

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

前田 紘人¹・林 学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 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: maeda.hiroto.45r@st.kyoto-u.ac.jp

²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

³正会員 京都大学教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

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

数多くの地震被害を経験してきた我が国では、大地震の度にその耐震基準が改訂されてきた。このような状況を考えると、現在の耐震基準を満たすだけでなく、将来の耐震基準の変化にも対応できるような構造の開発が求められる。そこで本研究では、耐震性能を新陳代謝できる構造、すなわちメタボリズム耐震橋脚構造の開発を目指す。

橋脚構造を軸力・せん断力を支持するコア部とその周りを囲うエネルギー吸収性能を支持する塑性ヒンジ部の二重構造で考えると、塑性ヒンジ部の取替により耐震性能を更新できると考え、本研究では軸力支持下での塑性ヒンジ部取替実験を実施し、取替可能性を検証するとともに、コア部、塑性ヒンジ部の要求性能を整理した。

Key Words: metabolism, replacable, core, update, axial force, double section structure

1. はじめに

(1) 研究背景

世界でも有数の地震国である我が国では、1891年の濃尾地震を端緒として耐震設計の必要性が問われ始め、1964年の新潟地震や1995年の兵庫県南部地震など、大きな地震被害を受ける度にその設計基準は見直され、改定されてきた。

図-1は設計水平震度の移り変わりを表したものである。耐震基準が変わっていく中で、過去に建設された構造物は、過去の基準を満たしていても、現在の基準を満たしていない所謂「既存不適格」の構造物となりうる。今後技術の発達や更なる地震被害を受け、耐震基準が変わる可能性は十分にあり、今の耐震基準を満たしている構造物も、将来の耐震基準を満たすとは限らないのである。

(2) メタボリズム

1960年代、当時高度経済成長期であった日本では人口が著しく増加し、社会が激的に変化していた。そのような状況の中、当時の若手建築家らはMETABOLISM 1960¹⁾において、生物が代謝を繰り返しながら成長していくよ

うに建築や都市も有機的に変化できるようデザインされるべきであると提唱した。日本発のこの建築運動は、生物学用語で新陳代謝を意味する「メタボリズム」という言葉を用いてメタボリズム運動と呼ばれ、世界に衝撃を与えた。丹下健三が提唱した東京計画1960や黒川紀章の中銀カプセルタワービルはその代表例である。

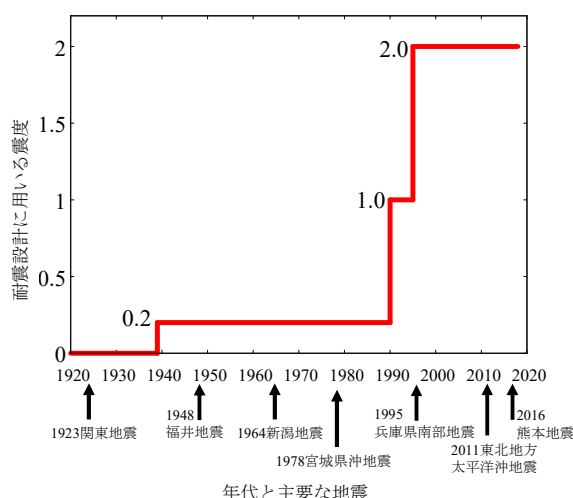


図-1 設計水平震度の推移

著者らはこの考え方を橋脚の耐震性能に適應させて、既存不適格な橋脚も予め耐震性能を変えられるような構造にしておけば、耐震基準の変化にあわせて古いものから新しいものへと更新できるのではないかと考えた。このような耐震性能の新陳代謝可能な橋脚構造をメタボリズム耐震橋脚構造と名付け、本研究ではその開発を目指す。

2. メタボリズム耐震橋脚構造

(1) 研究目的

一般的なRC柱の耐震性能は、地震時に橋脚基部断面縁に形成される塑性ヒンジ部のエネルギー吸収性能に依存する。そこで、橋脚基部断面縁を予め取替可能な構造にしておけば、要求性能に合わせて耐震性能を新陳代謝させることができると考えた。また、地震による損傷は主にこの塑性ヒンジ部に限定されることから、損傷した橋梁を容易に復旧することも可能にすると考えられる。

橋梁を供用したまま塑性ヒンジ部の取替を行うことを想定すると、取替中、軸力を支持しなければならない。そこで本研究では、図-2のような橋脚内部に軸力を支持するコアの部分(以降コア部)と、その外殻を囲う取替可能な部分(以降外殻部)の二重構造を考える。地震時には外殻部において塑性ヒンジが形成されエネルギー吸収性能を発揮し、取替時にはコア部が軸力を支持しながら外殻部を取り替えることで耐震性能を新陳代謝させることができると考えた。本研究では、軸力支持下での塑性ヒンジ部取替実験を行い、軸力支持下でも外殻部を取り替えられるのかを検証し、正負交番載荷実験により取替可能な構造としても問題なく期待通りの耐震性能を発揮し、さらに取替により耐震性能を新陳代謝できることを確認する。そして本論文の最後には、メタボリズム耐震橋脚構造におけるコア部、外殻部の要求性能を整理する。

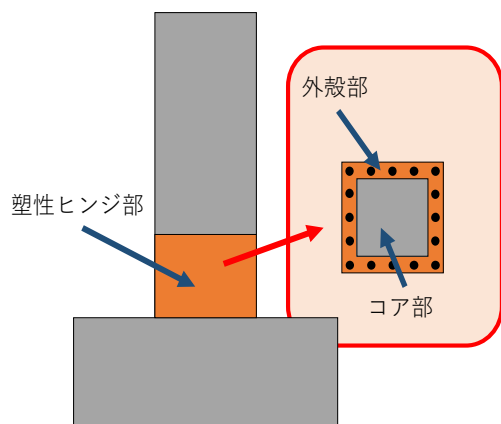


図-2 メタボリズム耐震橋脚構造のイメージ図

(2) コア部についての検討・既往の研究

コア部に少なくとも要求される性能は軸力を支持することである。一方で、取替対象となる外殻部は地震時に損傷を受けていることが想定され、地震により大きく軸変形、あるいはせん断変形した場合に外殻部を取り替えることは難しいと予想される。

現在のRC構造物の耐震設計では、レベル1地震動に対しては全ての構造物を対象に損傷を発生させず、レベル2地震動に対しては、対象が重要な構造物及び早期回復が必要な構造物の場合は、損傷により塑性変形が残留したとしても地震後比較的早期に修復可能であることを原則としている。

従ってメタボリズム耐震橋脚構造においても、レベル2地震動のような強い地震が発生した場合に、少なくとも軸変形及びせん断変形が防止されるような構造がコア部には相応しいと考えられる。五島らの研究²⁾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・せん断変形が抑制され、さらに軸方向鉄筋の座屈発生後におけるRC柱の荷重低下も改善されることがわかっている。このようなヒンジ機構を内包した構造がコア部の構造として適当ではないかと予想される。

(3) 取替についての既往の研究

本研究のように橋脚の一部を取り替えることを目指した研究は少ない。藤倉らがレベル2地震のような強震動が作用して損傷を受けても補修可能なRC橋脚の適用性について検討している³⁾。藤倉らの研究では、外殻部のコアコンクリートまわりに鋼管を配置し、レベル2地震動による損傷を受ける部分と受けない部分に分けることで、外殻部を二重構造としている。さらに外殻部の上下端に機械式継手を用いることで軸方向鉄筋が交換可能である構造を目指したものの、コアコンクリートまわりの鋼管が当初の想定より大きく塑性変形し取替には至らなかった。このことから軸力支持下での取替の困難さが伺える。また、藤倉らの研究は、あくまで地震により損傷した橋脚の補修に主眼を置いた検討であるが、本研究は損傷を受けた橋脚だけでなく既存不適格となった構造物も対象とする。

(4) 検討事項の整理

本研究で考えるような二重構造を有する橋脚に軸力がかかると、コア部と外殻部がそれぞれ一定の割合で軸力を負担すると考えられる。つまり外殻部を取り外していく際には、予め外殻部にかかっている軸力がコア部に移行していくことになる。また、外殻部を取替可能とするためには、橋脚基部に切れ目を作らねばならず、橋脚全体としてみると不連続な箇所が存在する。

このように、メタボリズム耐震橋脚構造を開発するにあたって多くの検討事項があることがわかる。以下に本実験における検討事項を整理する。

- 正負交番載荷実験により要求される耐震性能が設計通り発揮され、外殻部を取り替えることによりその耐震性能が新陳代謝されることを検証する。
- 軸力支持下における外殻部の取替実験から、外殻部の取替可能性について検討する。
- 取替可能な構造としたことにより発生する不連続箇所の影響を確認する。

3. 実験方法

(1) 設計

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁴⁾における RC 橋脚の計算例を参考に、表-1 及び図-3 に示ような実橋梁に対して設計を行った。H8 年版道路橋示方書⁵⁾(以降 H8 道示)と H24 年版道路橋示方書⁶⁾(以降 H24 道示)のそれぞれを参考に設計を行い、計算結果を表-2 に示す。また、コア部の曲げ耐力を無視するため中空断面で設計しているが、コア部の軸力負担分を考慮し、中空断面にかかる軸力量を本来断面全体にかかる量より小さくして設計した。

表-1 対象とした橋梁諸量

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
下部構造	支承	支承板支承
	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 $\sigma_{ck}=24.0\text{N/mm}^2$ 鉄筋 SD345

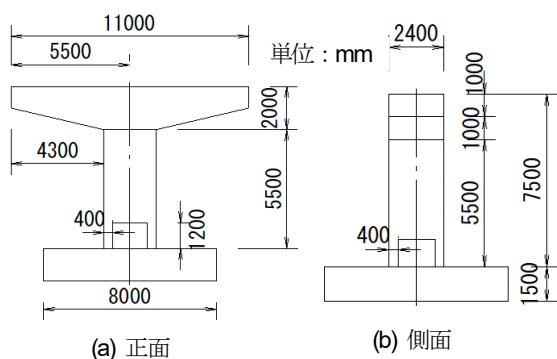


図-3 橋脚一般図

(2) 供試体概要

実験に用いる供試体は(1)の実橋梁を1/5スケールに縮小している。全体図を図-4に示す。本研究では、外殻部の取替に着目するため、軸力・せん断力を支持するコア部にはゴム支承を採用した。外殻部には鉄筋コンクリート部材(以降RC部)を用い、外殻部より上部の橋脚部とフーチング部はそれぞれ鋼製部材により模擬している。また、上部鋼材とゴム支承の間にも鋼製部材(以降コア鋼材)を配置し、上部鋼材とコア鋼材及びRC部、コア鋼材とゴム支承、下部鋼材とゴム支承及びRC部と下部鋼材はそれぞれボルトにより接続した。

表-2 耐力計算結果(実橋梁スケール)

参考指針	H8道示	H24道示
断面積	3.2m ²	3.2m ²
主筋 (鉄筋比)	48-D29 (0.964%)	56-D35 (1.674%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D16@150 (0.662%)	D19@140 (1.023%)
軸力(断面全体)	5027(kN)	5027(kN)
軸力(中空断面)	1842(kN)	1842(kN)
水平耐力	1775(kN)	2854(kN)
せん断耐力	2554(kN)	3446(kN)

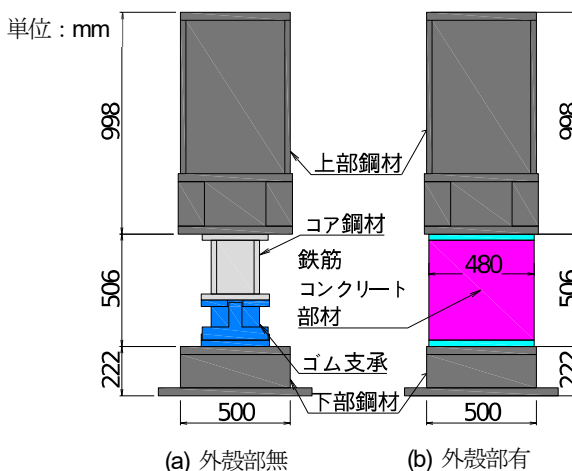


図-4 供試体全体図

表-3 耐力計算結果(供試体スケール)

参考指針	H8道示	H24道示
断面積	128,000(mm ²)	128,000(mm ²)
主筋 (鉄筋比)	4-D10,8-D13 (1.015%)	4-D13,8-D16 (1.637%)
帯鉄筋 (帯鉄筋比)	D6@45mm (0.670%)	D6@35mm (0.862%)
水平耐力	71(kN)	114.2(kN)
降伏変位	3.1(mm)	4.1(mm)
限界変位	63.7(mm)	22.2(mm)
軸力(断面全体)	201(kN)	201(kN)
軸力(外殻部)	74(kN)	74(kN)

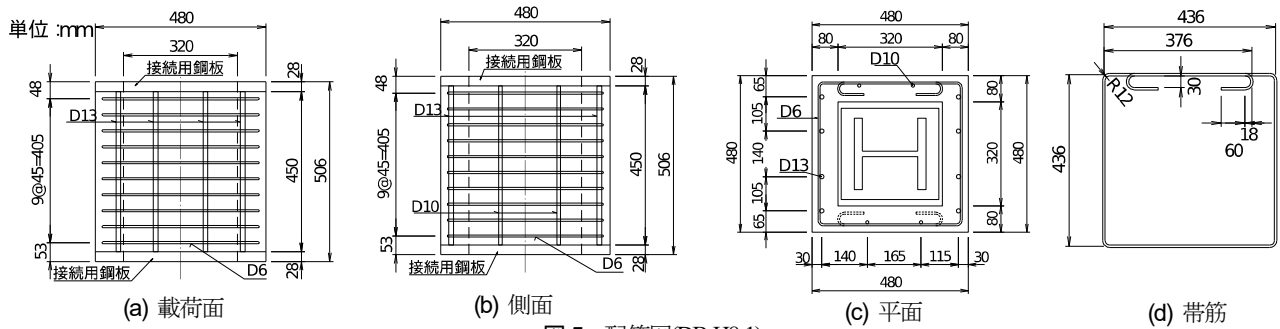


図-5 配筋図(DB-H8-1)

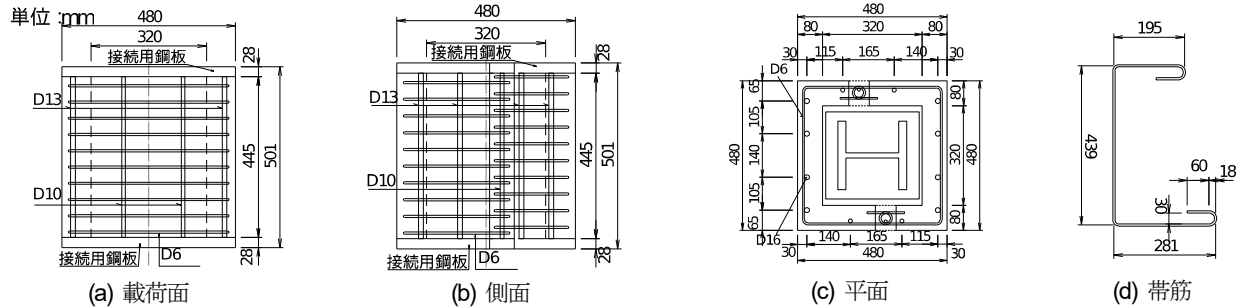


図-6 配筋図(DB-H8-2)

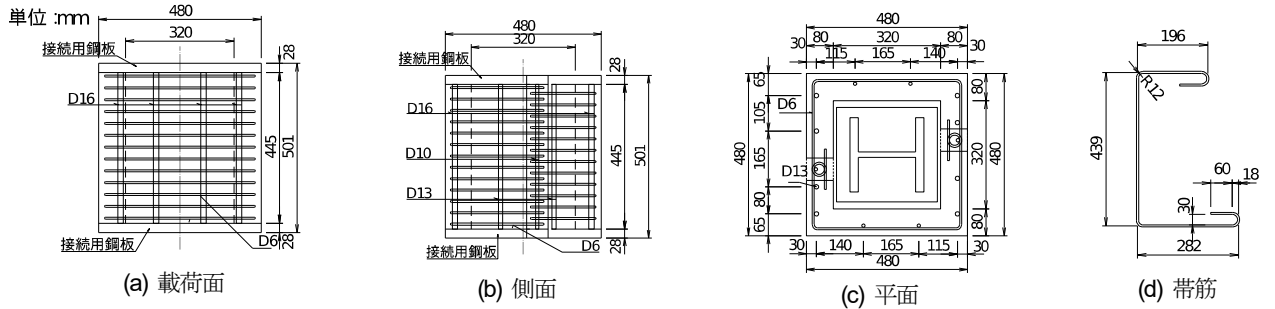


図-7 配筋図(DB-H24)

(3) RC部の設計

外殻部に相当するRC部材についてはDB-H8-1, DB-H8-2, DB-H24の三体を用意し、前者二つがH8道示を参考に設計したものであり、後者がH24道示を参考に設計したものである。各設計諸量を表-3に示し、配筋図を図-5, 図-6, 図-7に示す。DB-H8-2, DB-H24は後から設置できるようにコの字型の二部材からなり、帯鉄筋を互い違いに配置した。

(4) 実験全体の流れ

以下に実験の流れを示す。

(取替パターンA)

- 1) 各部材を設置しボルトにより接続する。
- 2) 約200kNの軸力を載荷する。
- 3) 図-8のように水平方向正負交番載荷を行う。
- 4) 外殻部四面のうち対二面を図-9のように鉛直に分断するようにコア削孔を行う。
- 5) 外殻部が負担している軸力をコア部に移すため、外殻部下端のコンクリートを研り出し、図-10のように軸方向鉄筋を切断する。

- 6) 外殻部上端および下端のボルトを緩め、外殻部を取り外す。(図-11)

(取替パターンB)

- 7) コア部が軸力を支持した状態で新たな外殻部を設置し、下端のボルトを締める。(図-11)
- 8) 上端のボルトは完全には締めず、接合部の帯鉄筋が互い違いとなる箇所に軸方向鉄筋を配置する。(図-12)
- 9) 鉛直接合部に無収縮モルタルを打設し、一定期間養生する。(図-12)
- 10) 後から設置する外殻部は高さをコア部より5mm小さく設計しているため、外殻部の上端と上部鋼材の下端の間に少し隙間ができる。そのため、厚さ1-3mm程度の鋼板を隙間にいれてから外殻部上端のボルトを十分に締める。
- 11) 3)~6)の作業を行う。

本論文では4), 5)の作業を「撤去作業」と呼ぶこととする。8), 9)における鉛直の接合は、日本建築総合試験所により認定された壁式プレキャスト接合部の無溶接接

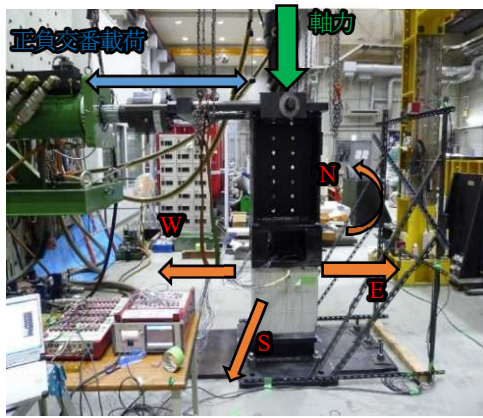


図-8 載荷状況



(a) 削孔状況 (b) 削孔後の様子

図-9 コア削孔



(a) 鉄筋切断状況 (b) 撤去後の様子

図-10 外殻部下端撤去

手工法⁷⁾を参考にした。実験のCASE分類としては、供試体の設置から撤去完了まで(1-6または7-11)を1CASEとし、表-4に分類表を示す。取替パターンAでは外殻部を設置した状態で軸力を載荷しており、取替パターンBでは、コア部が全軸力を支持した状態で外殻部を設置しているので、AとBでは初期状態において外殻部の負担する軸力量に違いがあると考えられる。

(5) 載荷・制御システム

載荷時の様子は図-8に示しており、座標系はアクチュエータの引きを正、押しを負としている。載荷能力は動的 ± 343 kN、静的に ± 392 kN、可動変位は ± 250 mmである。支持条件は両端ヒンジであり、鉛直アクチュエータ基部はベアリングで設置位置で左右に移動するようになっており実験中試験体が傾いても、常に鉛直に軸力がかかるようになっている。制御方式としては変位制御を採用し、正負交番載荷実験では載荷点変位3 mm $\rightarrow$ -3 mm $\rightarrow$ 6 mm $\rightarrow$



(a) 取り外し状況 (b) 新外殻部材設置

図-11 外殻部取替



(a) 軸鉄筋配置 (b) 養生完了

図-12 接合部

表-4 CASE分類

CASE	RC部	取替パターン
1	DB-H8-1	A
2	DB-H8-2	B
3	DB-H24	B

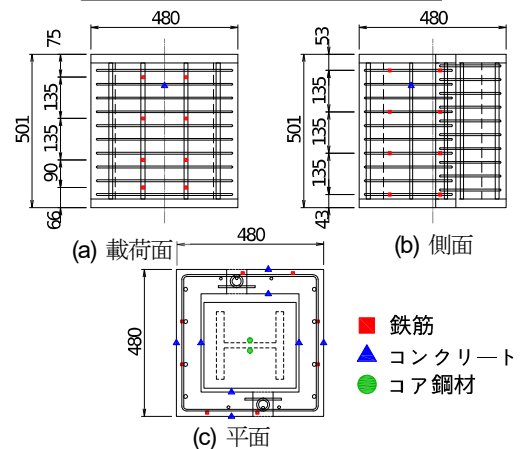


図-13 ひずみ計測位置

-6 mm $\rightarrow$ 9 mm $\rightarrow$ -9 mm $\rightarrow$ 12 mm $\rightarrow$ -12 mm $\rightarrow$ 18 mm $\rightarrow$ -18 mm $\rightarrow$ 21 mm $\rightarrow$ -21 mm $\rightarrow$ 27 mm $\rightarrow$ -27 mm $\rightarrow$ 33 mm $\rightarrow$ -33 mm $\rightarrow$ 39 mm $\rightarrow$ -39 mm $\rightarrow$ 45 mm $\rightarrow$ -45 mm $\rightarrow$ 50 mm $\rightarrow$ -50 mmのサイクルで載荷を行った。ゴム支承の性能限界のため、載荷は載荷点変位50 mmまでとしている。

(6) 計測データ

鉄筋、コンクリート、コア鋼材のひずみを計測した。図-13にひずみ計測位置を示す。コンクリート部には上端より75 mmの位置に、コア鋼材には中央高さ位置にひずみゲージを設置した。計測データはデータロガーによ

表-5 各種情報

使用した材料					圧縮強度					鉄筋の 降伏強度 [N/mm ²]
コンクリート				無収縮 モルタル	コンクリート[N/mm ²] (材齢)			無収縮モルタル [N/mm ²](材齢)		
呼び 強度	スラ ンプ	粗骨材の 最大寸法	セメント	使用した 製品	CASE1	CASE2	CASE3	CASE2	CASE3	
30N/mm ²	18cm	15mm	普通ポルト ランド セメント	太平洋プ レユーロ ックス	30.7 (11 日)	34.4 (33 日)	39.3 (27 日)	68.0 (16 日)	56.9 (3 日)	380

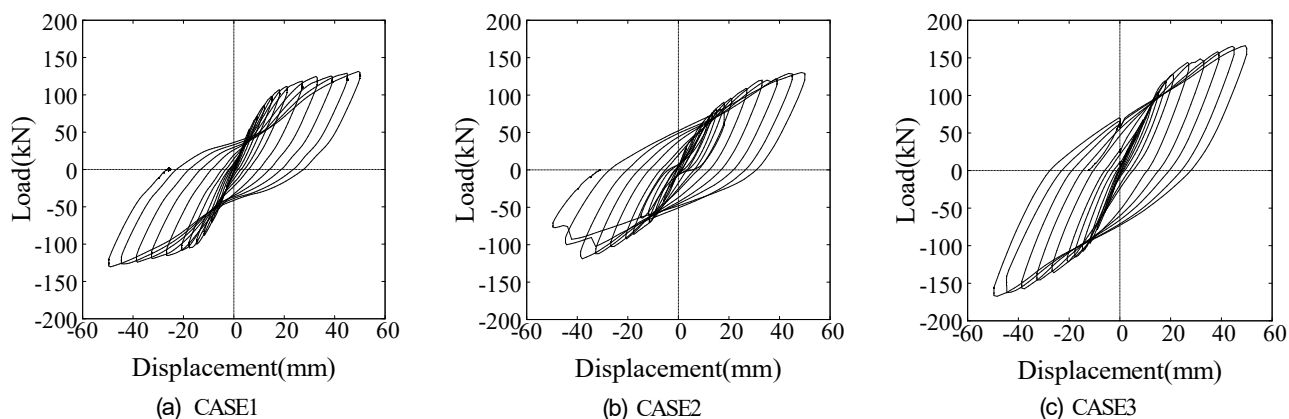


図-14 正負交番載荷中の荷重変位関係

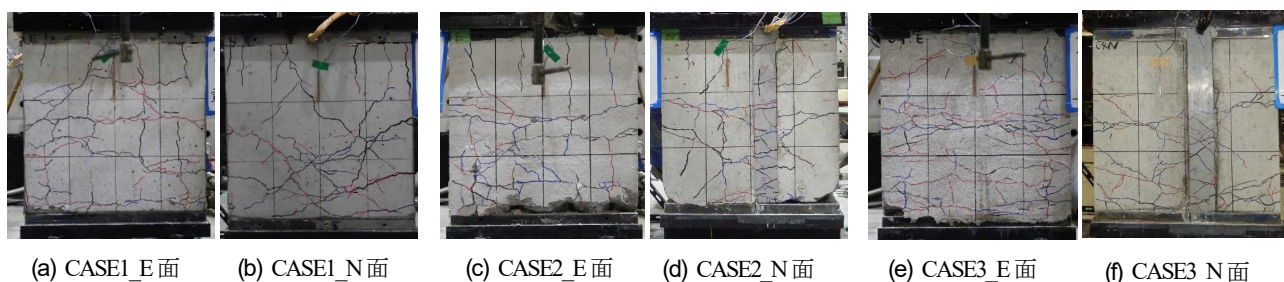


図-15 載荷後の外殻部の様子

り計測した。

(7) 使用材料

表-5に、本実験で使用した材料等の情報をまとめる。なお、コンクリート及びモルタルの圧縮強度は3体の平均値を記載している。

4. 正負交番載荷実験

(1) 荷重変位関係の比較

図-14に各CASEごとの水平方向正負交番載荷時の荷重変位関係を示し、図-15に載荷後の外殻部の様子を示す。荷重が外殻部に伝わりコンクリートがひび割れている様子が確認でき、外殻部が塑性化することでエネルギー吸収性能を発揮していることが分かる。なお、CASE2では接続部のボルトの掛かり代が足りず破断した。そのため、途中で載荷を中断しボルトを長尺のものに入れ替えて載荷を再開したが、ボルトの入れ替え前後で履歴形状に大

きな違いはなく、その時点では鉄筋もほとんど塑性化していなかったため本考察に対する中断による影響はないと考える。また、CASE2において載荷点変位が+45 mmから-45 mmへ推移している時、-35 mm付近で一度、+50 mmから-50 mmへの推移時40 mmより少し負側で一度、計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鉄筋が破断したと思われる。

CASE1とCASE2を比較すると、最大水平耐力は両者とも130 kN程度で概ね等しい。一方、変位の小さな範囲における荷重には違いがあるように見える。図-16(a)にそれぞれの骨格曲線を同一平面上に示す。図から変位の小さな範囲においてCASE1の方がCASE2より大きな荷重が発生していることが明らかである。また、降伏荷重はCASE1の方がCASE2より大きく、降伏後の剛性はCASE2の方がCASE1より大きいことも読み取れる。

正負交番載荷前の状況を再度整理すると、CASE1においては外殻部を設置した状態で軸力を載荷しており、CASE2においては軸力をコア部が全て支持した状態で

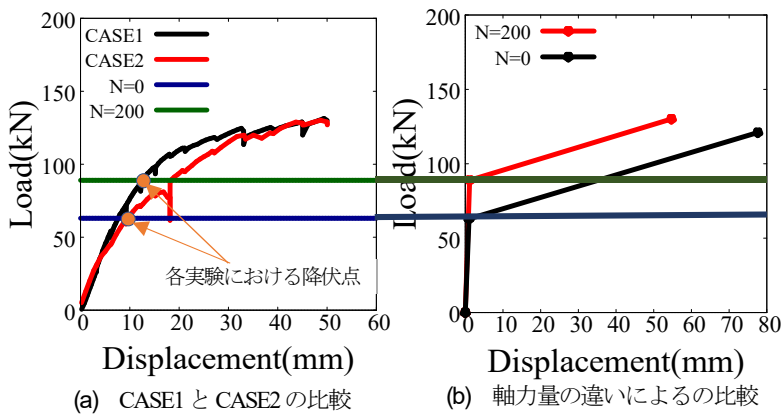


図-16 骨格曲線の比較

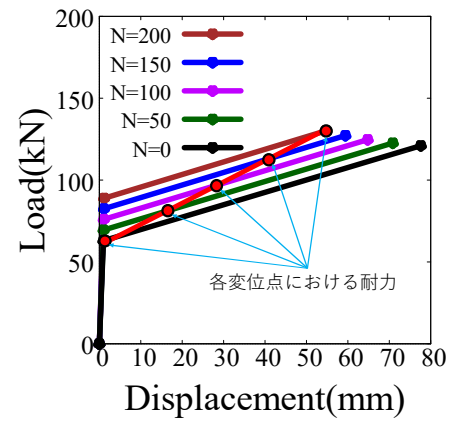


図-18 軸力の移り変わりによる二次剛性発現のイメージ

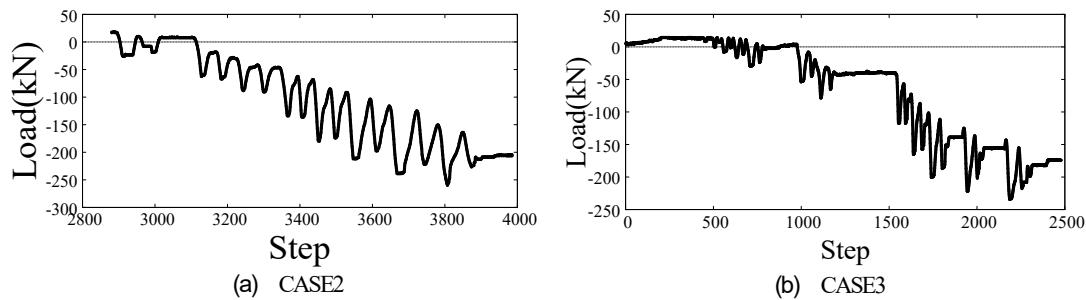


図-17 正負交番載荷時の外殻部軸力負担量の推移

外殻部を設置している。つまり CASE2 では、正負交番載荷前において外殻部はほとんど軸力を支持していないと考えられる。ここから予想されることは、CASE1 の骨格曲線は軸力が一定量作用している時のそれに従い、CASE2 では軸力が全く作用していない時の骨格曲線に従うのではないかとすることである。図-16(b)に軸力ゼロ時(Cal_N0)と軸力 200kN 作用時(Cal_N200)において H8 道示を参考に算定される骨格曲線を示す。なお、鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアを仮定し、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 とした。鉄筋の降伏強度及びコンクリートの圧縮強度は実強度を用いた。図-16(b)より、Cal_N200 の方が Cal_N0 より最大耐力及び降伏荷重は大きく、終局変位は小さいことが分かる。ここで、降伏荷重に着目して図-16(a)を見ると、Cal_N200 の降伏点は CASE1 における降伏点と概ね一致し、Cal_N0 の降伏点は CASE2 における降伏点と概ね一致する。一方、CASE2 の実験で得られた最大荷重は Cal_N0 の変位 50 mm での荷重よりも大きな値であった。

(2) 軸力の移り変わりと剛性の関係

ここで、コア鋼材に設置したひずみゲージから、CASE2における正負交番載荷時の外殻部の負担している軸力量の移り変わりを図化したものを図-17(a)に示す。外殻部をすべて取り除いた時のコア鋼材のひずみをコア部が軸力を全負担している時のひずみとしてステップごとにコア部の負担している軸力量を計算し、全軸力から

コア部の軸力を引いたものを外殻部の軸力量としている。正負交番載荷の過程で次第に外殻部の負担している軸力量が増加していることがわかる。図-17(b)に示すように CASE3でも同様の結果が得られた。つまり、正負交番載荷中にコア部が負担していた軸力が一部、外殻部へ移行したと考えられ、CASE2で得られた骨格曲線が純粋に Cal_N0に沿っているとは考えにくい。

いま、作用軸力ごとに算定される骨格曲線を図-18 に示す。CASE2 で見られた挙動を考えるに、変位が小さいうちは外殻部が軸力を負担しておらず耐力も比較的小さいが、変位が大きくなるにつれ外殻部が軸力を負担することで耐力が向上し、結果として、図-18 中赤線のような履歴を描いたのではないかと推察される。このように考えると、CASE1 と 2 で降伏点が異なるものの最大耐力は一致したことや、CASE2 の方が CASE1 よりも降伏後の剛性が大きいことが説明できる。

(3) 耐震性能の新陳代謝

次に、CASE3とCASE1,2の荷重変位関係を比較する。CASE3では、H24道示を参考に設計した外殻部を用いており、最大耐力が大きくなると予想された。実際の実験結果においても、図-14のようにCASE3の方がCASE1,2より最大耐力が大きく、大きな履歴ループを描いた。つまり、外殻部を取り替えることで耐震性能を向上できたと言える。CASE3においても降伏した後、大きな二次剛性が発現しているように見えるが、これもCASE2の時と同

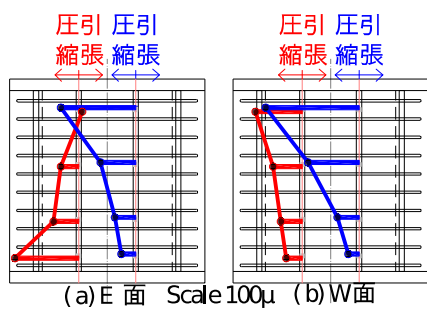


図-19 ひずみ高さ分布(CASE1)

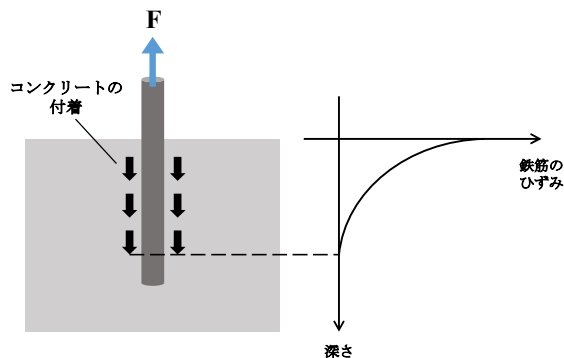


図-20 鉄筋とコンクリートの付着関係

様に、軸力が外殻部へ移ったことが要因ではないかと考えられる。

以上正負交番荷重実験により得られた知見をまとめると、外殻部を取り替えることにより耐震性能の回復・向上は確認できた。一方、取替後の部材に関して降伏後に比較的大きな二次剛性が発現したことは、コア部から外殻部へ軸力が移行するという、外殻部を取り替えたが故の傾向であると考察した。

(4) 不連続箇所の影響

取替可能としたことにより、橋脚全体としてみると不連続な箇所が存在する。その影響を把握するため、図-19にCASE1における軸力荷重前と荷重直後の軸方向鉄筋ひずみの差を示す。ひずみは高さ方向に4点計測した。軸力がかかることで圧縮方向のひずみが発生していること、上端や下端などの端部においてそのひずみが大きいことが読み取れる。一般に、コンクリートに付着した鉄筋を引き抜く時、鉄筋に発生するひずみは、図-20のように鉄筋深さが深いほど小さくなり、十分な深さ域ではひずみがゼロとなる。これは、鉄筋深さが深いほどコンクリートによる付着応力が大きくなるためである。このような鉄筋とコンクリートの付着関係から、本実験においても上部鋼材にかかる軸力は接続鋼板を通じて外殻部に伝わり、軸方向鉄筋の端部で大きなひずみが発生したものと考えられる。

次にCASE2,3における外殻部上端のボルト締め付け前と締め付け直後の軸方向鉄筋ひずみの差の高さ分布を図-21,22に示す。この場合は、ボルトを締めることにより

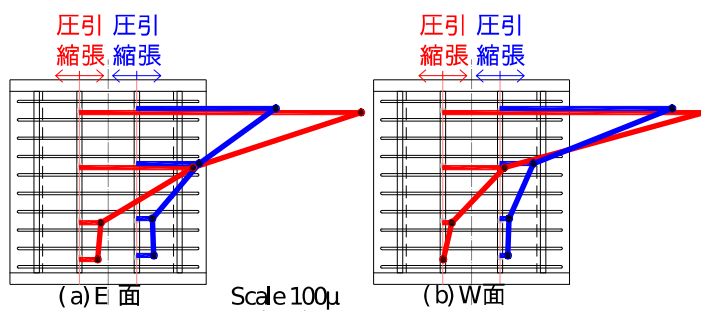


図-21 ひずみ高さ分布(CASE2)

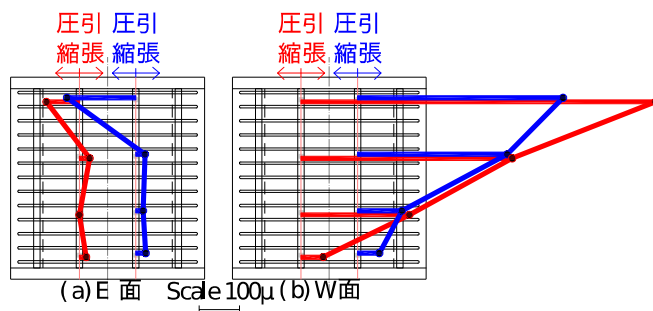


図-22 ひずみ高さ分布(CASE3)

外殻部が引っ張られるので、ほとんどの軸方向鉄筋に引張方向のひずみが発生している。こちらも端部においてひずみが大きく、先に述べた現象と同じことが起きていると考えられる。

コンクリート標準示方書⁹⁾によると、鉄筋が期待通りの強さを発揮するためには十分な定着長を確保しなければならないとされている。また、通常のRC柱において、地震時には橋脚下端の曲げが大きくなることから、本実験結果に見られるようなボルト締め付けによる影響はできるだけ低減しておくことが望ましいと言える。つまり、十分な外殻部高さを設定するなど、端部でひずみが発生しないような構造や接続方法が望ましい。

5. 軸力荷重下における外殻部材の撤去実験

(1) 撤去時の荷重変位関係

地震損傷後に外殻部を取り替えることを想定すると、基部の塑性化により残留変位が発生すると予想され、本実験においても3CASEとも一定の残留変位が確認されている。外殻部材の取替を行うためには残留変位をゼロにする必要があり、撤去の過程の中で如何にして小さな荷重で元の位置に戻すことができるのかが一つの着眼点である。なお、ゴム支承は想定通りのヒンジ機構を示し、せん断ずれも確認されていない。

CASE1における残留変位は30 mm程度発生しており、撤去はW面→E面→NS面の順序で行い、外殻部下端を対象とした。実際の状態にできるだけ近づけるため、図-

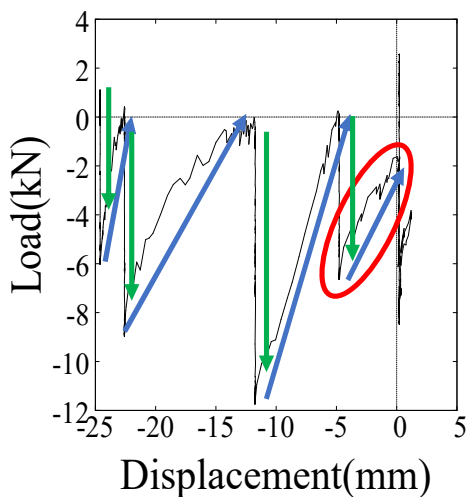
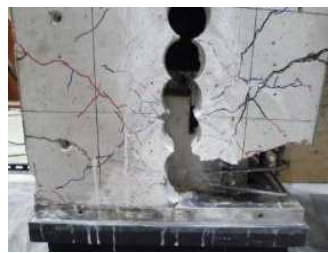
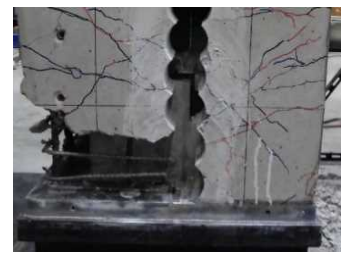


図-23 撤去中の荷重変位関係 (CASE1)



(a) N 面下端



(b) S 面下端



(c) E 面下端



(d) W 面下端

図-24 各断面の様子

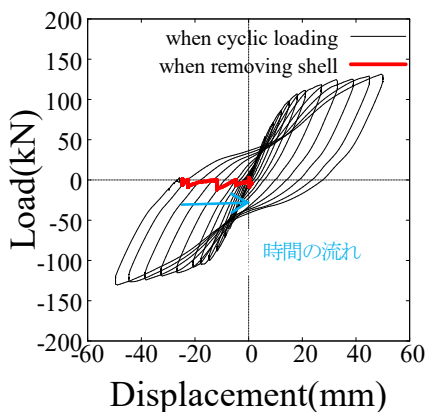


図-25 荷重変位関係 (CASE1)

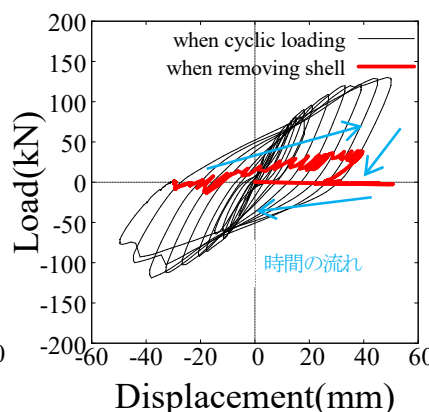


図-26 荷重変位関係 (CASE2)

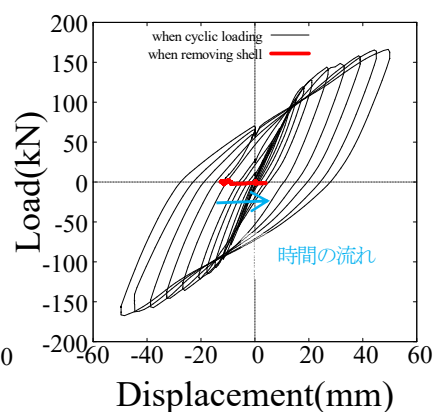


図-27 荷重変位関係 (CASE3)

23に示す通り、撤去により発生する荷重(緑矢印)に合わせて荷重(青矢印)がゼロとなるように調整している。外殻部の各面が図-24のようにW面のコンクリートのはつり及び鉄筋の切断が完了した状態である時、図-23では赤で囲んだ時であり、P-Δ効果を打ち消し正の剛性を示すことが確認できる。また、図-25に示す通り撤去時の荷重変位関係(赤線)を正負交番載荷時の荷重変位関係(黒線)と比べると明らかにその荷重は小さく、撤去が進んだ段階においては、わずかな荷重で変位をゼロに保持したまま外殻部下端を全て撤去することが可能であった。また、CASE2,3においても図-26,27に示す通りCASE1と同様の結果が得られた。なお、CASE2についてはアクチュエータの誤操作により変位が正側に移行したが、最終的に小さな荷重により柱を直立に戻すことが可能であった。

ここで、外殻部を撤去したのちに、柱基部をコア部のみとして軸力支持状況下で正負交番載荷を実施し、図-28のとおりP-Δ効果による負の剛性が示されることを確認した。本構造では外殻部の撤去が完了した時点で一時

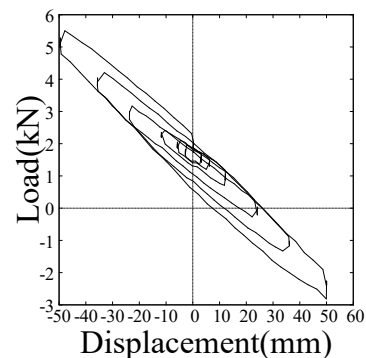


図-28 荷重変位関係(ゴム支承のみ)

的にコア部のみとなることから、コア部にはヒンジ機構だけではなく、少なくともP-Δ効果を打ち消せる程度の曲げ剛性を付与する必要があると考える。

(2) 撤去中の外殻部からコア部への軸力の推移

軸力支持下で外殻部を撤去する場合、外殻部が負担している軸力は撤去の過程の中でコア部に移ると予想される。コア鋼材に設置したひずみから計算されるCASE1,2,3におけるコア部の負担する軸力量の推移を図-

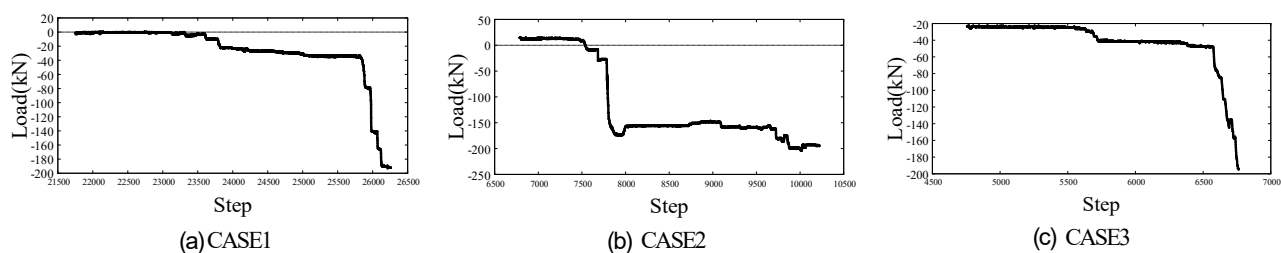


図-29 撤去中のコア部材の負担する軸力量の推移

29に示すと、外殻部の撤去に伴いコア部の軸力量は増加していることがわかる。取替パターンAとBでは外殻部へ作用する軸力の初期状態が異なるため、コア部への軸力推移には違いが生じると推測された。しかし、結果として大きな差は見られなかったのは、初期状態で外殻部が軸力を負担していなくとも、正負交番载荷により外殻部へ軸力が移ったからであると考えられる。

一方、既存不適格橋脚の取替では、取り替え作業性の観点から予め外殻部への軸力が作用していない構造の方が望ましいと考える。ただし、外殻部への軸力が減少すると耐力の低下が懸念される。本実験では、正負交番载荷の過程で外殻部に軸力が移ることが確認されたが、常にこのような挙動が発生するのか現時点では判断できないため、今後の検証が必要である。

6. まとめ

正負交番载荷実験により、外殻部を取り替えることで耐震性能を新陳代謝できることが確認され、外殻部の軸力負担量の変化により二次剛性的挙動を示すのではないかと考察された。また、ボルト締めにより外殻部上下端のひずみが大きくなるという不連続箇所の影響も確認した。取替実験により、軸力支持下でも比較的小さな荷重で橋脚を直立状態に戻しながら外殻部の撤去を行えることが実証された。本結果をふまえ、メタボリズム耐震橋脚構造に要求される性能を整理すると、以下のようになる。

- 1) 取替可能な構造を有することにより避けられない不連続箇所の影響をできるだけ小さく局所的なものとするような外殻部の構造や接続方法が望ましい。

い。

- 2) 撤去時の作業性から、基本的にはコア部が全軸力を支持し、外殻部に軸力がかからないような構造である方が望ましい。ただし、設計に際しては安全側を考慮し、外殻部への軸力をゼロとして設計する。
- 3) コア部の構造としては、軸力を支持し、地震時に軸変形・せん断変形を抑制するだけでなく、P-Δ効果の影響を打ち消せる程度の回転剛性を付与する必要がある。

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。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 川添登, 菊竹清訓, 大高正人, 槇文彦, 黒川紀章: METABOLISM1960-都市への提案, 1960.7
- 2) 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.
- 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, 第38回地震工学研究発表会講演論文集, No.1368, 2018.
- 4) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する研究, 1997.8
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 1996.3
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2012.3
- 7) 日本建築総合試験所: 壁式プレキャスト接合部の無溶接接手工法
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書(2012年制定)ー設計編一, 2013.3

Cyclic Loading Test and Plastic Hinge Replace Experiment for Development of Metabolic Seismic Pier Structure

Hiroto MAEDA, Manabu HAYASHI and Yoshikazu TAKAHASHI

There are a lot of earthquakes in Japan. Seismic design code would be updated after tremendous earthquake. Therefore,

we need a structure which satisfies not only the current seismic design code but also the change of design code in future. This research is to develop a structure of pier whose seismic performance is renewable according to a change of the code. We call it metabolic seismic pier structure. Specifically, it consists of two parts. One is a core part which supports axial force and shearing force. The other one is an outer shell part which provides energy absorption performance. Such a double structure allows us renew the outer shell easily. We made outer shell replace experiments with axial force and a cyclic loading test. As a result, it was possible to replace the outer shell under gravity load. Furthermore, its seismic performance can be almost guaranteed. Finally, we organized what is required for metabolic seismic pier structure.