第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

大断面RC柱に復旧時セルフセンタリング機能を付与する立体フレームコアの正負交番載荷実験

土坂　真斗[1]・植村　佳大[2]・高橋　良和[3]

[1]学生会員　京都大学大学院　工学研究科（〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂）
[2]正会員　工博　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）
[3]正会員　工博　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）

1. 背景

地震後における構造物の復旧性能向上が強く求められている中，柱構造における塑性ヒンジ部部材の取替を可能とすることで早期復旧を図る検討が行われている．しかしながら，軸力支持下での取替に成功した研究は少ない上に，実際に取替を実施した研究においても，取替時に残留変位をゼロにするために水平荷重を加えなければならないという課題が残っている．

また，地震時の残留変位低減を目指してセルフセンタリング柱の研究が行われている．セルフセンタリング柱では，地震時の残留変位が大幅に低減されるため，地震後の早期復旧が可能となる．しかしながら，履歴面積が小さなフラッグ型の復元力特性を有するという特徴を持つため，セルフセンタリング機能による復旧性向上と引き換えにエネルギー吸収性能が低下し，地震応答が増大するという課題がある．

そこで著者らは，軸力指示下で塑性部材の取替が可能であり，セルフセンタリング機能とエネルギー吸収性能の両立を目指したRC柱構造を提案している[1]．この構造には，地震時にはセルフセンタリング機能を要求せず，復旧時に塑性部材を取替える中でセルフセンタリング機能が発現する「復旧時セルフセンタリング機能」を期待している．しかしながら，解析的検討に留まっており，未だ実現には至っていない．また，提案構造は，小中規模断面RC柱への適用を念頭に置いており，大断面RC柱に実装する場合，構造的に非効率になるという課題がある．

そこで本研究では，大断面RC柱に効率的に復旧時セルフセンタリング機能の付与が可能な立体フレームコアの開発し，提案構造に対して実験的検討を行う．

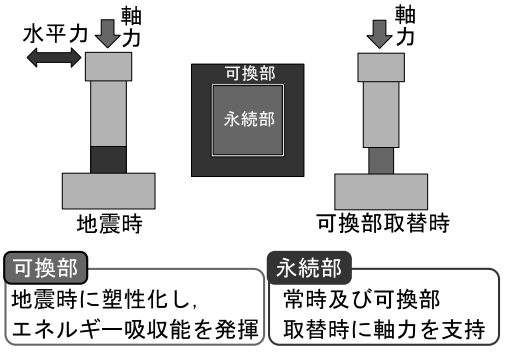


図-1　メタボリズム柱構造

2. 提案構造

(1) メタボリズムRC柱

橋脚は，軸力の支持と地震力への抵抗の二つの性能が要求される．そこで，要求される二つの性能を区別し，別々の部材にそれぞれの要求を満たす性能を期待することで，耐震性能のみを更新できるような柱構造をメタボリズム柱構造[2)]と呼んでいる．メタボリズム柱構造は，二重構造を有する機能分離型の柱構造(図-1)で，可換部取替時の軸力支持性能を期待した地震時に損傷を受けず繰り返し利用可能な部材(永続部)を断面内側に，塑性化により地震時のエネルギー吸収性能を期待し，取替可能な部材(可換部)を断面外側に配置する．このように，メタボリズム柱構造は，可換部の取替による耐震性能の回復が期待できる構造であり，早期復旧が可能な優れた復旧性能を有する構造でもあるといえる．

過去に著者らは，当該構造において軸力支持下での可換部取替えに成功している[2) 3)]が，可換部取替時に残留変位をゼロにするために外部機構により柱に荷重を加える必要があるという課題が残っている．

(2) 復旧時セルフセンタリング機能

復旧時セルフセンタリングとは，地震時には柱にセルフセンタリング機能を要求せず，地震後の復旧

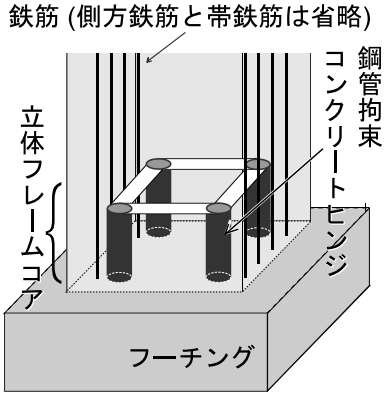
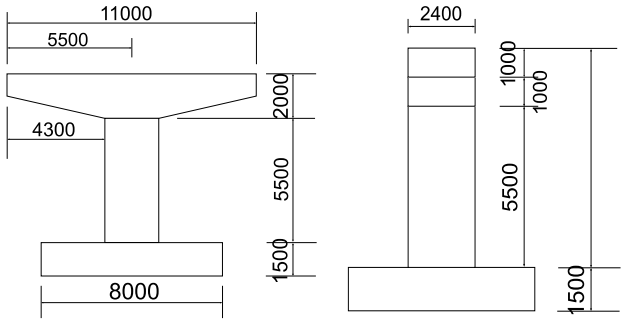


図-2 立体フレームコア概要図



(a) 正面図　　(b) 側面図

図-3 対象とする橋脚 unit[mm]

表-1 橋脚の条件・諸量

上部構造	
形式	単純鋼I桁構造
支間長	26.0m
幅員	全幅員 11.0m
支持条件	固定
下部構造	
形式	単純式橋脚
断面形状	矩形断面 2.4m×2.4m
柱高さ	7.5m
使用材料	コンクリート σ_{ck}=24.0kN/mm^2 鉄筋　SD345

断面積	3.2m^2
軸方向鉄筋 (鉄筋比)	80-D29 (0.892%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D19@80 (0.651%)
曲げ耐力	2614kN
せん断耐力	6578kN

時に塑性化した部材を撤去する中で，セルフセンタリング機能が顕在化することを狙うというものである．柱に要求するセルフセンタリング力は柱を*P*-Δ効果を打ち消す程度とすることで，RC柱の地震時の復元力特性が履歴面積の小さいフラッグ型とならず，エネルギー吸収性能とセルフセンタリング機能の両立が可能となる．なお，上記の構造を実現させるためには，柱の*P*-Δ効果を打ち消す程度のセルフセンタリング機能を有する部材を柱内部に設けておく必要があるが，それに加え，地震時にその部材が損傷して機能を喪失してしまうことを防ぐことが重要となる．

また，過去の検討において，復旧時セルフセンタリング機能を実現する構造として，鋼管拘束コンクリートヒンジが提案されている．しかしながら，RC柱基部に埋め込んだことによりRC柱部のせん断耐力が減少し，多数のせん断ひび割れが発生することで，柱のエネルギー吸収性能が低下するという課題や大断面RC柱への適用を考慮する場合に極めて大きな鋼管拘束コンクリートヒンジを柱内部に配置する必要があり，構造として非効率となるという課題があり，メタボリズム柱への適用については解析的検討に留まっている．

(3) 立体フレームコア

本研究では，大断面RC柱へ復旧時セルフセンタリング機能を付与する構造として，4本の鋼管拘束コンクリートヒンジからなるラーメン構造形式の立体フレームコアを提案する．立体フレームコアの概略図を**図-2**に示す．立体フレームコアは，従来の1本で構成された鋼管拘束コンクリートヒンジと同様，軸力と水平力が柱上部に作用した際に，底面での圧縮反力作用位置が偏心することで復元力を発揮する．その際，従来の鋼管拘束コンクリートヒンジと比較してRC柱の断面に占めるヒンジ部の断面積の割合を減少させつつも十分な偏心量を確保できるため，復旧時セルフセンタリング機能を柱へ効率的に付与することが可能となる．これにより，従来の鋼管拘束コンクリートヒンジの課題であった，大断面RC柱への復旧時セルフセンタリング機能の付与が可能となることに加えて，柱内部に鋼管拘束コンクリートヒンジを埋め込むことによるせん断耐力の低下を軽減することが可能となる．なお，従来のメタボリズムRC柱では，永続部と可換部を構造的に分離させた二重構造を採用している．それに対し，立体フレームコアを永続部としたメタボリズムRC柱では，立体フレームコアをRC柱基部に埋め込み，周囲のRC部材を可換部と見なす構造を採用する．

ここで，立体フレームコアに期待する挙動について示す．まず，立体フレームコアには，復旧時における軸力支持性能を期待し，可換部の撤去中に立体フレームコアのみで軸力を支持する状況を想定する．また，地震時に柱内部での立体フレームコアの下面とフーチング上面の接触が完全に切れること(以降，立体フレームコアの「浮き上がり」と呼ぶ)を許容し，立体フレームコアの損傷抑制及び柱の復元力特性への影響抑制を期待する．そして，復旧時に引張ひずみが残留している塑性化部材(可換部)を撤去する中で立体フレームコアがフーチング上面と接触することで，立体フレームコアの復元力特性が顕在化し，復旧時にのみセルフセンタリング機能が発現することを期待する．

3. 実構造物を想定した提案構造の試設計

(1) 対象とする道路橋橋脚

本研究において対象とする実橋脚の構造図を**図-3**に，条件・諸量を**表-1**に示す．寸法及び配筋は，既設道路橋の耐震補強に関する参考資料[4]における鉄筋コンクリート橋脚の計算例及びH8年道路橋示方書[5]を参考に決定した．

(2) 永続部単体の設計

永続部の設計として，鋼管拘束コンクリートヒン

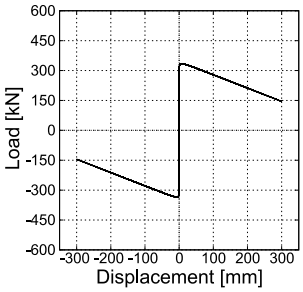


図-4　荷重－変位関係

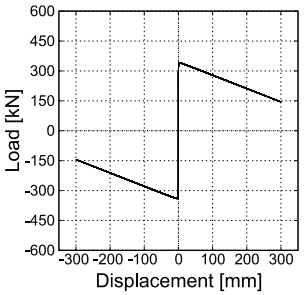


図-5　荷重－変位関係

鋼管拘束 コンクリートヒンジ	5779.1
立体フレームコア	6215.0

表-2　せん断耐力[kN]

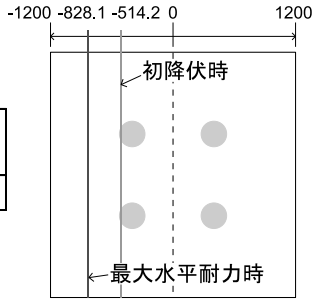


図-6　中立軸位置

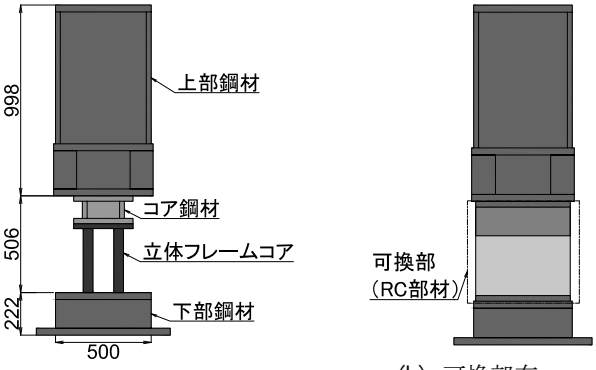
ジ及び立体フレームコアを基部に用いた構造をそれぞれモデル化し，変位制御による静的解析を実施する．その際，従来の鋼管拘束コンクリートヒンジの直径は決定した実橋脚のコアコンクリート(2200mm×2200mm)の内部に埋め込むことを考慮し，ここではコアコンクリートの断面幅2200mmの1/2となるケースに対して検討することとする．そして，鋼管拘束コンクリートヒンジによって実現されるセルフセンタリング機能と同程度のセルフセンタリング機能を有する立体フレームコアの各鋼管拘束コンクリートヒンジの中心間距離(鋼管スパン)を決定し，立体フレームコアの採用により柱内部に埋め込む鋼管の総断面積がどの程度低減できるかを検証する．

まず，従来の鋼管拘束コンクリートヒンジを用いた場合の水平荷重－水平変位関係を**図-4**に示す．次に，各ケースにおいて得られた復元力と同程度の復元力を有するように立体フレームコアの鋼管スパンを調整して得られた結果を**図-5**に示す．その結果，鋼管スパンは800mmとなり，履歴曲線は原点を通過する非線形弾性となっており，永続部のみで軸力を支持した状態においてセルフセンタリング機能が発現していることを確認できる．更に，復元力が変位に対して正の値を示しているため，*P-Δ*効果による柱の倒壊を防止する程度のセルフセンタリング力が実現されていることがわかる．

(3) 可換部を設置した際の設計

まず，橋脚に埋め込んだ構造に対して設計終局変位を算出し，セルフセンタリング機能の発現可能性について検討する．その結果，設計終局変位は267.7mmとなり，復旧時セルフセンタリング機能を期待できる変位は525mmまでであるため，セルフセンタリング機能は発現するといえる．

続いて，せん断耐力，中立軸位置を算出する．**表-3**に設計せん断耐力を，**図-6**に各ケースの可換部最



(a) 可換部無　　(b) 可換部有

図-7　実験供試体概要 unit[mm]

表-3　実験供試体概要

断面積	128,000mm^2	
軸方向鉄筋(鉄筋比)	12-D13(0.660%)	
帯鉄筋(帯鉄筋比)	D6@45mm(0.670%)	
水平耐力	101.9kN	99.0kN
降伏変位	4.9mm	4.3mm
全軸力	200kN	

外縁の軸方向鉄筋の降伏時(以降，初降伏時と呼ぶ)及び最大水平耐力時における中立軸と立体フレームコアの位置関係を示す．立体フレームコアは鋼管拘束コンクリートと比較して永続部単体で同程度の復元力を有しながらも，永続部を柱内部に埋め込むことによるせん断耐力低下が抑制可能である理想的な構造といえる．

また，初降伏時に立体フレームコアの大部分が引張側に位置していることが確認できる．これは，立体フレームコアの柱内部での浮き上がりが早期に発現することを意味しており，立体フレームコアの損傷が抑制されるといえる．

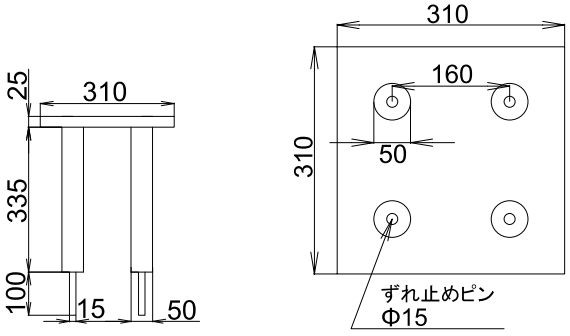
4. 実験概要

(1) 実験供試体概要

本実験では，実橋脚を1/5程度に縮小した供試体を用いて実験を行う．実験供試体概要を**図-7**，**表-3**に示す．本実験では，塑性ヒンジ長(0.5D(D:断面幅))の2倍の区間を検討対象とし，区間外である柱上部とフーチング部は検討の対象外とした．そのため，検討対象区間である柱基部は立体フレームコアによる永続部とRC部材による可換部で構成された構造とし，検討対象区間外である柱上部とフーチング部は剛性の大きい鋼製部材で製作した．また，可換部・永続部と上部鋼材の間の接合方法についても検討の対象外とし，簡易的な接合方法としてボルトによる引張接合を採用した．

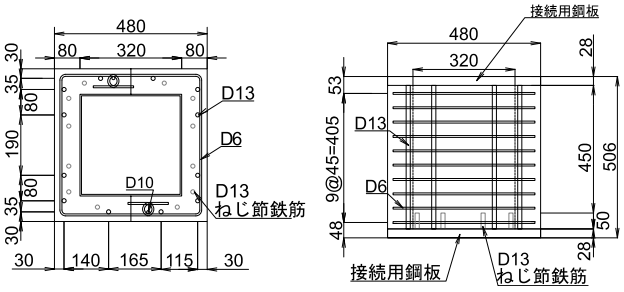
a) 永続部

本実験では，立体フレームコアを丸鋼(SUS304)で製作した．これは，本実験供試体は縮小模型であり，鋼管とコンクリートを用いて製作すると，鋼管が薄肉となり，またコンクリートの骨材寸法の影響も大



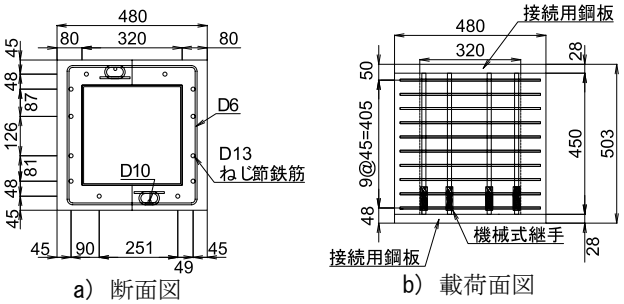
a) 概要図　　b) 見上図

図-8　立体フレームコア寸法図 unit[mm]



a) 断面図　　b) 載荷面図

図-9　配筋図(RC-H8-1) unit[mm]



a) 断面図　　b) 載荷面図

図-10　配筋図(RC-H8-2) unit[mm]

きくなる恐れがあるため，立体フレームコア単体で期待する復元力特性が実現されない可能性がある．そこで立体フレームコア単体が理想的な復元力特性を有している際に，期待される挙動が実現されるかに検討の主眼を置くこととし，永続部の構造を単純化するとともに，立体フレームコア単体でのセルフセンタリング機能が確保されるよう配慮した．ここで，立体フレームコアの寸法図を**図-8**に示す．

b) 可換部

可換部取替により耐震性能の回復が可能であることを確認するために，3で示した実橋脚を縮小した供試体として，RC-H8-1，RC-H8-2の二体の可換部を製作した．可換部の配筋図を**図-9**，**図-10**に示す．これらの供試体では，可換部取替作業の都合で軸方向鉄筋の配置が僅かに異なるが，同等の曲げ耐力を有するように設計している．

なお，RC-H8-1にはRC-H8-2への取替を可能とするため，フーチング内の埋め込み鉄筋に見立てた取替後の軸方向鉄筋接続用のネジ節鉄筋を下部に設置している．RC-H8-2は，RC-H8-1で設置されていた軸方向鉄筋接続用のネジ節鉄筋と機械式継手を用いて接合する．

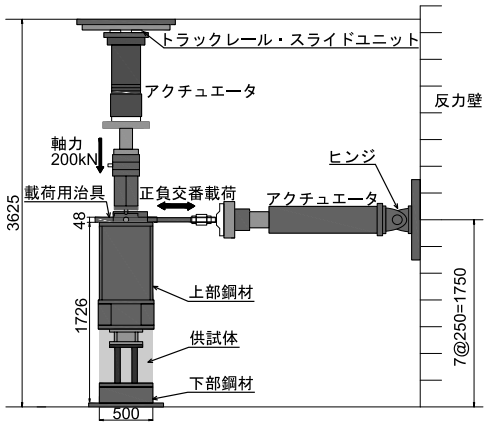


図-11　載荷システム unit[mm]

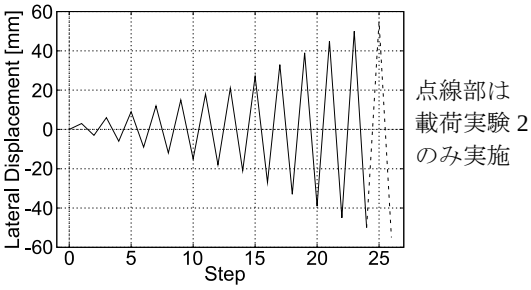


図-12　載荷サイクル

(2) 実験方法

a) 実験手順

本実験では，正負交番載荷実験及び可換部撤去実験をそれぞれ二度実施した．手順について，以下に示す．

1) 上･下部鋼材，コア鋼材，永続部，可換部の鉄筋部(RC-H8-1)を設置し，コンクリート及び無収縮モルタル打設を行う．
2) 軸力200kNを載荷し，正負交番載荷実験を行う．(以降，載荷実験1)
3) 軸力支持下での可換部撤去実験を行う．(以降，撤去実験1)
4) 軸力支持下で新たな可換部の鉄筋部(RC-H8-2)を設置する．
5) コンクリート及び無収縮モルタル打設を行った後，正負交番載荷実験を行う．(以降，載荷実験2)
6) 軸力支持下での可換部撤去実験を行う．(以降，撤去実験2)

b) 正負交番載荷実験

載荷システムを**図-11**に示す．**図-12**に示すように，載荷パターンは正負交番変位漸増方式で行い，載荷回数は繰り返し回数を1回とした．

また，RC-H8-1では可換部を設置してから軸力を載荷したのに対し，RC-H8-2では軸力を載荷している状態で可換部を設置した．そのため，初期軸力の状態に着目すると，RC-H8-1は永続部と可換部で軸力をそれぞれ一定量負担するのに対し，RC-H8-2では永続部のみが負担している状態を初期状態として正負交番載荷を実施したことに注意されたい．

表-4　圧縮強度

	供試体名	圧縮強度 [N/mm^2]	材齢[日]
コンクリート	RC-H8-1	30.5	11
	RC-H8-2	31.4	13
無収縮モルタル	RC-H8-1	49.1	4
	RC-H8-2	60.5	7

表-5　引張強度

	材質	降伏強度[N/mm^2]
D6	SD345	436.8
D13	SD345	406.7

c）可換部撤去実験

撤去実験1では，可換部下部から順にかぶり部のコンクリートを斫り出し，軸方向鉄筋を切断する．その後，中心に向かって全体のコンクリートを斫り出す．

撤去実験2についても撤去実験1と同様の手順で行うが，撤去の過程における復旧時セルフセンタリング機能の発現の確認を主な目的としたため，柱基部のコンクリート及び鉄筋のみを撤去した．具体的には，可換部下部のかぶり部のコンクリートの斫り出し，軸方向鉄筋の切断を行う．その後，供試体基部のコンクリートをすべて斫り出し，基部においては軸力を永続部のみで負担している状態にする．

また，本撤去実験は正負交番載荷実験後に行われるため，残留変位が発生した状態での作業となる．安全確保のため変位制御のもと撤去を行うこととするが，可換部の撤去に伴い水平荷重が発生することが想定されるため，水平荷重が発生してもゼロとなるように変位を調整しながら撤去を行うことで，実際の現場において外部機構を用いずに撤去を行う状態を模擬する．可換部撤去が終了しても残留変位が残っている場合は，強制的に水平荷重を加え，残留変位をゼロとしてから可換部の設置を行う．

(3) 使用材料

表-4に本実験で使用したコンクリートの圧縮強度，**表-5**に鉄筋の引張強度を示す．圧縮強度，引張強度はそれぞれ3体の平均値を記載している．

5. 実験結果と考察

(1) 立体フレームコアに対する正負交番載荷実験

水平載荷時の水平荷重－水平変位関係を**図-13**に示し，立体フレームコアが有する復元力特性を確認する．その結果，履歴曲線が原点付近を通過しており，本実験で用いる立体フレームコアがセルフセンタリング機能を有していることが確認できた．また，立体フレームコアが保有しているセルフセンタリング力は，所定の軸力(200kN)を支持した状態で得られており，かつ水平荷重も変位に対して正の値となっていることから，*P*-Δ効果による柱の倒壊を防止する程度のセルフセンタリング力が実現されていることが確認できる．

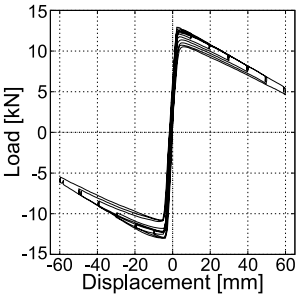
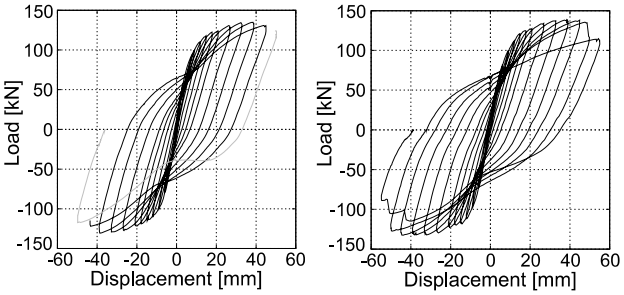


図-13　水平変位－水平荷重関係



a）RC-H8-1　　a）RC-H8-2

図-14　水平変位－水平荷重関係

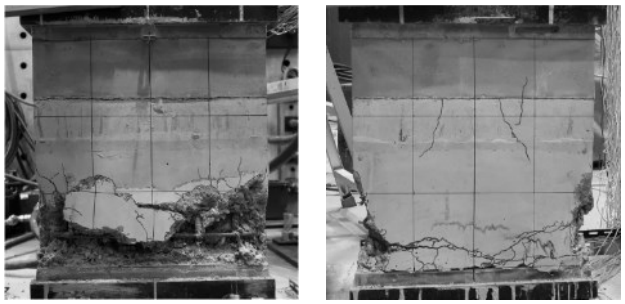
(2) 実験供試体に対する正負交番載荷実験結果

載荷実験1において，変位を-45mmから+50mmに推移させる際にアクチュエータの誤操作があったため，-45mmまでの載荷を検討の対象とした．

a）荷重－変位関係

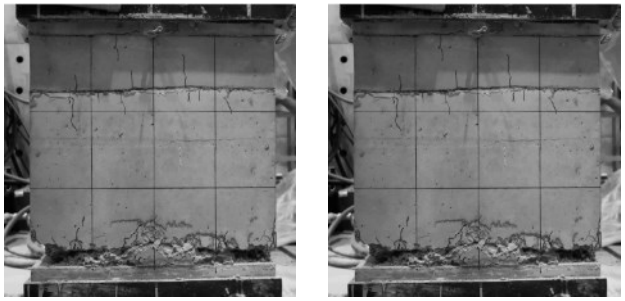
図-14に載荷実験1及び2における供試体(RC-H8-1及びRC-H8-2)の水平荷重－水平変位関係を示す．図より，両供試体は一般的なRC柱の復元力特性である紡錘型の履歴曲線を示しており，優れたエネルギー吸収性能が発揮されたことが確認される．RC-H8-1とRC-H8-2を比較すると，最大水平耐力について前者が134.7kN，後者が138.5kNと差はなく，履歴面積を見てもほぼ同等であるといえる．したがって，軸方向鉄筋の機械式継手の有無による耐震性能への影響は少なく，RC-H8-2に導入された軸方向鉄筋は問題なく接合されたものと考えられる．

また，RC-H8-1においては，載荷振幅が39mmの時に最大水平耐力を示し，その後荷重低下が発生している．実験中の観察から，軸方向鉄筋の座屈によるものであると考えられる．実際，載荷振幅が-39mm から+45mmに推移中と+45mmから-45mmへ推移中のそれぞれで，柱基部のかぶりコンクリートのはらみ出しと軸方向鉄筋の座屈が確認された．一方，RC-H8-2においては，載荷振幅が-45mmから+50mmに推移中+49mm付近で一度，+55mmから-55mmへ推移中-43mm 付近と-51mm付近で二度，荷重が急激に低下している．その時大きな破裂音を伴ったことから，軸方向鉄筋が破断したものと思われ，その後の可換部撤去時に実際に軸方向鉄筋が破断している様子を確認した．



a) 載荷面　　b) 載荷側面

図-15　載荷後の様子(RC-H8-1)



a) 載荷面　　b) 載荷側面

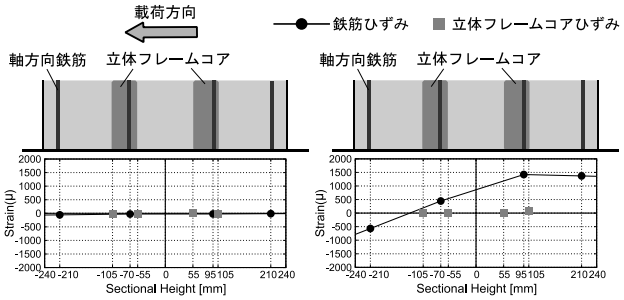
図-16　載荷後の様子(RC-H8-2)

b) 破壊性状

載荷後の各供試体の様子を**図-15**，**図-16**に示す．本実験供試体では，可換部におけるひび割れの分散性が小さく，柱基部に損傷が集中していることがわかる．これは，本実験では，永続部の立体フレームコアを曲げ剛性の大きい丸鋼で模擬したためであると考えられる．厚さ2mmの鋼管を用いた鋼管拘束コンクリートヒンジの場合，丸鋼の場合と比べて約1/4 程度の曲げ剛性となるため，4本の鋼管拘束コンクリートヒンジで構成された実際の立体フレームコアではその影響は軽減されると考えられる．

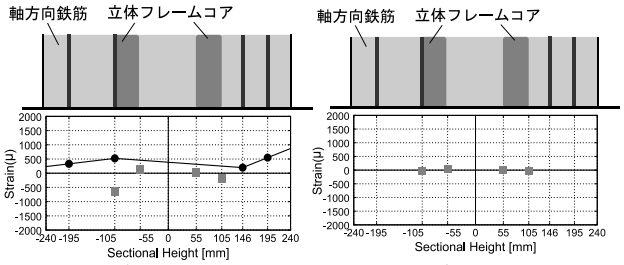
また，RC-H8-1では軸方向鉄筋の座屈が発生し，RC-H8-2では鉄筋の破断が発生した．RCH8-1において座屈が発生したのは，先に述べたように柱基部に損傷が集中したことによるものであると考えられる．すなわち，柱基部に損傷が集中することで軸方向鉄筋に発生する引張ひずみが増大し，圧縮変形時に軸方向鉄筋のはらみ出しが発生しやすい状況が生まれたと推察される．

そして，RC-H8-2において鉄筋の破断が先行した理由については，下記のように考察できる．柱基部より17.5mm～82.5mmの位置に機械式継手が存在しているが，その位置より上部にはコンクリートのひび割れがほとんど確認されなかった．したがって，RC-H8-1で軸方向鉄筋の座屈が発生した区間における座屈拘束力が維持され，鉄筋破断が先行して発生したといえる．これに関しても，立体フレームコアを丸鋼で模擬したことによって曲げ剛性が大きくなり，損傷が柱基部に局所化したことが原因であるといえ，鋼管拘束コンクリートヒンジで構成された実際の立体フレームコアではその影響は軽減されると考えられる．



a) 0mm　　b) 6mm

図-17　柱基部断面のひずみ分布 (載荷実験 1)



a) 0mm　　b) 18mm

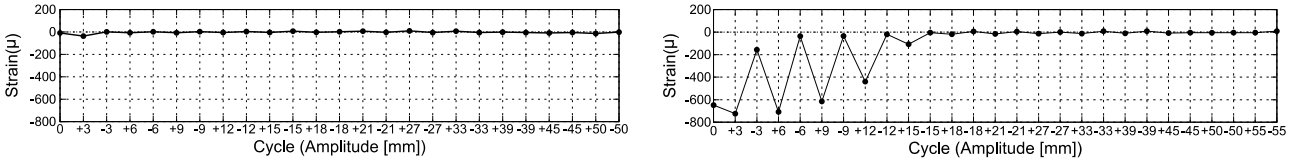
図-18　柱基部断面のひずみ分布 (載荷実験 2)

c) ひずみ分布

図-17，**図-18**に，変位0mm，6mm，18mm時の柱基部断面のひずみ分布を示す．ひずみの計測位置は高さ25mmの位置であり，鉄筋に関してはひずみの高さ分布が線形分布であると仮定し，高さ48mmと188mmのひずみの値を直線的に外挿することで高さ25mmの位置のひずみを算出している．なお，横軸は載荷面側を負，載荷面裏側を正としている．

まず，載荷実験1で得られた結果について考察する．載荷実験1では可換部を設置した状態で軸力を載荷しているため，断面積の割合が小さい立体フレームコアは初期状態においてほとんどひずみが発生しておらず，軸力を支持していないことがわかる．その後，断面のひずみ分布が線形であると仮定した場合，載荷振幅6mm時点で立体フレームコアが初めて断面における引張側に位置したことがわかる．ここで，断面の圧縮縁に最も近い位置(断面高さ-105mm)での立体フレームコアのひずみのサイクル歴(**図-19**)を見ても，立体フレームコアにはほとんどひずみは発生していないことがわかる．したがって，少なくとも載荷振幅6mm以降は立体フレームコア基部とフーチング上面の接触が切れ，立体フレームコアへの軸力の伝達が防止されており，立体フレームコアの損傷が抑制される状況となっていたと考えられる．

次に，載荷実験2で得られた結果について考察する．載荷実験2では，立体フレームコアのみで軸力を支持した状態で正負交番載荷実験を開始しているため，載荷振幅0mm時点で立体フレームコアに圧縮ひずみが確認される．その後，載荷振幅の増大に伴って，立体フレームコアの圧縮ひずみは徐々に減少し，載荷振幅18mm時点で圧縮ひずみがほぼゼロとなっていることがわかる．**図-19**を見ても，載荷振幅18mmの時点で立体フレームコアに圧縮ひずみが



a）載荷実験 1　　b）載荷実験 2

図-19　立体フレームコア基部のひずみのサイクル歴

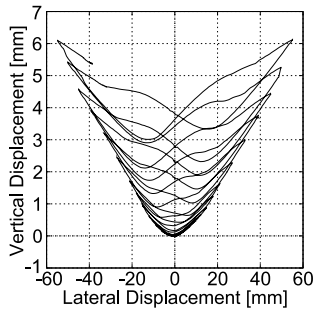
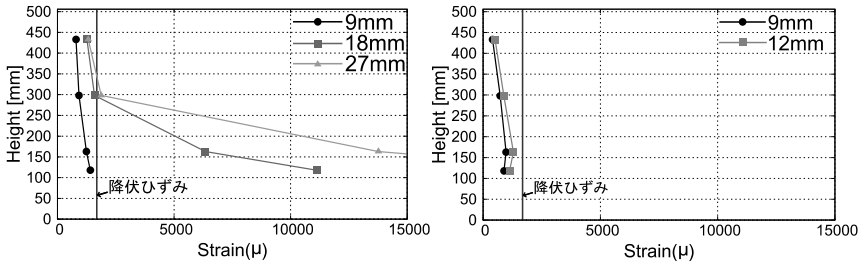
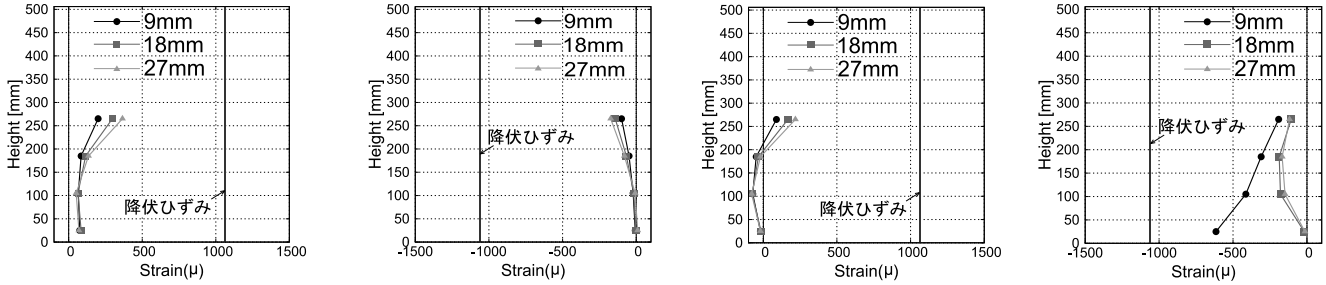


図-20　鉛直変位－水平変位関係



a）載荷実験 1　　b）載荷実験 2

図-21　軸方向鉄筋ひずみ分布(柱高さ方向)



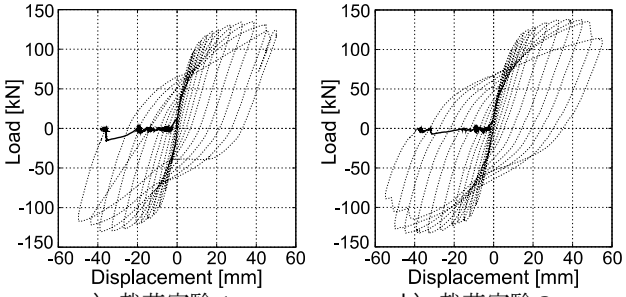
a）105mm (載荷実験 1)　b）-105mm (載荷実験 1)　c）105mm (載荷実験 2)　d）-105mm (載荷実験 2)

図-22　立体フレームコアひずみ分布(柱高さ方向)

ほとんど生じていないことがわかる．また，柱の鉛直変位－水平変位関係(**図-20**)を見ても，載荷振幅18mmにおいて柱が鉛直方向に伸長していることが読み取れる．これは，軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみを超えて塑性化することで，引張塑性ひずみが残留していることに起因する．したがって，立体フレームコアは載荷につれて浮き上がり，軸力を負担していないことがわかる．以上より，載荷実験2においても，載荷の進行に伴って立体フレームコア底面とフーチング上面との接触が切れ，立体フレームコアの損傷が抑制される状況となっており，期待した理想的な挙動が発現していることが確認された．

図-21に断面高さ-210mm(載荷実験1)及び断面高さ-195mm(載荷実験2)の軸方向鉄筋の柱高さ方向のひずみ分布を，**図-22**に断面高さ-105mm，105mmに位置する立体フレームコアの鉛直方向のひずみ分布を示す．載荷振幅9mmの時の軸方向鉄筋の高さ方向分布を見ると，載荷実験1，2ともに軸方向鉄筋が塑性化する前の載荷振幅9mm時点でひずみが三角形分布形状を示している．よって，実験供試体は先述したような特異な破壊性状を示したものの，柱全体として一般的な曲げ挙動を示していることがわかる．

また，軸方向鉄筋のひずみと比較すると，立体フレームコアのひずみは極めて小さいことが確認できる．したがって，立体フレームコアは地震時に損傷を受けていないといえ，メタボリズムRC柱の永続部として繰り返し利用できると考えられる．



a）載荷実験 1　　b）載荷実験 2

図-23　水平荷重－水平変位関係

(3) 可換部撤去実験

a) 荷重－変位関係

いずれの供試体においても，軸力支持下での可換部の撤去が可能であった．ここで，**図-23**に可換部撤去中の水平荷重－水平変位関係を黒線で示す．点線は正負交番載荷実験中の水平荷重－水平変位関係である．撤去実験1では正負交番載荷実験後に36.0mmであった残留変位が，可換部を撤去する中で3.0mmまで低減し，撤去実験2では37.5mmから3.1mmまで低減した．これは，正負交番載荷により塑性化した可換部を撤去していく中で立体フレームコアが有するセルフセンタリング機能が顕在化したためであるといえる．

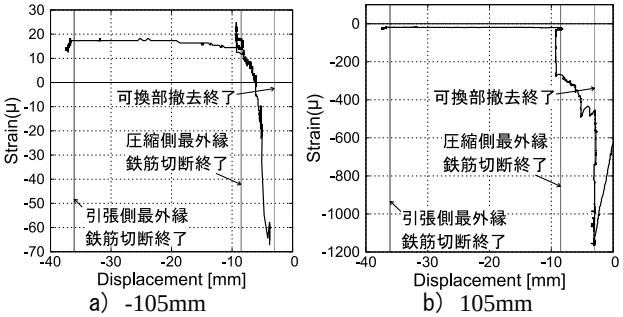


図-24 ひずみ－水平変位関係 (載荷実験 2)

ここで，道路橋震災対策便覧(震災復旧編)[6]では，地震後の残留傾斜が1/100以下であることを目安として，補修・補強による復旧が可能であるとされている．本実験では，正負交番載荷後に約1/40であった残留傾斜が復旧時セルフセンタリング機能によって約1/500にまで軽減し，目安値の1/5程度となっていることがわかる．よって，残留変位を戻すことなく，新たな可換部を設置して早期復旧を図ることができることとなり，従来のRC柱と比較して優れた復旧性を有しているといえる．

これらの結果から，立体フレームコアは本研究の目的である「大断面RC柱への復旧時セルフセンタリング機能の付与」が実現されていると考えられる．

b) 立体フレームコア基部ひずみと水平変位の関係

本項では，可換部撤去時の立体フレームコアのひずみに着目することで，可換部撤去中での立体フレームコアが期待通りの挙動を示していたかについて確認する．しかし，撤去実験1におけるコンクリートの斫り出しの際，立体フレームコアに貼付したひずみゲージのデータが早期に欠損してしまったため，撤去実験2におけるデータのみを用いて考察を行うこととする．断面高さ-105mm，105mmの位置における立体フレームコア基部のひずみと水平変位の関係を**図-24**に示す．図に示すように，撤去実験が始まってしばらくひずみの変化が見られないのは，立体フレームコアより断面内部に残存するコンクリートが軸力を支持しており，立体フレームコアに軸力が伝達されていないためであると考えられる．その後，立体フレームコアより断面内部のコンクリートを斫り出すにつれて，立体フレームコアに急激に圧縮ひずみが発生していることがわかる．このことから，可換部の撤去に伴って立体フレームコアが下部鋼材上面と接触し，可換部が負担していた軸力が永続部に移行していることがわかる．

以上より，本実験供試体では，柱方向に伸長した塑性化部材(可換部)を撤去する中で立体フレームコアがフーチング上面と接触し，立体フレームコアの持つセルフセンタリング機能が顕在化するという期待通りの挙動が発現されていたといえる．

6. 結論

本研究では，地震時におけるエネルギー吸収性能と地震後の早期復旧性能の両立を目的に，地震時には一般的なRC 柱と同等の挙動を期待し，復旧時にのみセルフセンタリング機能を発現させる「復旧時セルフセンタリング機能」を有するメタボリズムRC柱構造の実験的検討を行った．

以下に本研究で得られた知見を示す．

- 正負交番載荷実験により，永続部に立体フレームコアを用いたメタボリズムRC 柱構造が，十分なエネルギー吸収性能を発揮することが示された．これは，正負交番載荷時に柱内部で立体フレームコアの浮き上がりが生じたことにより，立体フレームコアが復元力特性に影響を与えなかったためであるといえる．また，浮き上がりにより立体フレームコアの損傷を抑制できるため，メタボリズムRC 橋脚の永続部として繰り返し利用可能といえる．
- 永続部に立体フレームコアを用いたメタボリズムRC 柱構造では，ひび割れの柱基部への集中が確認された．これは，提案構造を丸鋼で模擬したことにより曲げ剛性が大きくなったことに起因すると考えられる．
- 載荷後に，塑性化した可換部を撤去する中でセルフセンタリング機能の発現を確認した．これは，載荷時に柱内部で浮き上がった立体フレームコアが，可換部を撤去する中でフーチング上面と接触して軸力を負担するようになり，立体フレームが有するセルフセンタリング機能が顕在化したためである．これにより，提案構造では，地震後の残留変位を低減されるため，早期復旧が可能であるといえる．

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(A)21H04574と，科学研究費補助金若手研究21K14231の助成を受けて実施した．謝意を表します．

参考文献

1) 白井洵，植村佳大，高橋良和：復旧時セルフセンタリング機構を有するメタボリズム柱構造の解析的検討，土木学会論文集A1，78巻4号，pp.523-536，2022.
2) 前田紘人，林学，高橋良和：メタボリズム耐震橋脚構造の開発に向けた正負交番載荷及び塑性ヒンジ部取替実験，土木学会論文集A1，76巻4号，pp.377-392，2020.
3) 林学，植村佳大，高橋良和：埋込継手構造を用いた塑性ヒンジ部取替によるRC橋脚の耐震性能回復に関する実験的検討，土木学会論文集A1，77巻4号，pp.424-435，2021.
4) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，日本道路協会，1997.
5) 道路橋示方書・同解説　耐震設計編，日本道路協会，1996.
6) 道路震災対策便覧(震災復旧編)平成18年度改訂版，日本道路協会，2007.