

埋込メナーゼヒンジ RC 橋脚の 地震後復旧性に関する実験的検討

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）

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）

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）

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。この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に伴う道路橋示方書の改定によって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。

既設道路橋の耐震補修・補強工事では多くの場合、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作業時間および施工方法などに様々な制限を受ける中で短工期での施工が求められる。施工期間を短縮する方法の 1 つとしてプレキャスト鉄筋コンクリート（以降、PCa という）を活用した工法が挙げられる。近年、道路橋脚の建設において PCa を型枠として活用したハーフ PCa 工法により工期の短縮や省力化を図った事例¹⁾が見られる一方で、鉄道分野では柱・梁全ての部材を PCa で構築するフル PCa 工法をラーメン高架橋へ活用する取り組み²⁾が提案されている。

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復旧用の取り替え部材に PCa および埋め込み鉄筋継手を採用するとともに、塑性ヒンジとしてメナーゼヒンジを活用した構造を提案し、その耐震性能や施工性について検証を行うものである。

(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³⁾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。また、Zhen Wang ら⁴⁾は PCa で梁・柱を構築し、柱基部についてはコアとなる PCa 部材と曲

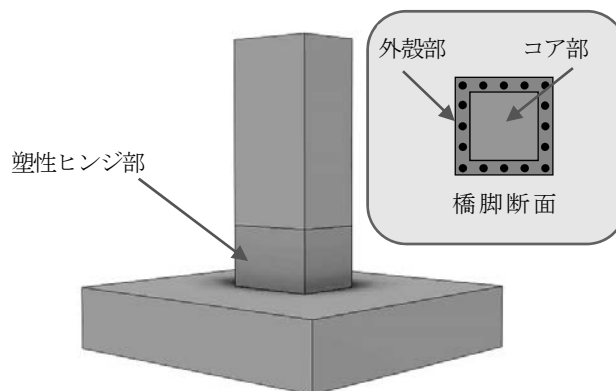


図-1 メタボリズム耐震橋脚構造イメージ

2. メタボリズム耐震橋脚構造

げ耐力を負担する軟鋼棒および表面を覆うカバープレートで構成された構造を用いて、地震後の修復を目的とした研究を行っている。実験では取り替え前後の最大荷重や残留変位の低減など効果が確認される一方で、PCa 部材の接合に導入するポストテンションや損傷状態の違いによる耐震性能への影響が確認されている。

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。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。

(2) 塑性ヒンジ構造

本構造において、軸力・せん断力を負担するコア部には、その機能からヒンジ構造が求められる。川島らの研究⁵⁾によると、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。

一方、五島らの研究⁶⁾では、軸方向鉄筋の内側にメナーゼヒンジを埋め込んだ RC 柱において、軸方向鉄筋が座屈した後でも柱基部の軸変形およびせん断変形が抑制され、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を発揮することが確認されている。

ここで、本実験では比較的容易に設置・施工が可能であること、また、RC のみで構成することができるメナーゼヒンジをコアコンクリートに埋め込んだ構造を採用した。

(3) 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

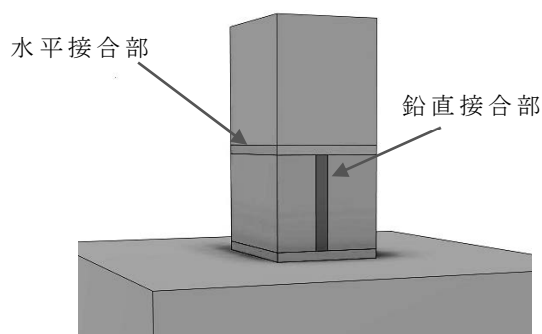


図-2 接合部イメージ

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⁷⁾に示されており、主な方法として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。

3. 実験概要

(1) 目的

本研究では基準供試体 H8-Std と埋込メナーゼヒンジ供試体 H8-Mh および取り替え用外殻部材の製作を行った。基準供試体 H8-Std は一般的な RC 構造により製作されており、復旧後に目指すべき耐力の指標となる供試体である。一方、メナーゼヒンジを埋め込んだ供試体 H8-Mh についてはメタボリズム耐震橋脚の新設時を模したものであり、塑性化領域を含めた柱下側を外殻部とコア部の二重構造としている。今回、供試体の製作においては躯体内部に縁切り材を設置した。取り替え用外殻部については、供試体 H8-Mh の載荷一撤去後に取り付けを行い、橋脚の復旧状態を模した供試体であり、基準供試体 H8-Std と比較を行うことにより耐震性能回復について検証を行うものである。

(2) 実験供試体

筆者らの先行研究^{8,9)}では、ヒンジ機構にゴム支承を用いた外殻部の取り替え実験を行っている。本研究ではゴム支承に替えて埋め込みメナーゼヒンジを採用しており、先行研究との整合性を図るため同等スペックで設計を行った。実橋脚は「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」¹⁰⁾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、設計条件を表-1に、橋脚一般図を図-3に示す。なお、本構造の特性を考えると外殻部の計算にあたっては図-4(a)の計算モデルにおいて軸力を全断面で負担する場合と、取り替え直後のコア部が負担

表-1 橋脚の設計条件

上部構造	形式	単純鋼1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 2.4m×2.4m
	使用材料	コンクリート $\sigma_{ck}=24.0\text{N/mm}^2$ 鉄筋 SD345

する場合の2つの状態を想定した。ただし、コア部負担の場合はソフトウェアの制限から外殻部に自重のみが作用するものとして計算している。一方、メナーゼヒンジは図-4(b)のとおり全軸力・せん断力を考慮して計算を行っている。ここで、計算結果を表-2に示す。実験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スケールとした。

(3) 外殻部材

本構造における外殻部の機能は地震時のエネルギー吸収を負担し、損傷箇所を取り替えることで耐震性能の回復・向上を図ることを目的としている。外殻部の設計は3.(2)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っており、計算結果は表-3に示すとおりである。また、外殻部は取替え時の施工性を考慮し二分割で製作されるため鉛直および水平接合部を有しており、主鉄筋の接合には機械式継手を、帯鉄筋の接合にはループ継手¹⁾を用いている。

(4) コア部材

本構造のコア部であるメナーゼヒンジの機能は常時および外殻部の取り替えに際して柱へ作用する軸力とせん断力を負担し、挙動の安定を図ることが目的である。したがって、メナーゼヒンジによる曲げ耐力への寄与は期待しておらず、機能分離の観点から構造部材として考慮しないこととした。

なお、メナーゼヒンジの設計にあたっては道路橋支便覧H30年および設計要領 第二集 橋梁建設編H28年に示される算式に基づいて、メナーゼヒンジのみで全軸力とレベル1時のせん断力に抵抗できるよう交差鉄筋径および本数を決定している。ここで、供試体H8-StdおよびH8-Mhの配筋・ひずみ計測位置を図-5に、外殻部を図-6に示す。

(5) 実験手順

載荷は3つのCASEについて行い、表-4に各CASEで使用した供試体を示す。まずCASE-1では基準供試体H8-Stdの正負交番載荷を実施し、目標とする耐震性能を明らかにする。次に、構造物の新設から耐震性能を回復

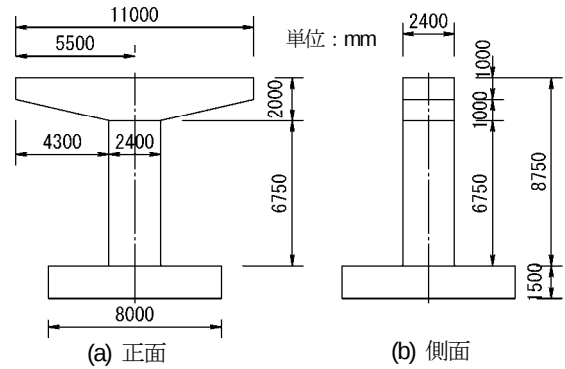


図-3 橋脚一般図

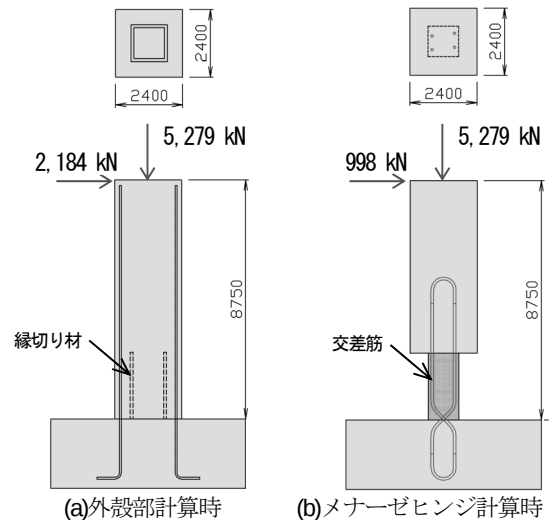


図-4 計算モデル概要図

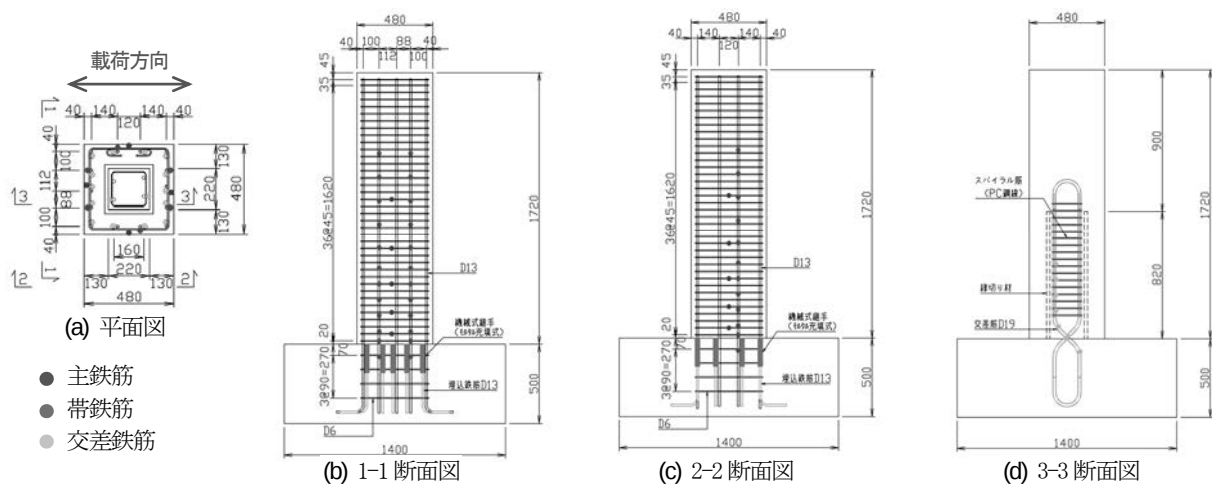
表-2 計算結果一覧(実橋脚)

準拠指針	H8道示
断面積	5.76m ²
主筋(鉄筋比)	72-D29 (0.803%)
帯鉄筋(帯鉄筋比)	D16@150 (0.723%)
軸力(取替え後)	5,279 kN(2,093 kN)
保有水平耐力(取替え後)	2,514 kN(2,179 kN)
等価水平震度×等価重量(取替え後)	2,184 kN(1,884 kN)
せん断耐力	5,046 (kN)
交差鉄筋	44-D29

表-3 計算結果一覧(実験供試体)

準拠指針	H8道示
断面積	182,000 (mm ²)
主筋(鉄筋比)	14-D13 (0.975%)
帯鉄筋(帯鉄筋比)	D6@45mm (0.704%)
水平耐力(取替え後)	101 kN(87 kN)
降伏変位(取替え後)	5.2 mm(5.1 mm)
限界変位(取替え後)	47.9 mm(62.5 mm)
軸力(取替え後)	211 kN(84 kN)
交差鉄筋	4-D19

するまでの流れを模擬するため、CASE-2において供試体H8-Mhの正負交番載荷を行った。供試体H8-Mhへの軸力載荷を継続したまま外殻部の取り替えを行い、



※H8-Std と H8-Mh の主鉄筋の配筋は同じ

図-5 配筋・ひずみ計測位置図

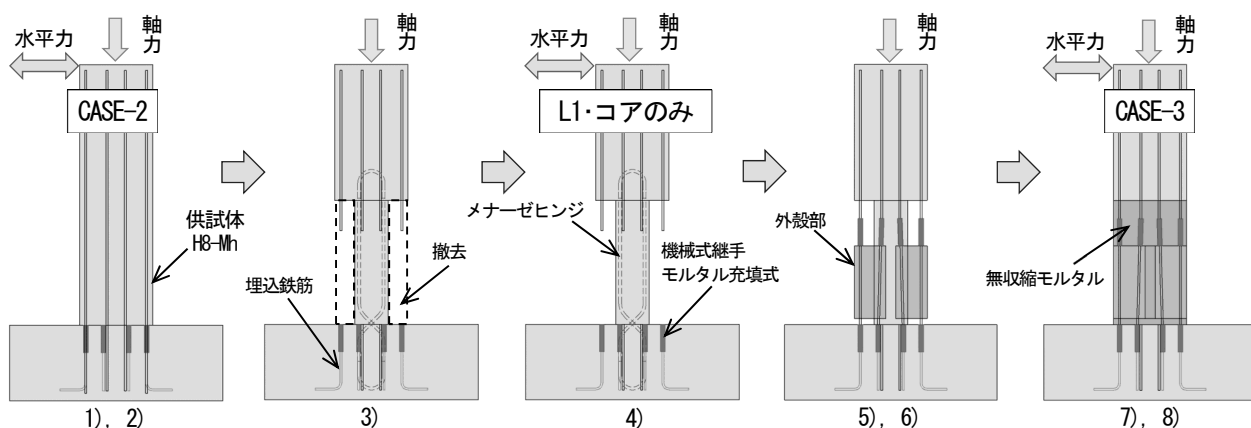


図-7 実験手順

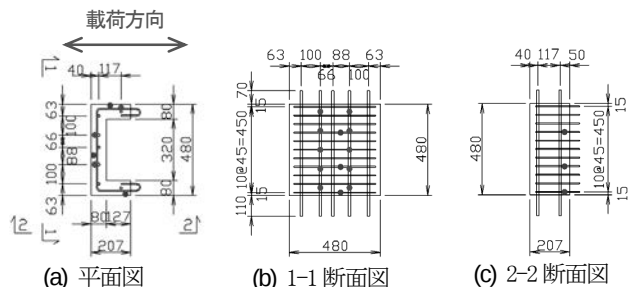


図-6 配筋・ひずみ計測位置図 (外殻部)

表-4 荷重 CASE

No.	供試体名称
CASE-1	H8-Std
CASE-2	H8-Mh
CASE-3	H8-Mh+外殻部材

現するまで養生する。

7)帯鉄筋を配筋した後、鉛直・水平接合部に無収縮モルタルを打設する。

8)供試体頂部に水平力を正負交番荷重する。(CASE-3)

(6) 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。

(7) 荷重パターン

本実験は図-8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210kN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±50mmまで5mmの漸増とし、±50mm以降は10mmの漸増としている。なお、各荷重振幅においては3回の繰返し荷重を行った。

CASE-3 では外殻部を取り替えた供試体 H8-Mh の正負交番荷重を実施している。ここで、詳細な実験の手順については、図-7および以下に示すとおりである。

- 1)供試体 H8-Mh を設置し、軸力として 210 kN を荷重。
- 2)供試体頂部に水平力を正負交番荷重する。(CASE-2)
- 3)あらかじめコア部と縁切りしていた高さまで外殻部のコンクリートを研り、主鉄筋および帯鉄筋を切断・撤去する。
- 4)コア部のみの状態で供試体頂部に水平力を正負交番荷重する。(L1 想定・コア部)
- 5)新しい外殻部材を設置し、外殻部材の主鉄筋と既存の主鉄筋を機械式継手により接合する。
- 6)機械式継手に専用モルタルを充填し、必要強度が発

(8) 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載荷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載荷位置の水平変位を計測した。主鉄筋および帯鉄筋のひずみ計測位置は図-5、6のとおりである。

4. 正負交番載荷実験

(1) CASE-1(基準供試体 H8-Std)

a) 荷重変位関係

図-9に示すとおり、水平変位+10mmで主鉄筋が降伏し、+15mmで降伏が見られた。その後、水平変位+32mmにおいて最大荷重 118.9 kN を示し、+60mm から荷重低下が始まっている。+80mm においては橋脚基部の主鉄筋に座屈が確認され、顕著な荷重の低下を示した。

b) ひび割れ状況

供試体に発生したひび割れの状況を図-10 に示す。ここで、ひび割れは載荷が完了した残留変位時のものである。橋軸方向の E・W 面において、曲げによるひび割れが柱下端部に多く発生し、下端付近および中程に水平ひび割れが見られた。最終的には主鉄筋が座屈し E 面の鉄筋が一部破断した。また、橋軸直角方向の N・S 面においても曲げに伴う水平方向のひび割れが見られた。なお、供試体の E 面頂部に見られるコンクリートのはく落は、水平力を伝達するため躯体に設置したアンカーボルトによるものと推測されるが、水平変位に滑りなどは見られず載荷への影響はなかった。ただし、CASE-2 以降は載荷時に頂部補強を施した。

(2) CASE-2(H8-Mh)

a) 荷重変位関係

CASE-2(H8-Mh)は図-11に示すとおり、水平変位+10mmにおいて CASE-1 と同様に主鉄筋の降伏が確認された。その後は二次剛性の発現が見られ、水平変位 58mm において最大荷重 154.1 kN を示した。なお、供試体 H8-Mh は載荷により損傷した外殻部を研り、新たな外殻部材を

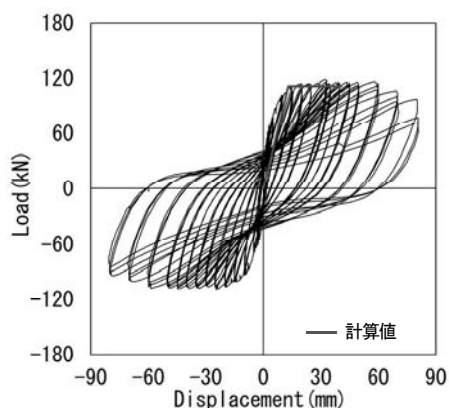


図-9 荷重変位関係(CASE-1)

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		モルタル充填式 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-Std	31.6 N/mm ² (14日)
	H8-Mh	33.1 N/mm ² (21日)
	外殻部材	4.04 N/mm ² (44日)
無収縮モルタル	鉛直水平接合部	68.0 N/mm ² (6日)
モルタル	機械式継手	103.6 N/mm ² (9日)

表-7 引張強度

径	降伏強度	引張強度
D6	366 N/mm ²	602 N/mm ²
D10	377 N/mm ²	549 N/mm ²
D13	400 N/mm ²	587 N/mm ²
D19	384 N/mm ²	582 N/mm ²

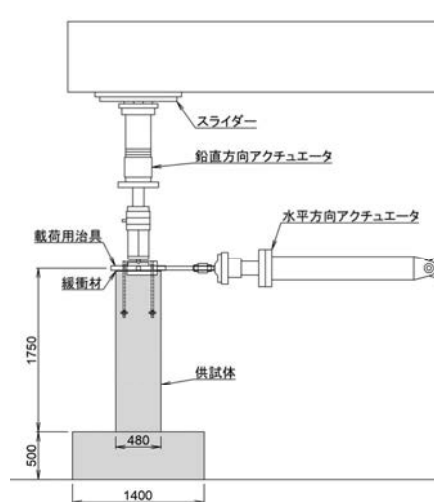


図-8 載荷装置

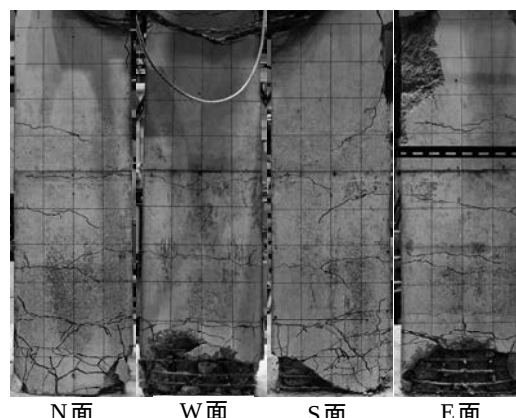


図-10 ひび割れ状況(CASE-1)

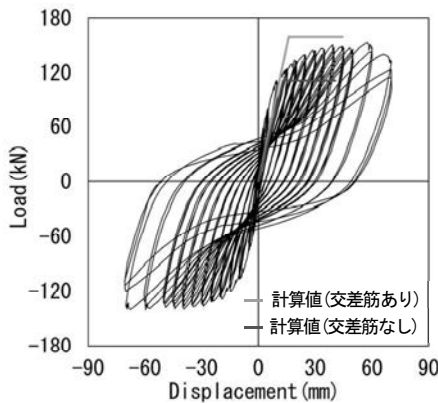


図-11 荷重変位関係(CASE-2)

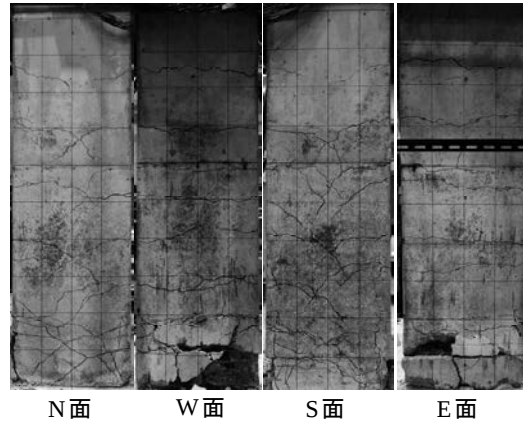


図-12 ひび割れ状況(CASE-2)



図-13 コア部ひび割れ(S面)

取り付け CASE-3 として活用するため、荷重低下が確認された $\pm 70\text{mm}$ の時点で載荷を終了した。CASE-2の最大荷重はCASE-1と比べて約1.3倍の値を示しているが、メタボリズム耐震橋脚構造は外殻部とコア部の機能を分けた機能分離型をコンセプトとしていることから、3.(4)で述べたとおりメナーゼヒンジの交差鉄筋は構造部材として加味していない。そこで交差鉄筋を考慮した骨格曲線を示すと、図-11のとおり最大荷重は概ね一致することが確認され、耐力の増分は交差鉄筋の影響によるものであると推測される。

b) ひび割れ状況

供試体に発生したひび割れ状況を図-12に示す。橋軸方向のひび割れはCASE-1と同様に曲げによるひび割れが柱下端部に多く発生し、下端付近および中程に水平ひび割れが見られた。しかし、橋軸直角方向においては斜め方向のせん断ひび割れが見られた。これはコア部と外殻部を縁切りしていることから中空断面橋脚に似た挙動を示したためであると考えられる。ただし、外殻部撤去時にコア部の損傷を確認したところ、図-13に示すとおりヒンジ発生に伴うひび割れが下端に見られたものの、上部にひび割れの発生は確認されず、せん断破壊に至る損傷ではない。

(3) 外殻部材取替

a) ヒンジ機能

ヒンジ機能の確認を目的として外殻部を撤去しコア部のみの状態で正負交番載荷を行った。ここで、図-14に荷重変位関係を、図-15に鉛直変位-水平変位関係を示す。CASE-3の載荷を控えていたため載荷振幅は $\pm 40\text{mm}$ 程度としたが軸方向の沈下は 0.4mm と軽微であり、メナーゼヒンジが有効に機能していることを確認した。

b) 鉄筋継手方式

外殻部の取り替えに際して、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必要がある。本実験では供試体の主鉄筋D13に対応していることや芯ズレの許容といった条件を満足できるモルタル充填式継手を採用

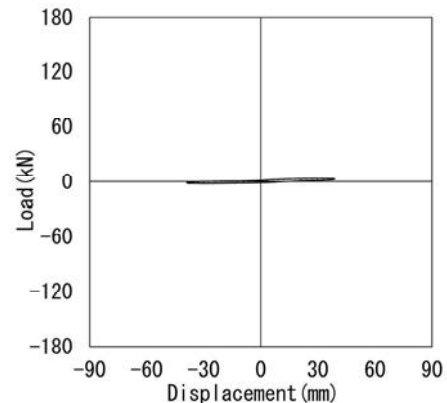


図-14 荷重変位関係(コアのみ)

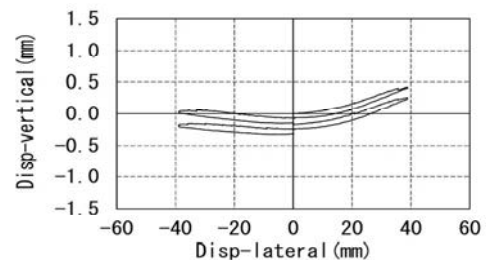
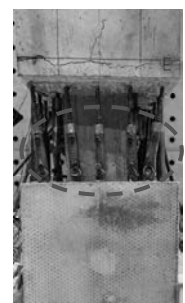


図-15 鉛直変位-水平変位関係(コアのみ)



a) フーチング埋込



b) 柱上部接続

図-16 鉄筋継手施工状況

した。供試体 H8-Mh では外殻部主鉄筋をフーチングおよび柱上部の既設主鉄筋へ接続しており、施工状況を図-16に示す。

なお、モルタル充填式継手はスリーブを介して鉄筋を接続する工法であり、グラウト材を注入して固定されるため、正負交番返載荷に伴うグラウト材の脆弱化による鉄筋の抜け出しが懸念される。そこで柱基部付近の主鉄

筋ひずみにより抜け出しの有無を確認した。図-17 に示すとおり載荷振幅の増大に伴いひずみの増加が見られ、継手が機能していることを確認した。

c) 既存主鉄筋の活用

耐震性の回復・向上に際して、取り替え部材より上部の柱については既存の主鉄筋を活用しなければならない。そこで CASE-2 において柱上部の主鉄筋ひずみを計測しており、図-18 は主鉄筋のひずみと水平変位の関係を示したものである。計測結果から水平変位 $\pm 70\text{mm}$ においても最大ひずみは $1,600\mu$ 程度であり柱上部の主鉄筋は弾性領域内にあることが確認され、既存主鉄筋の活用について問題は無い。

(4) CASE-3(外殻部取替え後)

a) 荷重変位関係

図-19 に示すとおり、CASE-3 においても水平変位 $+10\text{mm}$ で主鉄筋の降伏が確認され、CASE-2 と同様に二次剛性を発現しながら水平変位 $+45\text{mm}$ で最大荷重 123.2kN を示し、水平変位 $+60\text{mm}$ において荷重低下が見られた。なお、 $\pm 12\text{kN}$ 付近において水平方向の滑りが見られる。これは載荷治具と供試体の接合部に発生した隙間によるものであり、滑り量は毎回定量値を示していたため、載荷への影響はないと判断した。

b) ひび割れ状況

図-20 のとおり、CASE-3 では外殻部上下端に水平接合部が、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 CASE-1, 2 のひび割れ状況と異なり、水平方向のひび割れ発生が極端に減少している。そこで載荷サイクルとひび割れの進行状況を確認すると、初期の段階で外殻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 CASE-2 のようなせん断に伴うひび割れの発生は見られなかった。これは外殻部設置にあたりコア部との空隙を無収縮モルタルで充填したためであると考えられる。

c) 耐震性能の回復

本研究では復旧後の耐力回復を目的としており、復旧

をイメージして外殻部の取り替えを行った CASE-3 が、基準供試体である CASE-1 に比べて同等の耐震性能を回復したか検証を行った。図-21 に示すとおり最大荷重の観点で両者を比較すると CASE-1 が 118.9kN に対して、CASE-3 は 123.2kN と同等程度まで回復していると判断で

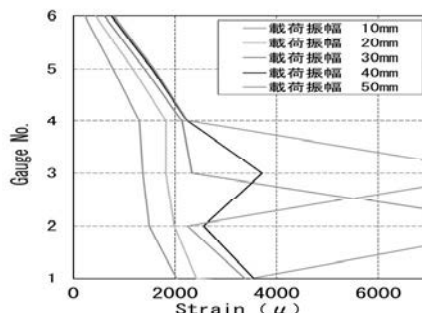


図-17 高さ方向のひずみ分布
(CASE-3 E面左側)

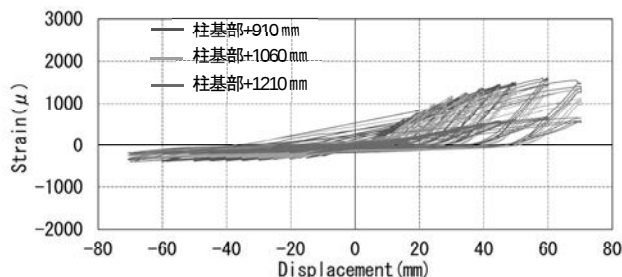


図-18 主鉄筋ひずみ変位関係(CASE-2)

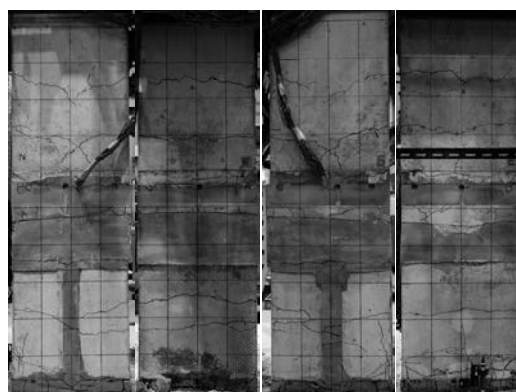


図-20 ひび割れ状況(CASE-3)

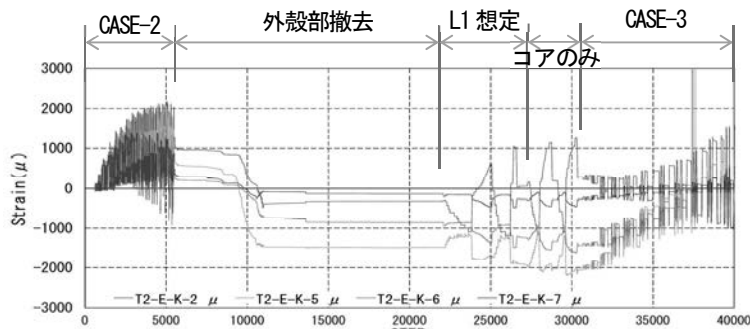


図-22 交差鉄筋のひずみ履歴(E面)

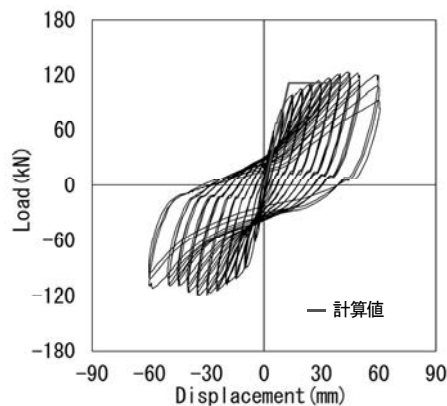


図-19 荷重変位関係(CASE-3)

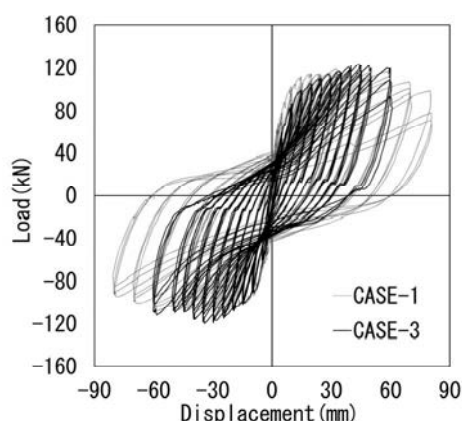


図-21 荷重変位の比較(CASE-1,3)

きる。一方、降伏以後の挙動に着目すると、両者ともに降伏変位は+15mm と同じであるが、降伏荷重は CASE-1 が 109 kN に対して CASE-3 は 98 kN と 10 kN 程度の差異が見られ、また、CASE-3 では二次剛性が確認されている。二次剛性の有無は両者の軸力状態の違いによるものであり、荷重開始時において CASE-1 では全断面で軸力を負担しているが、CASE-3 ではコア部が全ての軸力を負担し外殻部に軸力が作用していないためである。この機構については筆者らの先行研究で述べている。

次に、CASE-3 も CASE-2 と同様にメナーゼヒンジを有しているが、大きな荷重の増分は見られない。本実験では図-7 のとおり外殻部を撤去した後に、レベル 1 想定およびコア部のみの水平荷重を実施している。ここで、図-22 に実験ステップ毎の交差鉄筋ひずみの履歴を示す。これから分かるように CASE-2 荷重時には引張に対する抵抗に寄与していたが、外殻部撤去によるコア部への軸力移行、および、レベル 1 を想定した荷重やコア部のみの荷重によって交差鉄筋は圧縮状態となっている。したがって、CASE-3 荷重時には引張抵抗として十分に機能せず CASE-2 のような最大荷重の増加が見られなかったと考えられる。しかしながら、メタボリズム耐震橋脚構造は機能分離をコンセプトとしており、各部材に期待する機能が発揮されたことで、目標とする耐震性能の回復を図れることができたといえる。

6. まとめ

本研究では、塑性ヒンジとしてメナーゼヒンジを埋め込んだメタボリズム耐震橋脚構造において、外殻部取り替えによる耐震性能回復に関して実施した実験結果から得られた知見を以下に示す。

- ・外殻部による曲げ耐力の負担、メナーゼヒンジによる軸力の保持など要求した機能が発揮され、目標とした基準供試体と同等の耐震性能回復が図れた。
- ・メナーゼヒンジは取り替え時に全軸力が作用することで圧縮状態となり引張抵抗の低減が確認された。
- ・機械式継手を埋め込んだ構造による外殻部の取り替

えが可能であることを確認した。

- ・コア部と外殻部の二重構造とした供試体 H8-Mh においては、中空断面橋脚と同様にせん断ひび割れが卓越する結果となった。今後、壁厚の違いによる影響など検討が必要である。
- ・本研究では繰返し荷重による機械式継手の鉄筋抜け出しは確認されなかったが、信頼性向上の観点から更なるデータの収集が望まれる。
- ・既存主鉄筋については、柱基部から概ね 2D 程度以上の範囲で弾性領域にあることを確認し、再利用が可能であると判断した。

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) 大江眞平, 濱本敬治, 阿部正治, 奥村一彦: プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速化施工, コンクリート工学, Vol. 40, No. 6, pp. 22-27, 2002.
- 2) 喜多直之, 三倉寛明, 岡本大, 田所敏弥: 建築プレキャスト工法の鉄道高架橋への展開, コンクリート工学, Vol. 55, No. 9, pp. 815-819, 2017.
- 3) 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, 土木学会論文集 A1, Vol. 75, No. 4, pp. 591-601, 2019.
- 4) Zhen Wang, Jing-Quan Wang, Yu-Chuan Tang, Tong-Xu Liu, Yu-Feng Gao, Jian Zhang: Seismic behavior of precast segmental UHPC bridge columns with replaceable external cover plates and internal dissipaters, Engineering Structures, Vol. 177, pp. 540-555, 2018.
- 5) 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.
- 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. 506-519, 2019.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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, Vol. 76, No. 4, pp. 377-392, 2020.
- 10) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する研究, 1997.8
- 11) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価報告書, MONO 継手工法一壁式プレキャスト接合部の無溶接接手工法一, 2017.9.