。一方で、鉄道構造物等設計標準・同解説—シールドトンネル¹⁵⁾では、Leonhardt and Reinmann¹⁴⁾の手法における圧縮力の影響範囲 s を、継手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¹¹⁾は、Leonhardt and Reinmann¹⁴⁾と鉄道構造物等設計標準・同解説—シールドトンネル¹⁵⁾の手法を応用し、コンクリートヒンジの一種であるメナーゼヒンジの $M-\theta$ 関係を算定している。PC梁と柱部の接合部¹⁶⁾やロッキング式セルフセンタリング橋脚¹⁷⁾の $M-\theta$ 関係を算定する際にも、Leonhardt and Reinmann¹⁴⁾と同様の手法が用いられており、それらの検討では、圧縮力の影響範囲に相当する値を、「接合部での軸方向鉄筋の引き抜け量の2倍」や「橋脚基部の塑性ヒンジ長」とみなしている。以上から、上記構造と同様に、鋼管拘束コンクリートヒンジの復元力特性を断面解析により算定する際は、変形が集中する基部に発生する圧縮力の影響範囲の設定が重要となると考えられる。しかし、圧縮力の影響範囲の適切な値は、対象とする構造によっても変化するため、対象とする鋼管拘束コンクリートヒンジに応じた、適切な圧縮力の影響範囲を設定する必要があるといえる。

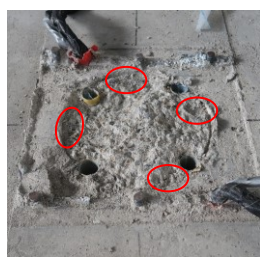
また、プレキャストセグメント型のロッキング式セルフセンタリング橋脚に対し、セグメント同士の接触面の目開きを引張応力がゼロとなるコンクリート材料モデルを用いて再現することで、ファイバー要素によりモデル化している検討も存在する¹⁸⁾。その他にも、Wangら^{19,20)}は、プレキャストセグメントで構成されたセルフセンタリング橋脚をファイバー要素によりモデル化する際、セグメント同士の接触面を、Zhao and Sritharan²¹⁾が提案したZero-length section elementでモデルしている。Zero-length section elementは、同じ座標上に位置する節点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している。一方で、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が、上述した圧縮力の影響範囲と同様の位置づけとなると考えられる。そのため、対象構造の特性に応じて、変形が集中する部分におけるファイバーモデルの要素長を、適切に設定する必要があるといえる。

(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-16に示す。本研究では、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



(a) 鋼管拘束コンクリートヒンジ底面(CH)



(b) フーチング上面(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-15 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 (赤丸はコンクリートが粉状になっていた部分)

クリートヒンジ底面とフーチング上面の接触面は、Wang ら^{19,20)}の検討に倣い、Zero-length section element²¹⁾でモデル化した。Zero-length section element は本来、ファイバーモデルにおける軸方向鉄筋の付着すべりをモデル化する際に、柱部とフーチング部の境界に用いられる。そのため本検討では、軸方向鉄筋を有さない鋼管拘束コンクリートヒンジへの Zero-length section element の適用可能性を検証する。また、5.(1)で述べたように、接触面に变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、接触面にあたる要素に適切な要素長を設定する必要がある。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る妥当性についても考察する。

また、材料モデルについては、コンクリートの材料モデルに、最大圧縮応力を示すまでの骨格曲線として Hognestad ら²²⁾が提案したモデルを採用した (図-17)。なお本検討では、より簡易的なモデルでの実験結果の再現を試みることを目的として、予測が困難な最大圧縮以降の軟化を考慮しないモデルとした。その際、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は、複合構造標準示方書設計編²³⁾で採用されている以下の式を用いて、鋼管の拘束効果を考慮した。

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

$$\epsilon'_{cc} = 0.002 \left\{ 1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} \right) \right\} \quad (2)$$

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、 ϵ'_{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'_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である。 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。

$$f'_1 = \frac{2 \cdot t \cdot \alpha \cdot f_{sy}}{D - 2t} \quad (3)$$

ここに、 D は鋼管外径、 t は鋼管厚、 f_{sy} は鋼管の降伏強度である。 α 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。コンクリートの除荷・再載荷時の挙動は、履歴を描かない簡易的なモデルとして、Karsan and Jirsa²⁴⁾が提案したモデルを採用した。

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。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。

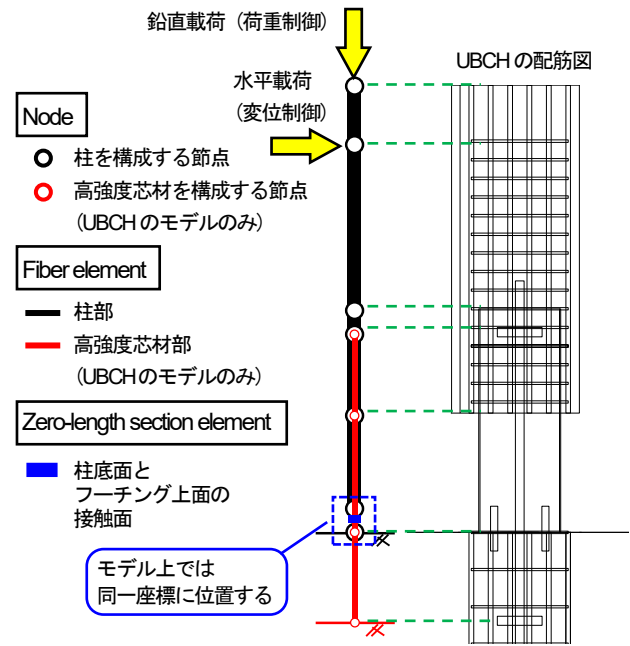


図-16 本検討で用いる解析モデル

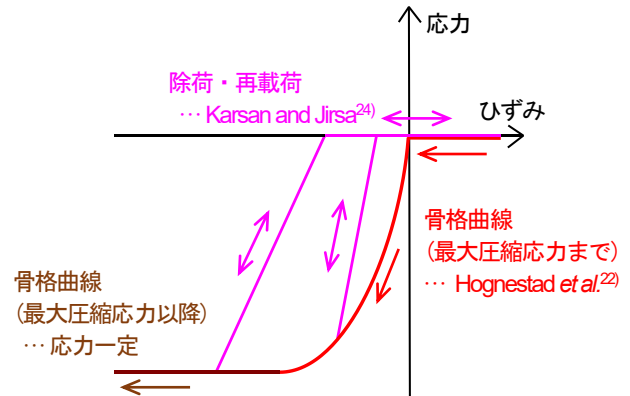


図-17 本解析で用いたコンクリートの材料モデル (引張：正)

拘束条件は、柱部下端および芯材下端を固定とした。ここで、UBCHにおける芯材は、鋼管内部のコンクリートに埋め込まれたシース管内部に配置されているため、水平方向の変形が鋼管拘束コンクリートヒンジの挙動に拘束される。この挙動を解析的に表現するため、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。

なお解析には、汎用構造解析プログラム OpenSees²⁵⁾を用い、幾何学的非線形を考慮した解析を行った。

(3) 解析結果

図-18に数値解析により算出された荷重－変位関係を示す。図-18より、CHの荷重－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、過去のロッキング型のセンタリング橋脚に対する実験的研究²⁶⁾において、橋脚下端の損傷が軽微な場合は、概ね非線形弾性のような履歴を描くのに対し、橋脚下端のコンクリー

ト部の損傷が顕著になると、履歴面積が増大する様子が確認されている。4.(6)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ヒ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状になっている様子が確認されていることから、実際は接触面のコンクリートの損傷によって、荷重－変位関係の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を除荷時に履歴を描かない簡易的な履歴モデルでモデル化したことで、コンクリートの損傷が再現されなかったことが、CH における荷重－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。

しかしその一方で、荷重－変位関係の包絡線を見ると(図-19)、CH および UBCH とともに、実験結果における荷重－変位関係の骨格曲線は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軸力－柱変位関係(図-20)についても、実験結果と良い一致を示している。そのため、最大圧縮応力以降の軟化を示さず、除荷時に履歴を描かない簡易的な履歴モデルをコンクリートの材料モデルに用いたとしても、荷重－変位関係の包絡線および芯材の軸力－柱変位関係の再現は可能であるといえる。

なお、図-20 より、アンボンド高強度芯材の軸力－柱変位関係が履歴を描いているが、これは、芯材が塑性化しているのではなく、コンクリートの材料非線形性により、芯材の軸力と柱変位が線形関係でなくなったためである。そのため、本数値解析で確認された CH および UBCH における荷重変位関係でのエネルギー吸収はコンクリートによるものである。また本検討では、材料モデルにおいて応力の繰返し劣化を考慮していないにも関わらず、荷重－変位関係において、荷重のわずかな繰返し劣化挙動が確認できる。これは、コンクリートに発生する圧縮ひずみが同等であっても、材料モデルにおける骨格曲線上の応力を示すか、除荷・再載荷時の応力を示すかで発生する応力が異なるため、同一振幅における1回目の載荷と2回目以降の載荷で、断面の応力性状が変化し、柱が示す荷重がわずかに異なったためである。

(4) 鋼管拘束コンクリートヒンジ底面への Zero-length section element の適用可能性について

5.(3)で述べた結果から、本来は RC 柱構造における柱部とフーチング部との境界での軸方向鉄筋の付着すべりをモデル化する際に用いられる Zero-length section element を、軸方向鉄筋を有さない鋼管拘束コンクリートヒンジの底面に用いたとしても、実験結果を概ね再現可能であることがわかった。また、本解析モデルでは、鋼管拘束コンクリートヒンジの底面の要素長は、計算上、単位長さとして処理されていたが、それに関しても問題はなか

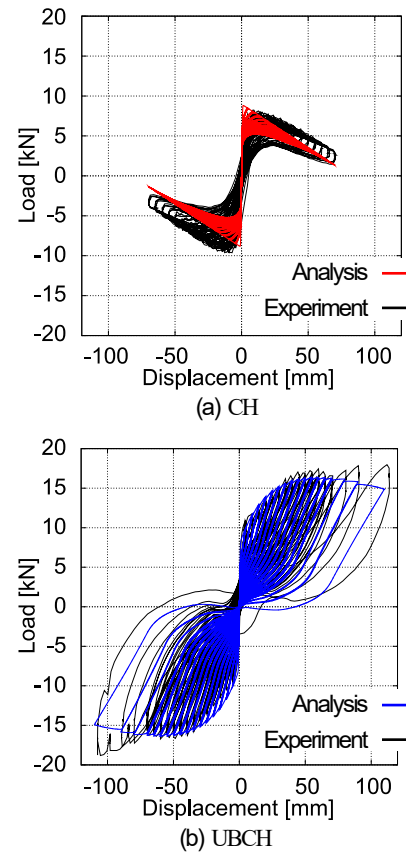


図-18 数値解析により算出された荷重－変位関係

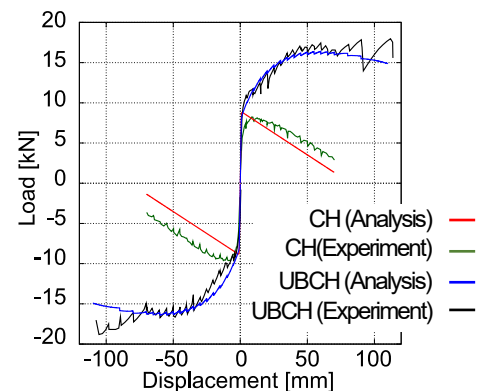


図-19 数値解析により算出された荷重－変位関係の包絡線

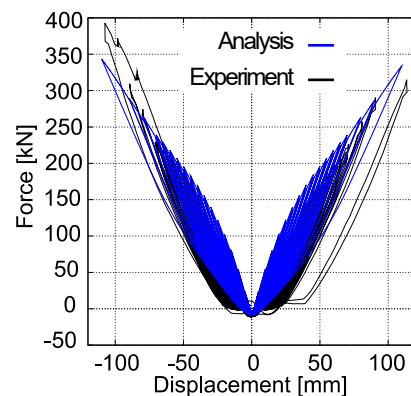


図-20 数値解析により算出された UBCH におけるアンボンド高強度芯材の軸力－柱変位関係

ったといえる。これは、Zero-length section element を用いたとしても、本構造における鋼管拘束コンクリートヒンジ底面とフーチング上面間に作用する圧縮力の影響範囲が適切にモデル化されたためであると考えられる。

以上から、鋼管拘束コンクリートヒンジに求める復元力が確保されているかや、芯材の変形が弾性域に留まるかなど、復旧時の鋼管拘束コンクリートヒンジの保有性能に関わる照査を、設計時に予測が困難なコンクリートヒンジ下端の損傷を考慮する必要はなく、簡易的なモデルを用いて実施可能であることがわかった。

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 $\phi 220$ -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、復旧時のセルフセンタリング機構および 0.2G 程度の復元力を期待しており、3.および4.で検討した UBCH と同様の構造を採用した。また、2.(2)で述べたように、鋼管底面は柱高さ 0mm の位置と一致させ、鋼管と RC 柱は鋼管上端のみで結合し、鋼管と RC 柱の付着補強は行っていない。なお、鋼管上端部は、CH および UBCH と同じく図-5 に示すように軸方向鉄筋と接合した。

図-21(a)に $\phi 220$ -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、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、26.2MPa であった。また、使用した鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

また、石橋ら⁹⁾が提案した内巻きスパイラル構造において、1D 区間に直角フックを有する帯鉄筋を疎に配筋することで、軸方向鉄筋の座屈長を長くし、座屈後の鉄筋破断を抑制する手法を提案している。本構造においても、この手法に倣い、帯鉄筋の配筋については、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 135°フックを有する帯鉄筋を使用した。

なお $\phi 220$ -UBRC は、筆者らが過去に実施した実験⁵⁾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-21(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。なお、C50-ST においても、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 のコンクリートが使用されており、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、33.3MPa で

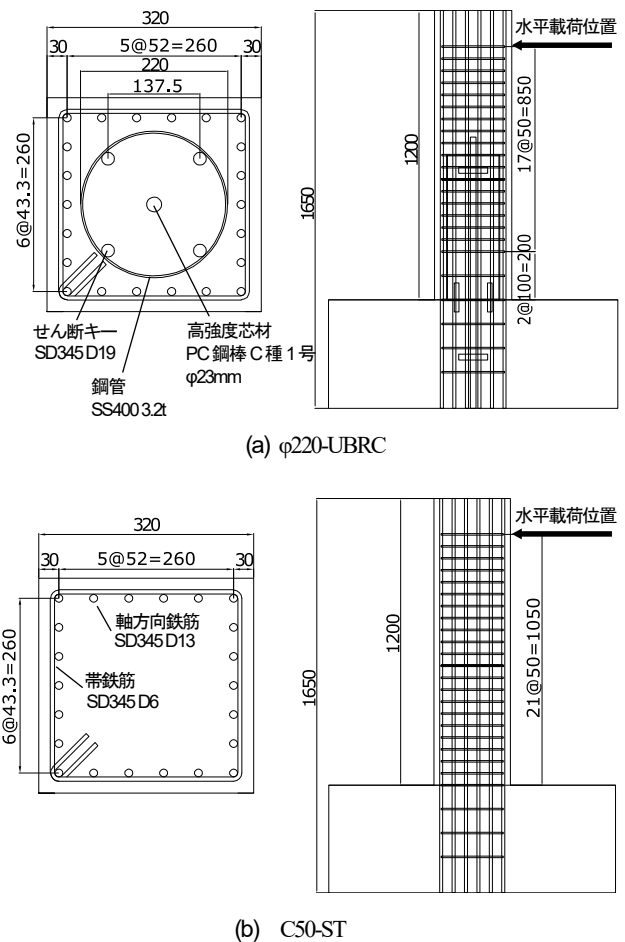


図-21 実験供試体の断面図および配筋図 (Unit [mm])

表-2 鉄筋の材料特性

供試体	用途	径	鋼種	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(N/mm ²)
C50-ST	帯鉄筋	D6	SD345	454.7	620.2	2.056×10 ⁵
	軸方向鉄筋	D13	SD345	390.5	580.0	1.951×10 ⁵
$\phi 220$ -UBRC	帯鉄筋	D6	SD345	413.9	592.7	2.012×10 ⁵
	軸方向鉄筋	D13	SD345	405.9	580.4	1.980×10 ⁵

あった。また、使用した鉄筋の材料特性は表-2に示す通りである。

(2) 荷重方法

本実験では、筆者らが過去に実施した C50-ST に対する正負交番荷重実験と同様の荷重方法を採用した。具体的には、正負交番漸増で荷重を行い、軸方向鉄筋の降伏変位 δ_y ($\approx 5.0\text{mm}$) を基準として、その整数倍の変位振幅での繰り返し荷重を行った。荷重回数は、繰り返し回数を 3 回とした。また荷重軸応力は 0.98MPa (荷重軸力 = 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荷重位置における復元力および軸力を測定し、供試体の荷重位置における水平変位を計測するため、供試体の荷重位置にワイヤ式変位計を設置した。また、各種鋼材のひずみをひずみゲージにより測定した。

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荷重実験の結果と考察

(1) 荷重－変位関係

a) C50-ST

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 (図-22 (a))。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。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) $\phi 220\text{-UBRC}$

変位振幅 20mm までは、C50-ST と同傾向の復元力特性を示し、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 (図-22 (b))。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。その間、C50-ST で確認された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。ここで、 $\phi 220\text{-UBRC}$ での履歴吸収エネルギーの低下が地震時の応答に与える影響を把握するため、C50-ST および $\phi 220\text{-UBRC}$ の変位振幅 40mm の 1 サイクル目における等価減衰定数を算出し、その値を用いて、減衰による応答スペクトルの低減率 (式 (4)) を算出した。

$$S_d(h)/S_d(h=0) = \frac{1}{1+10h} \quad (4)$$

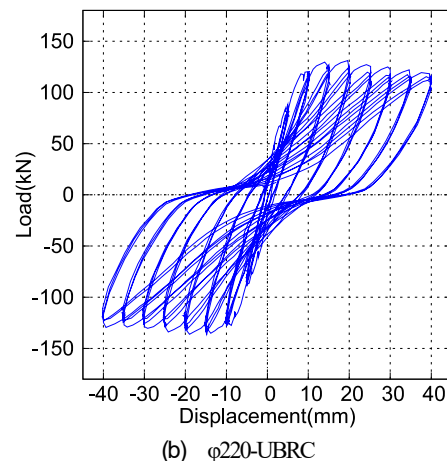
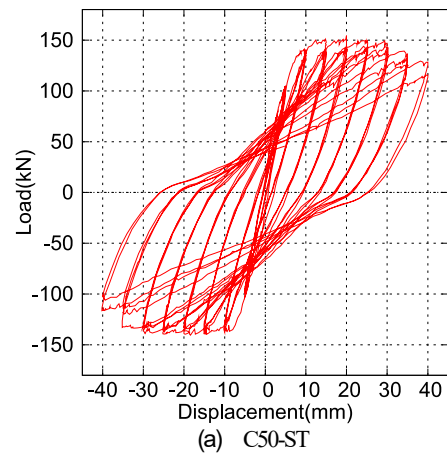


図-22 C50-ST および $\phi 220\text{-UBRC}$ における荷重－変位関係

ここに、 h は減衰定数、 $S_d(h)$ は減衰定数が h の場合の変位応答スペクトルである。その結果、等価減衰定数は C50-ST で 0.198 、 $\phi 220\text{-UBRC}$ で 0.126 であり、減衰による応答スペクトルの低減率は、C50-ST で 0.336 、 $\phi 220\text{-UBRC}$ で 0.442 であった。よって、概算ではあるが、 $\phi 220\text{-UBRC}$ で確認されたエネルギー吸収能低下により、地震時の変位応答が 10% 程度増大する可能性があるといえる。

(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-23 に各供試体の変位振幅 25mm 、 40mm における荷重側面のひび割れ性状を示す。図より、 $\phi 220\text{-UBRC}$ 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、 $\phi 220\text{-UBRC}$ 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、 $\phi 220\text{-UBRC}$ 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

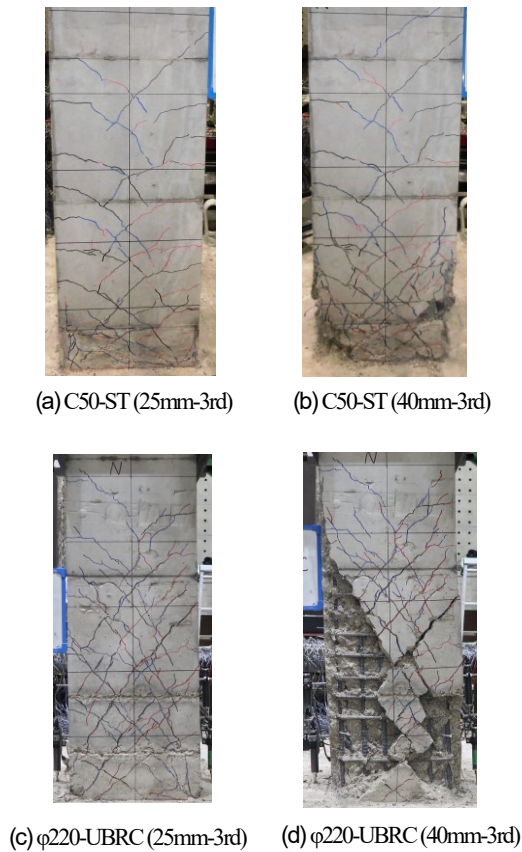


図-23 荷重側面のひび割れ性状

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、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²⁷⁾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・巻立て部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という結果が得られている。

そこで、図-24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ことが考えられる。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]²⁸⁾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

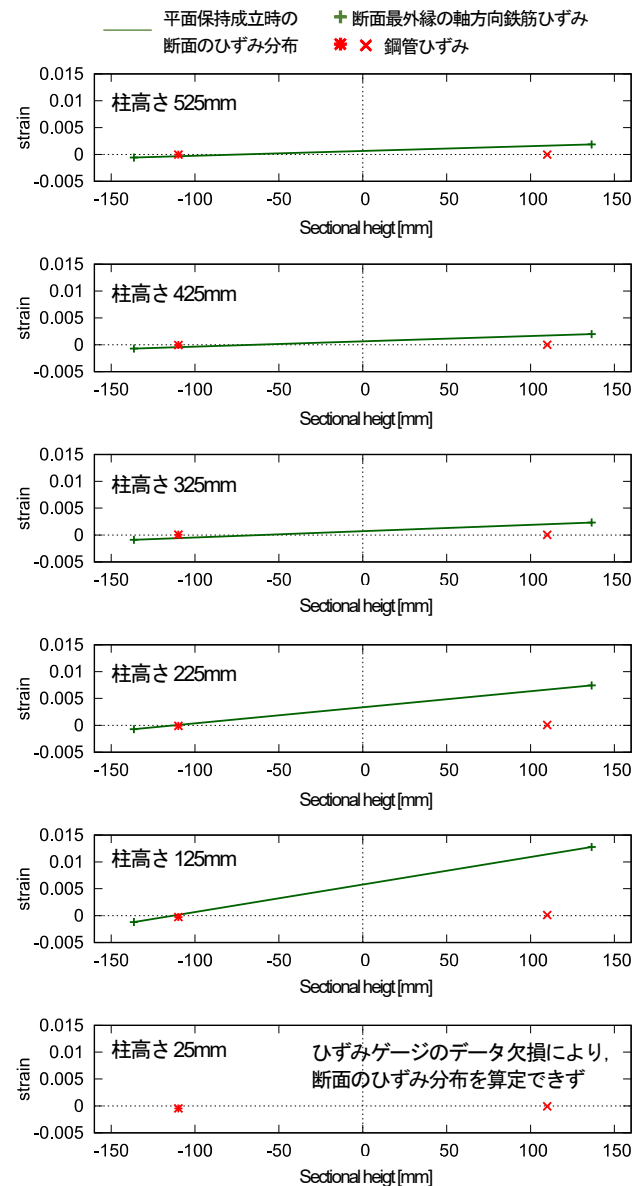


図-24 変位振幅15mm時の各柱高さにおける断面のひずみ

分は99.15kNであったのに対し、φ220-UBRC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、35.98kNとなることがわかった。以上のように、φ220-UBRCでは、RC柱部の断面積減少によりRC柱部のせん断耐力のコンクリート負担分が大幅に減少しており、これが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可能性が考えられる。

(3) 鋼管拘束コンクリートヒンジが帯鉄筋ひずみに与えた影響

図-25に、各供試体の帯鉄筋ひずみの高さ方向分布を示す。図より、C50-STでは、帯鉄筋ひずみが弾性域に留まっているのに対し、φ220-UBRCで帯鉄筋の塑性化が確認できる。これは、φ220-UBRCにおけるせん断耐力のコンクリート負担分の減少により、顕著なせん断ひび割

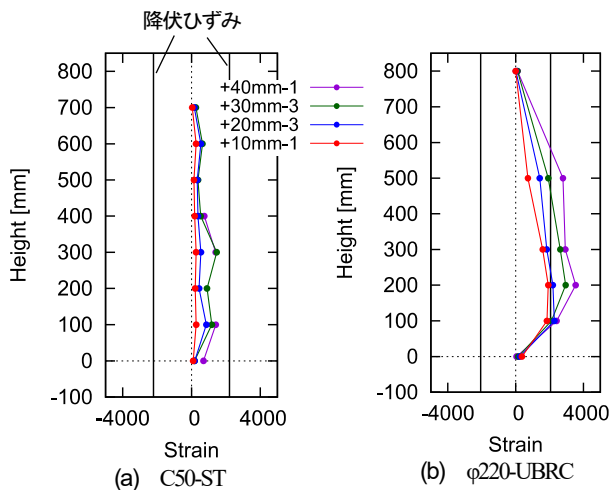


図-25 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

れが多数発生し、その結果、帯鉄筋への負荷が増加したことが原因である可能性が考えられる。

7.(1) b)で述べたように、φ220-UBRCでは、履歴ループ形状が逆S字型形状であった点や、軸方向鉄筋の座屈が確認されなかった点など、C50-STと異なる傾向が表れた。これは、顕著なせん断ひび割れの発生および帯鉄筋の降伏により、C50-STに比べて柱の変形に占めるせん断変形成分が大きかったためであるといえる。RC柱の変形に占めるせん断変形成分の増加は、地震時のRC柱の挙動の不確定性に繋がる恐れがある。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、せん断耐力のコンクリート負担分の減少により帯鉄筋の降伏が発生しないよう、高強度のコンクリート材料を使用したり、せん断補強筋量を増大させる等の配慮が必要であると考えられる。

(4) 鋼管拘束コンクリートヒンジの配置によるRC柱の荷重低下改善メカニズム

一般的に、RC柱に顕著なせん断ひび割れが発生し、帯鉄筋が降伏すると、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、帯鉄筋の降伏が確認され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、載荷終了後に取り出した、鋼管拘束コンクリートヒンジの様子を図-26に示す。図のように、基部で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、



図-26 載荷終了後の取り出した鋼管拘束コンクリートヒンジ

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、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。

(5) 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-27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いることがわかる。

また図-28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軸力-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程度大きな軸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あると考えられる。しかしながら、高強度芯材の軸力-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。

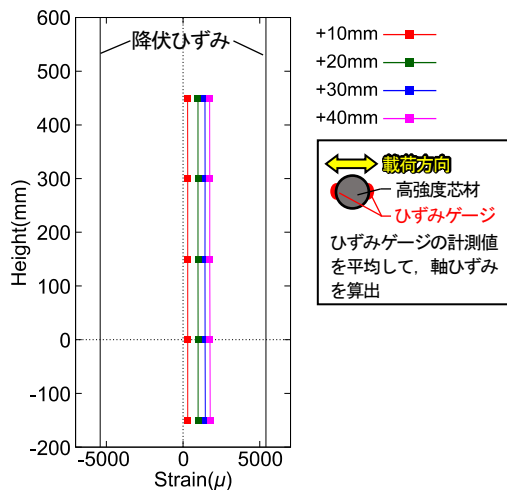


図-27 φ220-UBRC における高強度芯材のひずみの高さ方向分布

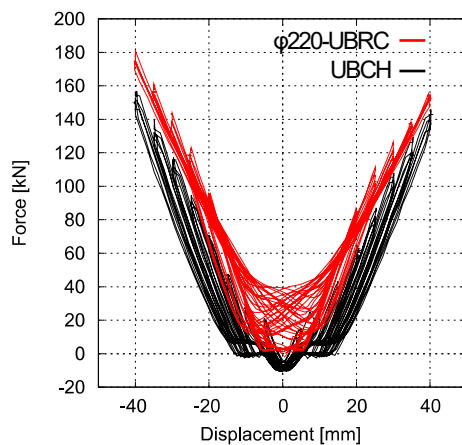


図-28 高強度芯材の軸力-柱変位関係(引張:正)

(6) 本章のまとめ

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 の位置と一致させるとともに、鋼管と RC 柱部との付着補強を施さなかった。実験ではこの効果が確認され、鋼管の損傷を軽減させることができた。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.(5)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、ひずみが高さ方向に平滑化されて変形が弾性域に留まっていた上、UBCH に配置した高強度芯材と同傾向の軸力-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、セルフセンタリング機構、および単体で 0.2 G 水平力相当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。

よって、地震後に柱基部のコンクリートおよび軸方向鉄筋を撤去し、鋼管拘束コンクリートヒンジを露出させることで、セルフセンタリング機構を発現させるとともに、余震相当の地震動に抵抗することが可能であると考えられる。そのため、より大変形領域での提案構造の保有性能の確認や、軸方向鉄筋やコンクリートの撤去に伴う鋼管拘束コンクリートヒンジのセルフセンタリング機構発現の検証が今後必要があるものの、本提案構造を適用することにより、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。

また、5.で示したように、鋼管拘束コンクリートヒンジは、ファイバーモデルを用いてモデル化できるため、RC 柱のファイバーモデルと組み合わせることで、鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱の曲げ変形挙動を解析的に評価することが可能であるといえる。本研究における φ220-UBRC では、柱の変形に占めるせん断変形成分が大きいと判断できたため、ファイバーモデルによる挙動の再現は行わなかったが、提案構造における柱部のせん断変形を抑制することができれば、本提案構造の復元力特性等の解析的評価が可能となるといえる。

8. まとめ

本研究では、地震後の復旧性向上を目的として、復旧時の要求性能を実現するコンクリートヒンジ構造を開発し、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した。その後、開発した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、その構造の性能検証を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- コンクリートヒンジに対する正負交番載荷実験により、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、柱高さ 1050mm における載荷振幅が 100mm に達する変形領域においても弾性域に留まっていた。その際、アンボンド高強度芯材には作用軸力の3倍以上の軸力が生じており、コンクリートヒンジ底面における圧縮反力を増加させ、コンクリートヒンジの復元力を増加させていることがわかった。
- コンクリートヒンジに対する正負交番載荷実験により、アンボンド高強度芯材とコンクリートヒンジを組み合わせた構造において、セルフセンタリング機構および 0.2G 水平力程度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

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を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、柱下端のコンクリートの損傷をモデル化せずとも、鋼管拘束コンクリートヒンジに求める 0.2 G 水平力相当の復元力が確保されているかや、芯材の変形が弾性域に留まるかについて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、従来 RC 柱では発生しなかったせん断ひび割れが多数発生し、帯鉄筋が塑性化することを確認した。しかし、それに伴う柱の荷重低下は生じず、最大荷重は維持されていた。
- せん断ひび割れの発生および帯鉄筋の塑性化は、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たことが要因である可能性が考えられる。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、高強度コンクリートを使用したり、せん断補強筋量を増大させる等の配慮が必要であると考えられる。
- 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。
- より大変形領域での提案構造の保有性能の確認や、軸方向鉄筋やコンクリートの撤去に伴う鋼管拘束コンクリートヒンジのセルフセンタリング機構発現の検証が今後必要があるものの、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、本提案構造による 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

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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) 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) 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.
- 6) 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.
- 7) Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A.: Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, Issue 3, pp. 331-354, 2009.
- 8) Cheng, C. T.: Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure, *Engineering Structure*, Vol. 30, Issue 12, pp. 3426-3433, 2008.
- 9) 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎: 残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, No. 612, pp. 223-230, 2007.
- 10) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹: 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.
- 11) 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, 土木学会論文集 A1, Vol. 76, No. 4, pp. I_393-I_408, 2020.
- 12) Schacht, G. and Marx, S.: Concrete hinges in bridge engineering, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering History and Heritage*, Vol. 168, Issue EH2, pp. 64-74, 2015.
- 13) 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, 土木学会論文集 A1, Vol. 76, No. 4, pp. I_541-I_551, 2020.
- 14) Leonhardt, F. and Reinmann, H.: *Betongelenke*, *Der-Bauingenieur*, Vol. 41, pp. 49-56, 1966.
- 15) 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.
- 16) Pampanin, S., Priestley, M. J. N. and Sritharan, S.: Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3, pp. 329-367, 2001.
- 17) Zhanyu, B. and Yuchen, O.: Simplified analytical pushover method for precast segmental concrete bridge columns, *Advances in Structural Engineering*, Vol. 16, No. 5, pp. 805-822, 2013.
- 18) Zhanyu, B., Jian, G., Rongyue, Z., Jianwei, S. and 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.
- 19) Wang, Z., Wang, J. Q. and Liu, T. X. : Axial compression ratio limit for self-centering precast segmental hollow piers, *Structural Concrete*, Vol. 18, Issue 5, pp. 668-679, 2017.
 - 20) Wang, Z., Wang, J. Q., Liu, T. X. and Zhang, J. : An explicit analytical model for seismic performance of an unbonded post-tensioned precast segmental rocking hollow pier, *Engineering Structures*, Vol. 161, pp. 176-191, 2018.
 - 21) 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.
 - 22) Hognestad, E., Hanson, N. W. and McHenry, D. : Concrete stress distribution in ultimate strength design, *ACI Journal*, Vol. 52, No. 12, pp. 455-79, 1955.
 - 23) 土木学会 : 複合構造標準示方書—設計編—, 2014.
 - 24) Karsan, I. D. and Jirsa, J. O. : Behaviour of concrete under compressive loadings, *Journal of the Structural Division*, Vol. 95, No. 12, pp. 2543-2563, 1969.
 - 25) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), PEERC, UC Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu/>, 2021.
 - 26) 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.
 - 27) 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 PC 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.
 - 28) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 2017.

(Received November 9, 2020)

(Accepted February 13, 2021)

DEVELOPMENT OF CONCRETE HINGE WITH RECOVERY PERFORMANCE AND CYCLIC LOADING TEST ON RC COLUMN WITH THE CONCRETE HINGE

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 self-centering function and restoring force equivalent of 0.2 G as recovery performance is proposed, and cyclic loading tests are conducted on RC columns with the proposed concrete hinge. As a result, it was confirmed that the proposed concrete hinge achieved a self-centering function and 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.