

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検討

林 学¹・植村 佳大²・高橋 良和³

¹ 正会員 村本建設株式会社 技術開発部 (〒543-0002 大阪市天王寺区上汐 4-5-26)

E-mail: mhayashi@muramoto.co.jp

² 正会員 京都大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Email: uemura.keita.3n@kyoto-u.ac.jp

³ 正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Email: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

世界有数の地震大国である我が国では、大地震の発生によって被災した橋脚の耐震性能を回復する補修工事や耐震設計に係わる技術基準の改定に伴って耐震性能を向上させる耐震補強工事が行われてきた。地震という不確定な事象が対象であることを考慮すると、将来の技術基準に適応することができる新陳代謝の機能を有するメタボリズム耐震橋脚構造の開発が望まれる。

本研究では早期復旧や省力化の観点から塑性ヒンジ部の取り替えにプレキャスト鉄筋コンクリートを採用するとともに、水平方向の接合部に埋込継手構造を用いることにより耐震性能の回復が可能であることを検証した。

Key Words: *metabolism, replaceable, seismic performance, precast concrete, embedded joint structure*

1. はじめに

我が国では 1891 年の濃尾地震が耐震設計に関する研究の契機となり、1923 年の関東地震を受けて 1926 年には道路構造に関する細則案において最強地震の考えが取り入れられ、その後、大地震により被災する度に耐震設計に係わる技術基準が見直されてきた。表-1 は主な地震と道路橋の耐震基準の変遷を示したものである。このように耐震基準の改定に伴って従前に建設された道路橋の中には求められる耐震性能を満足していない既存不適格となるケースが見られ、特に兵庫県南部地震以降、道路橋示方書の改定による既設道路橋の耐震補強工事が数多く実施されている。今後も新たな地震被害や技術革新などによって耐震基準が見直されることは想像に難しくなく、耐震を目的とした補修や補強は変わらず必要にされると言える。

多くの場合、既設道路橋の耐震補修・補強工事では構造物を供用しながら作業を行わなければならない。新設時とは異なり作業ヤードや施工方法などにおいて様々な制限を受ける中で、工事に伴う渋滞の発生など経済的な損失を最小限に抑えるためにも短工期での施工が求められる。また、発災による緊急事態下では道路交通網をい

かに確保できるかが重要な事項であり、損傷を受けた道路橋などの早期復旧が被災地域の復興活動に大きな影響を与える。

本研究では、あらかじめ耐震性能の新陳代謝を図ることができる構造、いわゆるメタボリズム耐震橋脚の塑性ヒンジ部にプレキャスト鉄筋コンクリート（以降、PCa という）を用いている。

表-1 地震と耐震基準の変遷

主な地震名	耐震基準
1923年 関東地震	1926年 道路構造に関する細則案
1948年 福井地震	S31年(1956) 鋼道路橋設計示方書
1964年 新潟地震	S46年(1971) 道路橋耐震設計指針
1978年 宮城県沖地震	S55年(1980)道路橋示方書 H2年(1990)道路橋示方書
1995年 兵庫県南部地震	H8年(1996)道路橋示方書 H14年(2002)道路橋示方書
2011年 東北地方太平洋沖地震	H24年(2012)道路橋示方書
2016年 熊本地震	H29年(2017)道路橋示方書

PCa の活用により、工期の短縮や省力化、高品質化などのメリットを享受できる一方で、接合方法についての検討が必要となる。ここでは、メタボリズム耐震橋脚の塑性ヒンジ部に鉄筋継手を埋め込んだ構造を提案し、その耐震性能や施工性について検証を行うものである。

2. メタボリズム耐震橋脚構造

(1) 構造概要

現在、橋脚の耐震性能は自重などの永続作用、自動車・風や地震動等の変動作用において橋として荷重を支持するとともに、最大級地震動等の偶発作用においては橋の構造安全性を確保することが求められており、耐震設計によって両者を満足するような構造が決められている。しかし、大地震の発生に伴い橋脚には新しい知見を考慮した耐震基準に基づいて性能の向上が求められ、これまでに構築された既存の橋脚に対してはいわゆる耐震補強が施されることとなる。そこで筆者らは橋脚に求められる機能を各部材に分担させ、該当する部材のみを取り替える、つまり機能分離型構造とすることで要求性能を満足できる橋脚の開発に取り組んでいる。藤倉らの研究¹⁾では、塑性ヒンジ部の補修を想定した構造として、塑性ヒンジ部の上下端境界に鋼板・金網および機械式継手が設置されており、躯体中心部にはコアコンクリートの圧壊防止と残留変位低減を目的として鋼管が設置されている。結果として、中心部に設置した鋼管に曲げと軸力が作用し大きく塑性変形したため、主鉄筋の取り替えを含めた補修には至っておらず、機能を分担させることの難しさが窺える。

本研究で提案する機能分離型構造は、図-1に示すとおり地震により作用する曲げを負担させる外殻部、および、橋脚に作用する上部工荷重や自重等の軸力そしてせん断力を負担させるコア部の二重で構成される構造である。

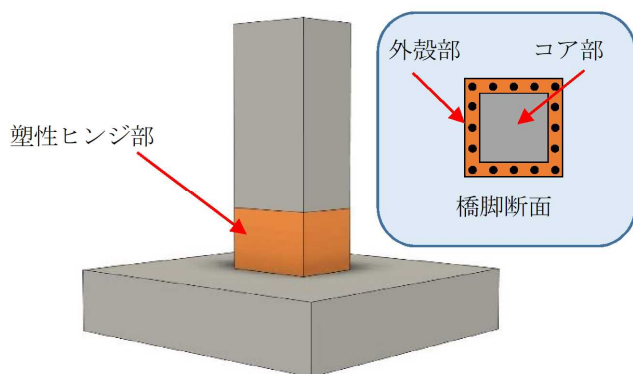


図-1 メタボリズム耐震橋脚構造イメージ

一般的な鉄筋コンクリート橋脚においては、柱基部を塑性化させることで地震時のエネルギー吸収が図られている。本構造ではこの塑性化領域を二重構造とすることで、地震で損傷した外殻部の取り替えにより被災した橋脚の耐震性能を回復させることが可能である。既存不適格な状態にある橋脚についても外殻部の取り替えにより、現状の耐震基準を満足するよう耐震性能の向上を図ることができる。また、外殻部を新たな材料で製作するなど新技術の活用が比較的容易であり、様々な機能を付与することが期待される。

近年、建設業界においても生産性向上への取組が進められる中で、耐震性能の回復・向上は既に供用が開始された既存橋脚を対象としていることから施工条件に制限を伴うケースが散見される。先述したとおり橋脚には平時、上部工・下部工の自重や自動車などの荷重が永続的に軸力として作用するが、本構造は二重構造であるため作用軸力をコア部に支持させることで大きな仮設備を必要とせず外殻部の取り替えが可能である。また、外殻部に PCa を採用することにより耐震性能の早期復旧に寄与できるものと考えている。

(2) 鉛直・水平接合部について

メタボリズム耐震橋脚は耐震性能の回復・向上を目的として外殻部を取り替える構造であるが、外殻部の構築方法については現場打ちで施工する方法と PCa を用いる方法が挙げられる。本実験では、PCa を採用していることから図-2に示すとおり既設躯体との間に水平方向の接合部、そして、PCa 同士の間には鉛直方向の接合部が発生する。

接合部では主鉄筋および帯鉄筋の継手が発生するため適切な手法により確実に応力を伝達する必要がある。現在使用される鉄筋継手の種類は鉄筋定着・継手指針²⁾に示されており、主な方法として図-3に示す重ね継手やガス圧接継手・溶接継手および機械式継手が挙げられる。一般的に橋脚の主鉄筋は太径が使用されることから、近年では施工性や品質管理の観点から機械式継手の採用が多く見られる。本実験の縮小供試体においても実施工を

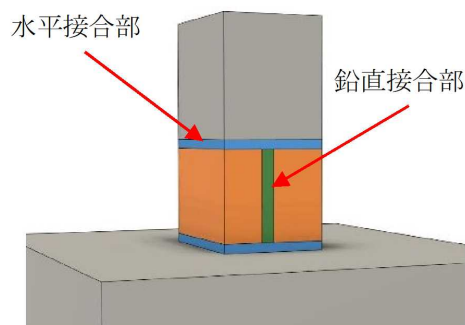


図-2 接合部イメージ

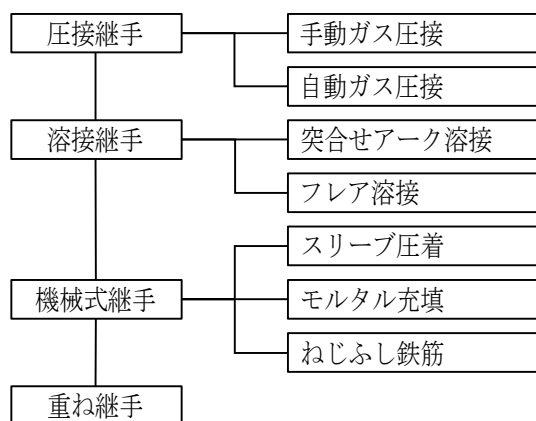


図-3 主な鉄筋継手

想定し、主鉄筋の継手方式として機械式継手を採用している。

一方、水平方向の接合部で生じる帯鉄筋の継手方式については、主鉄筋と同様に機械式継手という選択肢もあるが、施工性や経済性の観点から筆者らが実施した先行研究^{3), 4)}を参考にループ継手を採用している。

なお、接合部には既存躯体と新しく設置した外殻部を一体化するという機能が求められることから、充填性を確保することができる無収縮モルタルを採用している。

3. 実験概要

(1) 実験供試体

筆者らの先行研究^{3), 4)}では、PCaを用いた取り替え実験において鉛直接合部のみを考慮したものであった。本研究では鉛直接合部に加え、既存躯体との水平接合部を設けたことによる影響の検証を目的としているため、先行研究で製作した実験供試体と同スペックを採用している。実橋脚は「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁹⁾の計算例を参考に道路橋示方書 H8 年版に基づいて設計を行っており、実橋脚の設計条件を表-2に、橋脚一般図を図-4に示す。なお、本構造の特性を考えるとコア部の曲げ耐力を無視する必要があることから設計においては中空断面として計算を行っている。ただし、軸力については外殻部とコア部が分担する場合と外殻部が全軸力を負担する場合の2ケースが想定されることからそれぞれについて計算を実施しており、表-3に計算結果一覧を示す。

本実験の供試体は載荷システムを考慮し先行研究と同様に実橋脚の1/5スケールとしており、全景は図-5に示すとおりである。メタボリズム耐震橋脚は2.(1)で述べたように地震時の曲げを外殻部によりエネルギー吸収し、常時や取り替え時の軸力・せん断力をコア部が負担する

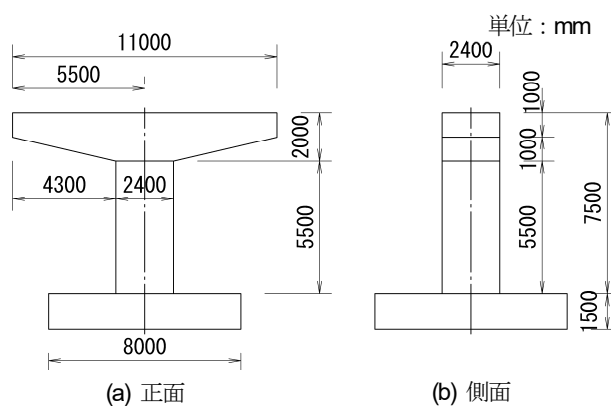


図-4 橋脚一般図

表-2 橋脚の設計条件

上部構造	形式	単純鋼I桁橋
	支間長	26.0m
	幅員	全幅員 11.0m
	支持条件	固定
	支承	支承板支承
下部構造	橋脚	単柱式橋脚 中空断面 2.4m×2.4m (壁厚 0.4m)
	使用材料	コンクリート $\alpha_k=24.0\text{N/mm}^2$ 鉄筋 SD345

表-3 計算結果一覧(実橋脚)

準拠指針	H8道示
断面積	3.2m ²
主筋 (鉄筋比)	48-D29 (0.964%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D16@150 (0.662%)
軸力 (断面全体)	5,027 (kN)
軸力 (中空断面)	1,842 (kN)
終局水平耐力 (断面全体)	2,182 (kN)
終局水平耐力 (中空断面)	1,775 (kN)
せん断耐力	2,409 (kN)

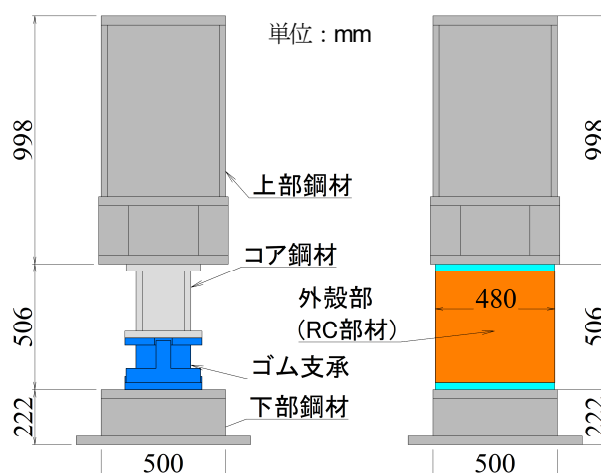


図-5 供試体概要図

構造である。本研究では鉄筋コンクリート橋脚を対象としており、塑性ヒンジ領域の外殻部は躯体と同様に鉄筋コンクリートにより製作している。一方、コア部にはその機能からヒンジ構造が求められる。五島らの研究⁶⁾によると有メナーゼヒンジ RC 柱は設計上の想定を超える大変形が生じた場合でも、安定したヒンジ機構が現れ、柱基部の軸変形およびせん断変形が抑制されることが確認されている。また、川島らの研究⁷⁾では、塑性化領域のコンクリートを橋梁用免震支承の高減衰ゴム($t=30\text{mm}$)で置き換えることにより 4%程度のドリフトまで橋脚躯体が圧壊しない RC 橋脚構造が提案されており、上下鋼板とゴムを加硫接着しアンカーにより躯体と定着したケースではゴム層の変形により回転運動を呈していることが確認されている。ここで、本研究は外殻部の取り替えに主眼をおいており、取り替え前後の挙動や耐震性能を比較するためにはコア部のヒンジ機構に再現性が求められる。したがって、本実験においては軸力・せん断力を負担するヒンジ機構として、上沓・下沓を備えた橋梁用ゴム支承をコア部に採用している。

なお、塑性ヒンジ領域より上部の柱およびフーチングについては、模擬部材とするため鋼材により製作している。

(2) 鋼製部材およびゴム支承

柱上部およびフーチングに用いる模擬部材は、アクチュエーターからの水平力を外殻部へ伝達させるものであり、外殻部に比して十分に大きな剛性を有する必要がある。また、本実験で塑性ヒンジとして採用したゴム支承については実験時の軸力やコア部の寸法を加味し設計を行っている。ここで、ゴム支承の概要図を図-6に示す。なお、上部鋼材ーコア鋼材ーゴム支承ー下部鋼材および外殻部はボルトによる接合としている。

(3) 外殻部材

塑性ヒンジ領域の外殻部は3.(1)で設計した実橋脚の計算結果に基づいて 1/5 スケールにより計算を行い、計算

結果は表-4に示すとおりである。外殻部は H8-M-1、H8-M-2 の2体を鉄筋コンクリートにより製作している。各部材の特徴は以下のとおりであり、配筋図を図-7、図-8に示す。

①H8-M-1

- ・新設時の状態を模擬した部材であり、鉛直・水平方向の接合部はない。
- ・外殻部の取り替えを見込んで、あらかじめ接続用の主鉄筋を下側接続用鋼板に設置している。

②H8-M-2

- ・外殻部取替え用の部材。二分割しており鉛直接合部および下側のみに水平接合部を有する。
- ・水平接合には機械式継手を用いている。

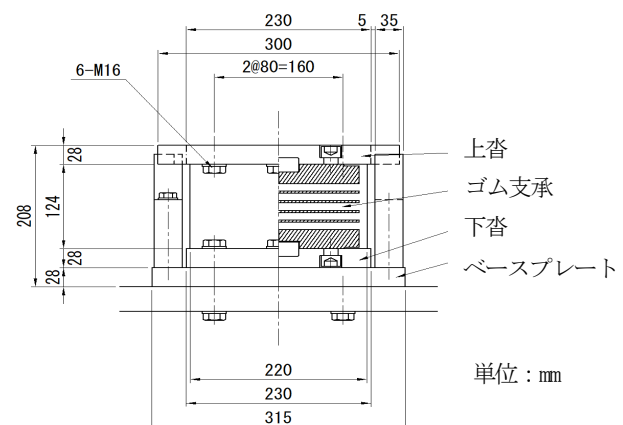


図-6 ゴム支承概要図

表-4 計算結果一覧(実験供試体)

準拠指針	H8道示
断面積	128,000 (mm ²)
主筋 (鉄筋比)	12-D13 (1.188%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D6@45mm (0.670%)
水平耐力	71 (kN)
降伏変位	3.1 (mm)
限界変位	63.7 (mm)
軸力 (断面全体)	201 (kN)
軸力 (外殻部)	74 (kN)

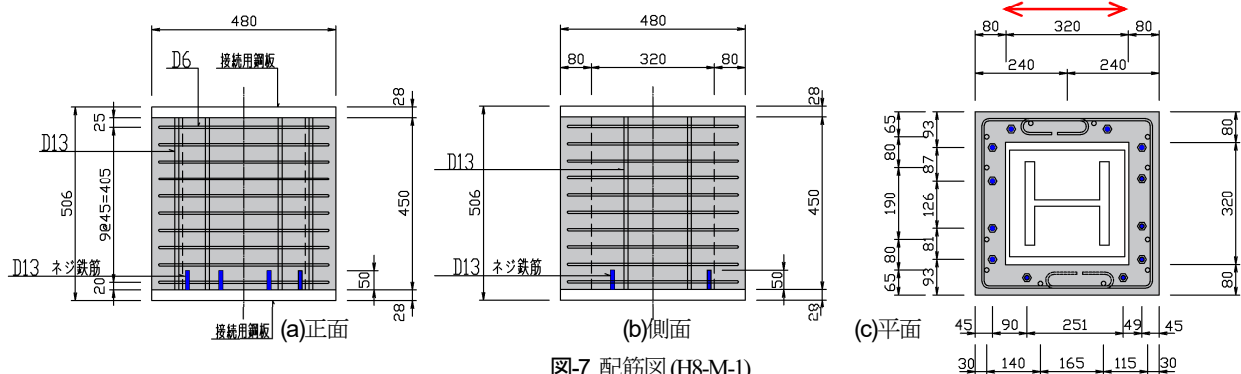


図-7 配筋図(H8-M-1)

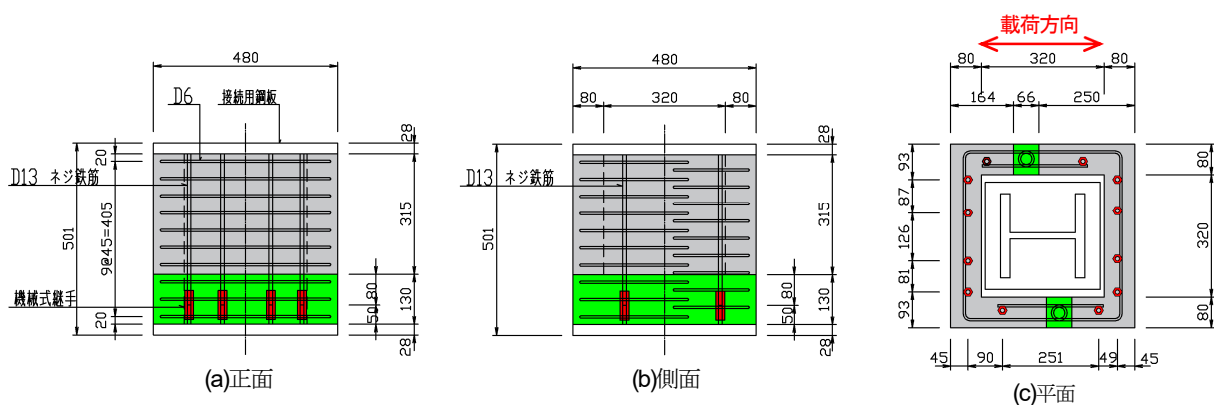


図-8 配筋図 (H8-M-2)

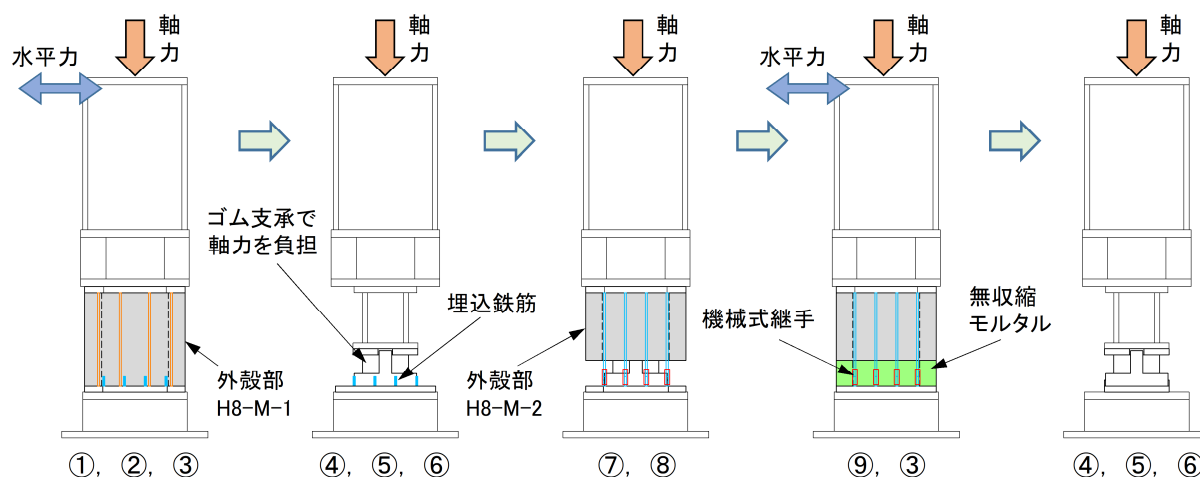


図-9 実験手順

表-5 使用材料

コンクリート	呼び強度	18 N/mm ²
	スランプ	18 cm
	粗骨材の最大寸法	15 mm
	セメント	普通ポルトランドセメント(早強)
無収縮モルタル用セメント		太平洋プレユーロックス
主鉄筋・帯鉄筋		SD345
機械式継手		ねじ節鉄筋継手

表-6 圧縮強度

	供試体名	圧縮強度 (材齢)
コンクリート	H8-M-1	25.5 N/mm ² (30日)
	H8-M-2	43.0 N/mm ² (104日)
無収縮モルタル	H8-M-2	66.3 N/mm ² (6日)

表-7 引張強度

径	降伏強度	引張強度
D6	373 N/mm ²	562 N/mm ²
D10	379 N/mm ²	547 N/mm ²
D13	401 N/mm ²	575 N/mm ²
D13(ネジ節)	391 N/mm ²	581 N/mm ²

(4) 実験手順

実験は構造物の新設から耐震性能を回復するまでの流れを模擬して実施した。詳細な手順については、図-9および以下に示すとおりである。

- ①上・下部鋼材，コア鋼材，ゴム支承，外殻部(H8-M-1)を設置し，それぞれをボルトにより固定する。
- ②軸力として 200 kN を載荷する。
- ③水平力を上部鋼材の頂部に正負交番載荷する。
- ④外殻部取り替えのため下端部のコンクリートを研り，主鉄筋の切断を行う。
- ⑤N 面・S 面の中央部を分断するよう鉛直方向にコンクリートを研り，帯鉄筋の切断を行う。

- ⑥上部鋼材と外殻部を接続するボルトを緩め，外殻部の撤去を行う。ただし，下側接続用鋼板はそのまま使用する。
- ⑦軸力を載荷した状態で外殻部(H8-M-2)と上部鋼材をボルトにて接続する。
- ⑧外殻部主鉄筋は，下側接続用鋼板にあらかじめ取り付けられた主鉄筋と機械式継手により接続する。
- ⑨鉛直・水平接合部に無収縮モルタルを打設する。
- ⑩上記③～⑥の作業を実施する。

(5) 使用材料

本実験で使用した材料を表-5に、各材料の強度試験結果を表-6、表-7に示す。

(6) 荷重パターン

本実験は図-10に示す荷重装置を用い、鉛直方向のアクチュエータにより常時200kNを荷重した状態で水平方向のアクチュエータによる変位制御式正負交番荷重を採用した。荷重パターンは振幅±21mmまで3mmの漸増とし、±21mm以降は6mmの漸増としている。ただし、塑性ヒンジとしてコア部に設置したゴム支承の制限から最大振幅は±50mmまでとした。

(7) 測定データ

アクチュエータに設置されているロードセルにより荷重振幅に伴う水平荷重を測定するとともに、ワイヤ式変位計により荷重位置および外殻部上端位置の水平変位を計測した。主鉄筋および帯鉄筋は図-11に示す位置において、また、コア鋼材については中央高さ位置でのひずみを測定した。

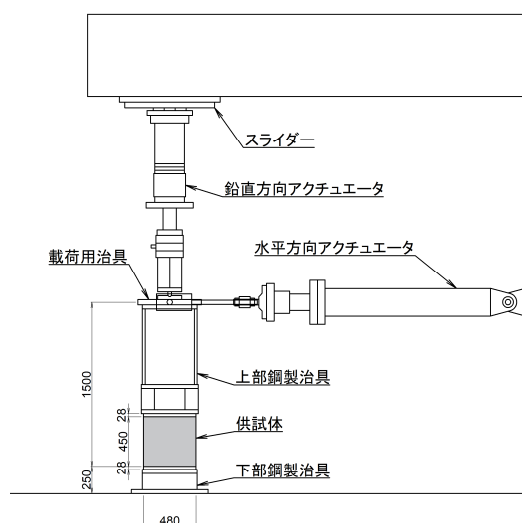


図-10 荷重装置

4. 正負交番荷重実験

(1) 荷重変位関係

各供試体の水平方向の正負交番荷重における荷重変位関係を図-12に示す。新設時の状態を想定した供試体 H8-M-1 は荷重点変位-50mmにおいて最大荷重137.6kNを示している。また、外殻部取り替えによる耐震性能の回復を目的とした H8-M-2 では、荷重点変位+50mmにおいて最大荷重139.7kNを示しており、両者を比較すると最大耐力の観点で外殻部の取り替えによる耐震性能は同等程度まで回復していると判断できる。

一方で降伏に着目すると、H8-M-1 は荷重点変位+15mm付近で降伏に至っており降伏荷重が112.4kNであるのに対して、H8-M-2 では荷重点変位+12mm付近で降伏に至り降伏荷重は88.2kNと H8-M-1 に比べ小さな値を示している。また、降伏以降に二次剛性が確認される点は共通しているものの、その剛性には違いが見られる。ただし、先行研究で実施した鉛直・水平接合部のみを有する供試体 DB-H8-2 と鉛直・水平接合部を有する H8-M-2 の二次剛性を比較するとその傾向は類似しており、外殻部の取り替えに伴う接合位置の違いによる影響は少ないと考えられる。

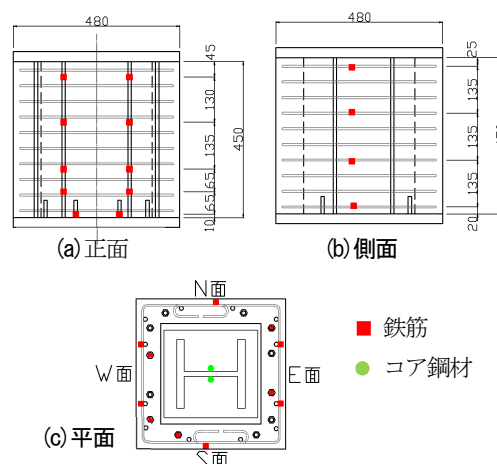


図-11 ひずみ測定位置

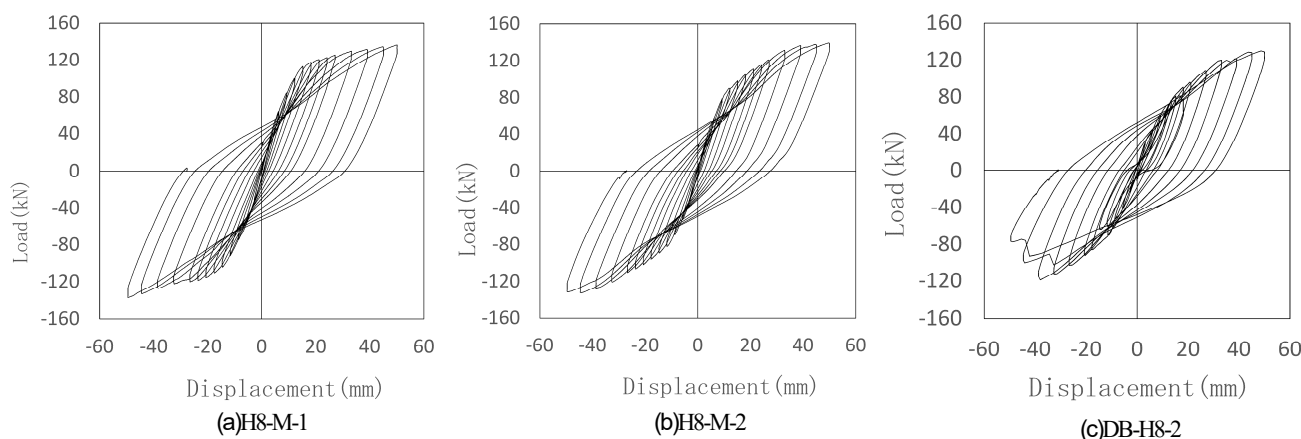


図-12 荷重変位関係

ここで、DB-H8-2 の履歴を見ると-35mm 付近および-40mm 付近において 2 度の急激な荷重低下が確認される。この荷重低下には大きな破裂音を伴っており鉄筋が破断したと推測される。荷重低下直前の荷重サイクルでは外殻部と上部鋼材を接続するボルトの一部に緩みが確認されており、再度ボルト締めを行ったことにより次のステップにおいて主鉄筋へ過大な引張力が作用した可能性が考えられる。

なお、二次剛性の発現については、軸力を外殻部とコア部で分担する本構造の特徴に起因しており、筆者らの先行研究によってその機構が示されている。各供試体に作用する軸力の推移については次節で述べる。

(2) 軸力の推移

正負交番荷重において外殻部へ作用する軸力の推移を図-13 に示す。算出に当たってはコア鋼材に設置したひずみゲージの値を軸力に換算し、全軸力から引くことで外殻部への作用軸力としている。

H8-M-1 は新設時の状態を想定したものであり、コア鋼材および外殻部の設置が完了した後に軸力として 200kN を載荷している。面積比率によると外殻部が 73% 程度を分担すると考えられるが、測定値からは 90% 近くを分担している。これはコア部に使用しているゴム支承の剛性が外殻部に比べて小さいことによると推測される。その後、荷重振幅の増加によりステップ 9,000 付近において全荷重が外殻部に移行している。

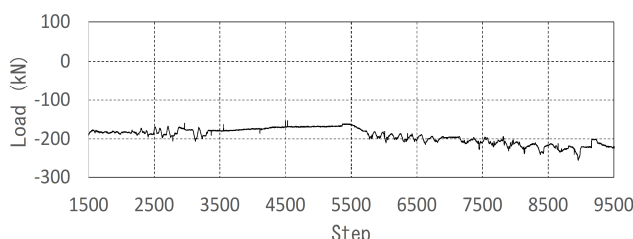
一方、H8-M-2 はコア部に全軸力が載荷された状態で設置されるため初期状態で軸力は作用していない。しかし、図-13(b)に示すとおり正負交番荷重に伴ってコア部から外殻部へ軸力が移行し、ステップ 27,800 付近において全軸力が外殻部へ作用していることが確認される。

(3) ひび割れの発生状況

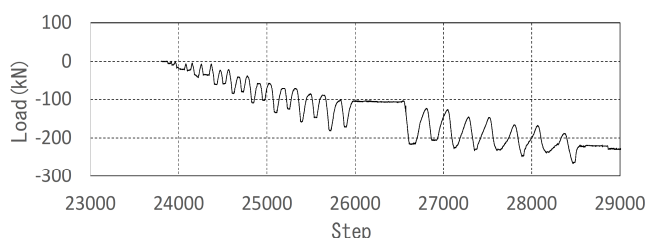
各供試体に発生しているひび割れの状態を図-14 に示す。ひび割れは荷重が完了した残留変位時のものである。供試体 H8-M-1 では橋軸方向の E・W 面において、曲げによるひび割れが外殻部下端側に多く発生し、下端付近および中程に水平ひび割れが見られる。また、橋軸直角方向の N・S 面ではせん断に伴うひび割れの発生が見られる。ここで、H8-M-1 は図-7 のとおり取り替えを想定し下端に接続用の主鉄筋 D13 L=50mm があらかじめ設置されているが、図-14(c)に示す先行研究で実施した同スペック供試体 DB-H8-1 のひび割れ状況と比較しても接続用主鉄筋付近のひび割れ状況に大きな差異は見られない。

H8-M-2 は図-14(b)のとおり外殻部下側に水平接合部が、そして、N・S 面の中央付近には鉛直接合部が設けられている。E・W 面では H8-M-1 のひび割れ状況と異なり、水平接合部のひび割れの発生が極端に減少している。そ

こで荷重サイクルとひび割れの進行状況を確認すると、初期の段階で PCa 部材と無収縮モルタルの打継ぎ面で縁切れが見られた。その後、打継ぎ面の目開きにより新たなひび割れの発生が抑制されたものと考えられる。一方で、N・S 面においては H8-M-1 と同様にせん断に伴うひび割れの発生が確認されており、鉛直接合部による影響は見られなかった。



(a)H8-M-1



(b)H8-M-2

図-13 外殻部の負担軸力

5. 鉛直・水平接合部を有する外殻部材取替実験

(1) 鉄筋継手方式

本構造では、外殻部を取り替えることで耐震性能の回復・向上を目的としており、その前提条件として主鉄筋に作用する応力を確実に伝達させることが挙げられる。本研究では外殻部に PCa 部材を活用すること、および、施工における品質確保の観点から主鉄筋の継手は 2.(2)で示される方式のうち機械式継手を選定した。この機械式継手についても様々な方式があり、本実験では供試体の主鉄筋 D13 に対応していること、接合部の範囲を抑えるためカプラーの寸法が小さいこと、といった条件を満足できるねじ節鉄筋継手を採用している。ねじ節鉄筋継手は図-15 のとおり鉄筋表面の節がねじ状に作られた異形鉄筋を、内部にねじ加工されたカプラーで接続するものであり、グラウト材を注入して固定される継手である。

供試体 H8-M-1 の下端には主鉄筋とは別に L=50mm のねじ節鉄筋が設置されている。これは H8-M-2 の主鉄筋をねじ節鉄筋継手により接続し応力伝達を行うためのものである。したがって、H8-M-1 の荷重時においては、ねじ節鉄筋を弾性範囲内の挙動に抑制する必要がある。

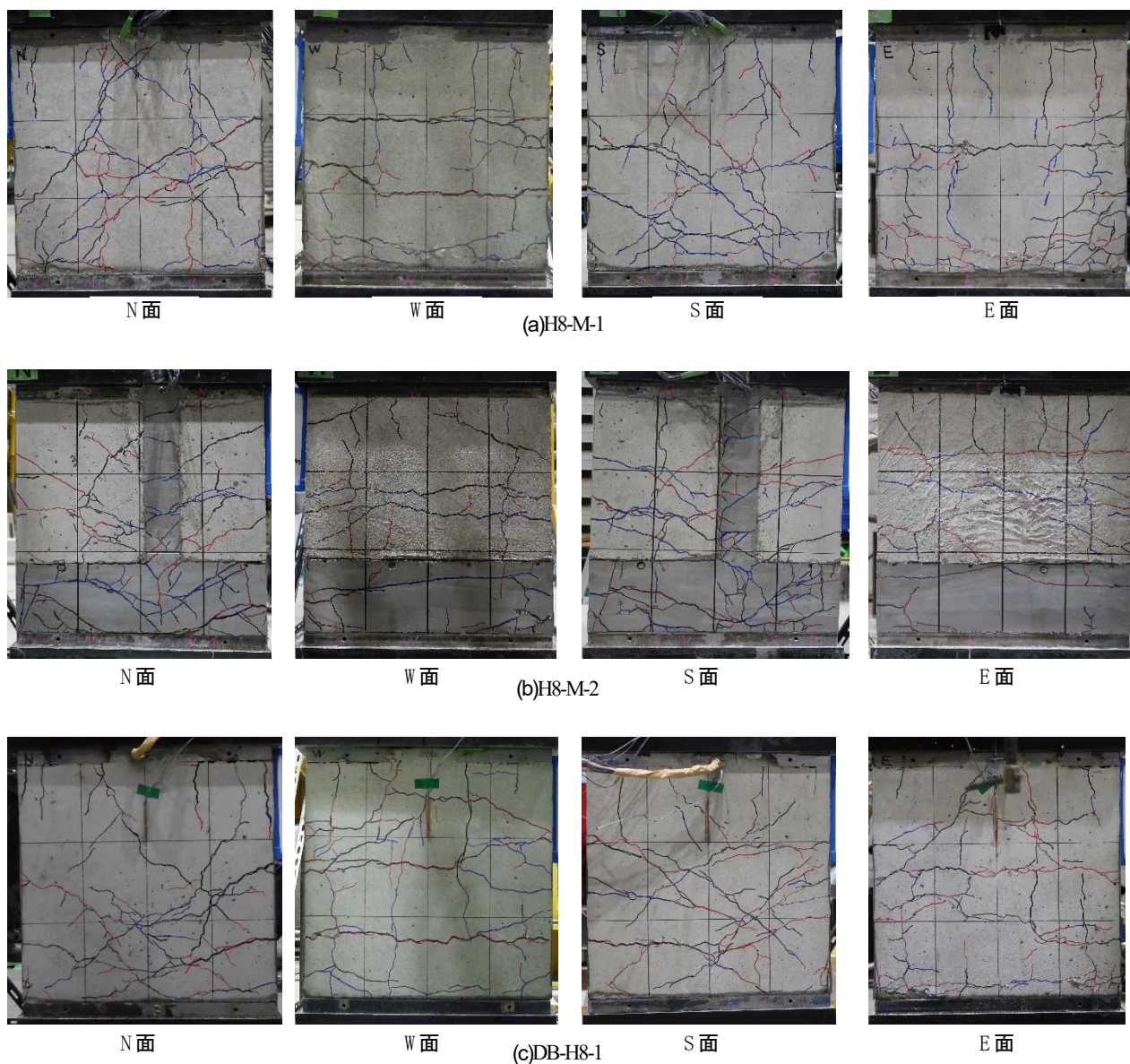


図-14 ひび割れ状況（載荷完了 残留変位時）

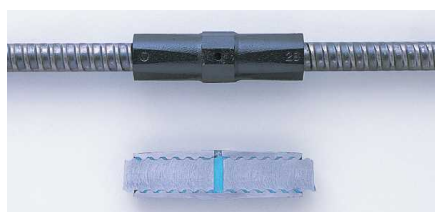


図-15 ねじ節鉄筋継手
(エポックジョイント⁸⁾)

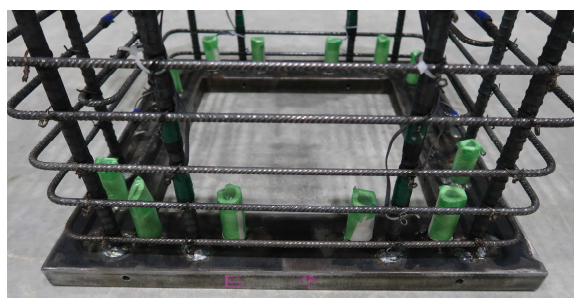


図-16 アンボンド処理状況

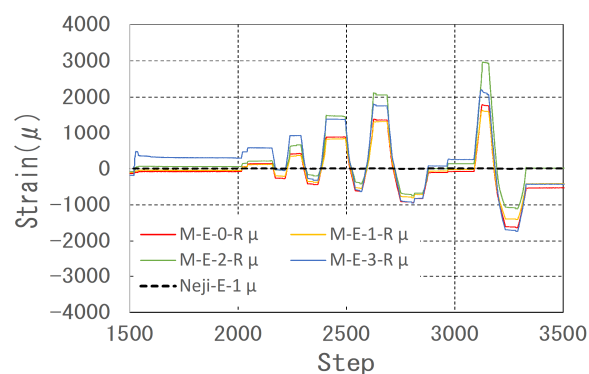


図-17 主鉄筋ひずみ（東面右側）

そこで本実験ではねじ節鉄筋にアンボンド処理を施し、載荷時に曲げ応力が作用しないよう対策を行った。ここで、図-16 にアンボンド処理の状況を示す。H8-M-1 載荷時の主筋ひずみを確認すると、図-17 に示すとおり載荷に伴い+15mm で主鉄筋が降伏に至っているものの、ね

じ節鉄筋についてはほとんどひずみの発生は見られず H8-M-2 の主鉄筋として使用することに問題はないと判断できる。

(2) 鉄筋継手による影響

今回、H8-M-2においてねじ節鉄筋継手は図-18のように下端から 12mm 程度の位置にカプラーを設置している。ここで、カプラーの設置に伴う影響を確認するため、降伏に至る前の状態である載荷振幅 9mm 時点における主鉄筋の高さ方向のひずみ分布を図-19 に示す。E・W 面ともに下端方向に向かって引張ひずみが増大し、曲げに伴うひずみ分布としては一般的な形状を示しており、カプラーを設置したことによる主鉄筋の応力分布に大きな影響は見られない。

一方、図-14(b)の E・W 面のひび割れ状況において、打継ぎ面から 40mm 程度下側の位置に水平方向のひび割れが見られ、カプラー上端部の位置と合致することが確認される。これはカプラーを設けたことによる鋼材断面量の変化に起因して発生したひび割れであると推測される。

(3) 取り替えによる外殻部・コア部軸力の推移

図-20 は供試体の置かれている状況により、外殻部およびコア部が負担する軸力を示している。新設時には外殻部・コア部に軸力が載荷されており 4.(2)で述べたよう

に正負交番載荷により軸力は外殻部へ移行していく。本構造では外殻部の取り替えにより耐震性能の回復・向上を図るため、外殻部へ移行した軸力は全てコア部へ移ることとなる。取り替えが完了した時点では新設時と異なり外殻部への軸力負担はない状態となる。したがって、本構造の設計にあたっては構造物が置かれている状況に留意し、軸力を適切に考慮する必要がある。

(4) 取り替えによる主鉄筋軸力

筆者らの先行研究では、外殻部の上下端をボルト接合により取り替えを行っており、ボルト締め付け後の水平方向載荷前の状態において主鉄筋の上端部に最大で 600μ 程度の引張方向ひずみが確認されている。このような施工に伴って応力が加算される状況は耐震性能を確保するうえで望ましくないと言える。

一方、本実験では外殻部の上端をボルトにより接合するものの、下端側に水平接合部を設けて機械式継手により主鉄筋の接続を行っている。機械式継手は付き合わせた鉄筋にカプラーを設置し、カプラー内にグラウト材を注入して鉄筋同士を接続するため、主鉄筋へ軸力を作用させることなく接続することができる。

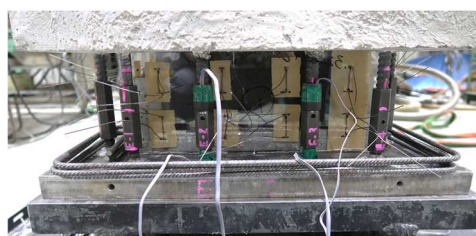


図-18 ねじ節鉄筋継手設置状況

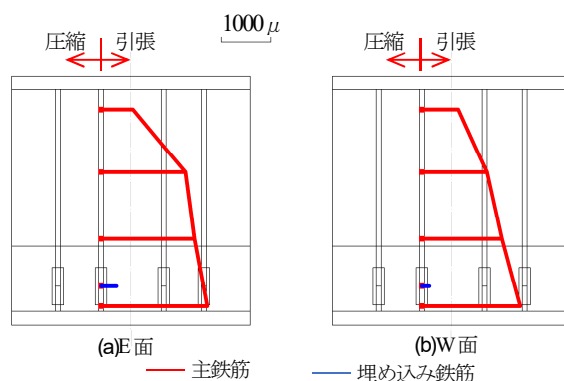


図-19 主鉄筋の高さ方向ひずみ分布

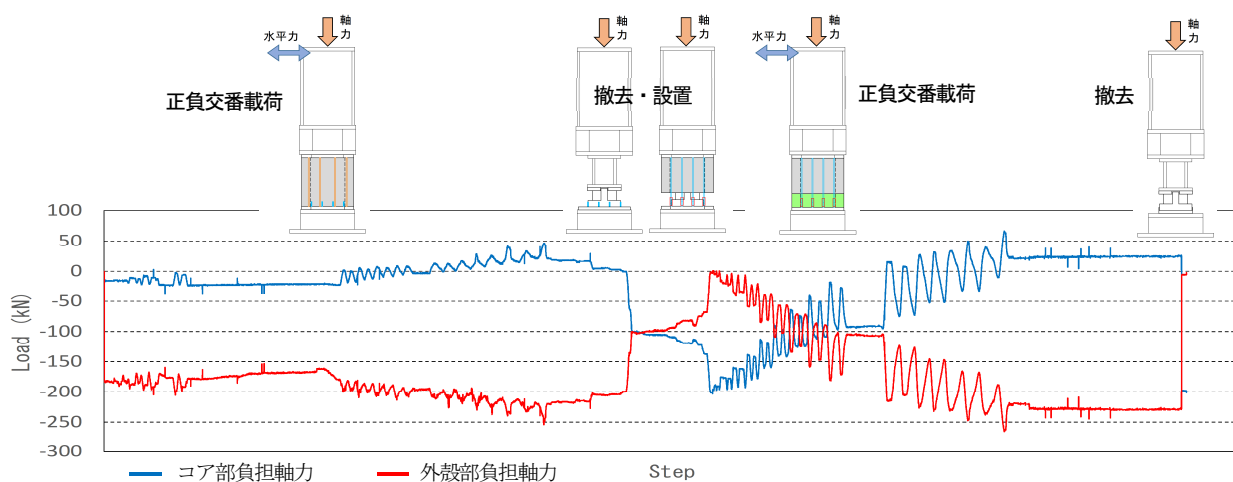


図-20 取り替え時の軸力推移

6. まとめ

本研究では、塑性ヒンジ部の取り替えにプレキャスト鉄筋コンクリート部材を用いることにより耐震性能の回復・向上を目的としており、先行研究の実験結果を基に水平接合部が与える影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・水平接合部については主鉄筋を適切に接続し、応力を確実に伝達する必要がある。本研究では機械式継手の1つであるねじ節鉄筋継手を用いて、外殻部の取り替えが可能であることを確認した。本実験では縮小供試体を用いたため機械式継手の選択肢に制限があったが、実構造物においてはモルタル充填式継手など状況に応じた継手方式の採用が可能である。
- ・鉛直・水平接合部を有する外殻部により取り替えた供試体の最大荷重は、新設時を模擬した供試体と同等程度の値を示し、耐震性能の回復が可能であることを確認した。また、取り替えに伴う軸力の移行や二次剛性の発現が確認され、水平接合部の有無による傾向の違いは見られなかった。
- ・機械式継手を用いたことで、接合部内に設置したカプラーに起因したと推測されるひび割れが確認された。今後、カプラーの設置高さを千鳥配置することや柱基部付近への設置を避け、フォーミング内に継手を埋め込むなど対策について検討が必要である。
- ・新設から取り替えまでの流れの中で、各部材に作用する軸力の移行が確認された。設計への反映方法について今後検討が必要である。
- ・ボルト接合による外殻部取り替えの場合、ボルトの締め付けによって主鉄筋上端部への引張力の導入

が懸念される。しかし、外殻部の取り替えに機械式継手を用いると主鉄筋への軸力発生を防ぐことができるため、設計において施工時の荷重を別途考慮する必要はない。

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。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤倉修一, 忍田祥太, 臼井裕太, NGUYEN MINH HAI, 中島章典：レベル 2 地震損傷後に修復可能な RC 橋脚の提案および実験的検証, 第 38 回地震工学研究発表会講演論文集, No.1368, 2018.
- 2) 土木学会：コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版], 2007.
- 3) 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軸力支持下における塑性ヒンジ部取替実験, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, 363-370, 2019.
- 4) 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, 第 39 回地震工学研究発表会講演論文集, No.1430, 2019.
- 5) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する研究, 1997.8
- 6) 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を定性的予測可能な有メナーゼヒンジ RC 構造の開発, 第 38 回地震工学研究発表会講演論文集, No.1272, 2018.
- 7) 川島一彦, 永井政伸：塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発, 土木学会論文集 No.703/I -59, 113-128, 2002.
- 8) 東京鉄鋼株式会社：ネジテツコングラウト継手評定書, 2015.

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE RECOVERY OF RC PIER BY REPLACEMENT OF PLASTIC HINGE PART USING EMBEDDED JOINT STRUCTURE

Manabu HAYASHI, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In Japan, which is one of the world's largest earthquake nations, repair work to restore the seismic performance of bridge piers damaged by the occurrence of a large earthquake and seismic reinforcement work to improve seismic performance along with the revision of the technical standards for seismic design have been carried out. It was. Considering the uncertain phenomenon of earthquakes, it is desirable to develop a metabolic seismic pier structure with metabolic functions that can adapt to future technical standards. In this study, it was verified that seismic performance can be recovered by using precast reinforced concrete for the plastic hinge replacement from the viewpoint of early recovery and labor saving, and by using the embedded joint structure in the horizontal joint.