

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

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)

²正会員 工修 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)

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

1. はじめに

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で、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。今後も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る。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。

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。そこで、当時若手建築家であった黒川紀章らは、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¹⁾。

著者らはこの考え方を耐震構造に適用させて、既存不適格な構造物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。

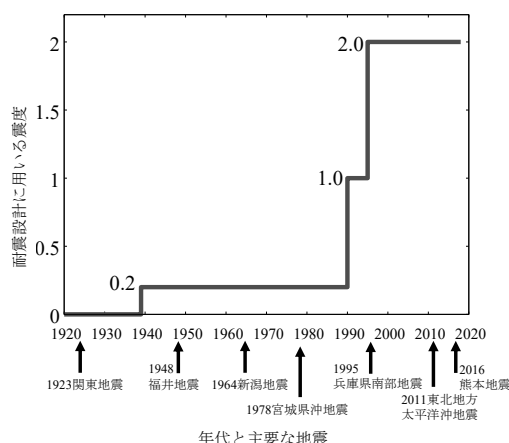


図-1 設計水平震度の推移

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、外殻部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更新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なると考えられる。

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更新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

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

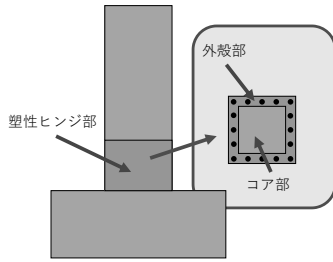


図-2 メタボリズム構造のイメージ図

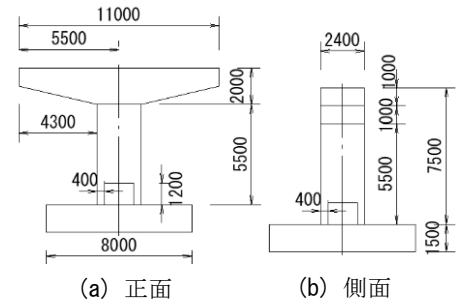


図-3 橋脚一般図

を行い、軸力支持下でも外殻部を取り替えられるかどうかや、取替により耐震性能を更新できるのかどうかを検証し、メタボリズム耐震橋脚構造の開発に向けて、コア部、外殻部に要求される性能を整理する。

(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コア部の構造が望ましい。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) 外殻部についての検討

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をコア部に移行していかなければならないことになる。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ととなる。本研究では、外殻部取替時のコア部への軸力の移り方と不連続箇所による影響を実験において確認し、結果から外殻部の要求性能を整理する。

(4) 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。

(5) 検討事項の整理

以上より、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。

- 1) 取替可能な構造としたことにより不連続な箇所が生まれても、要求される耐震性能が問題なく発揮され、外殻部を取り替えることによりその耐震性能が更新されることを正負交番荷重実験により検証する。
- 2) 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。

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に示すような実橋梁に対して設計を行った。H8年道路橋示方書⁵⁾(以降H8道示)とH24年道路橋示方書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

表-2 耐力計算結果

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)

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)

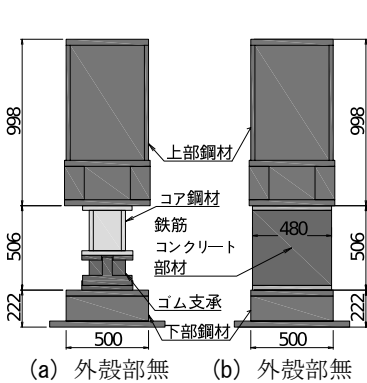


図-4 供試体全体図

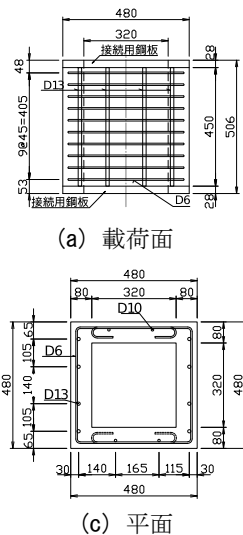
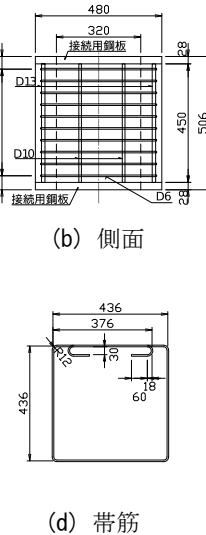


図-5 配筋図 (DB-H8-1)



3-H8-1)

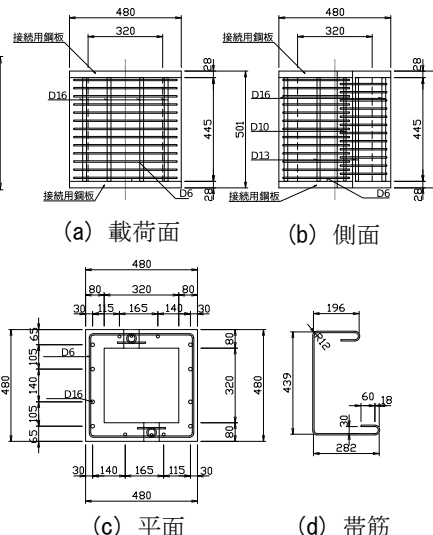


图-6 配筋图 (DB-H24)

来断面全体にかかる量より小さくして設計した。

(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) を使い、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。

(3) RC部の設計

DB-H8-1, DB-H8-2, DB-H24の三つのRC部材を用意し、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, 6 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。DB-H8-2はコの字型二部材としたものであり、配筋量はDB-H8-1と同じである。

(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-7 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-8 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-9 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-10)

(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-10)
- 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は軸方向鉄筋を配置する。(図-11)
- 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-11)
- 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

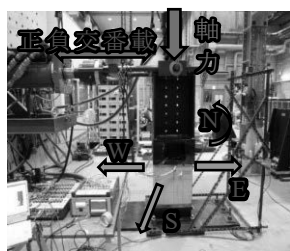
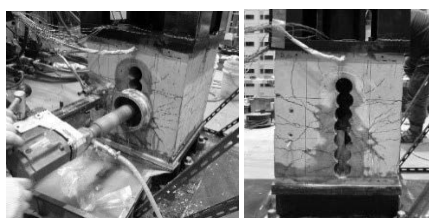


図-7 荷重状況



(a) 削孔状況 (b) 削孔後の様子

図-8 コア削孔



(a) 鉄筋切断状況 (b) 撤去後の様子

図-9 外殻部下端撤去



(a) 取り外し状況 (b) 新外殻部材設置

図-10 新材材設置



(a) 軸鉄筋配置 (b) 養生完了

図-11 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

表-5 材料情報

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

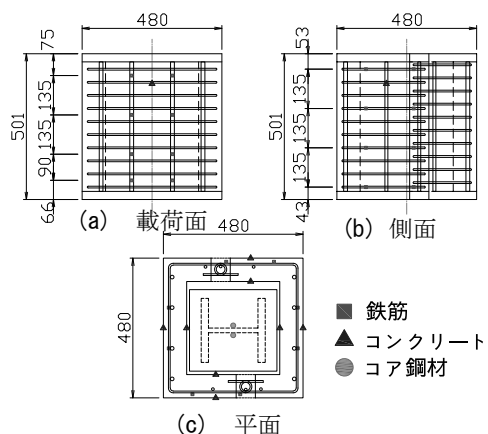


図-12 ひずみ計測位置

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、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の割合に違いがあると考えられる。

(5) 荷重・制御システム

荷重時の様子は図-7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3mm $\rightarrow$ -3mm $\rightarrow$ 6mm $\rightarrow$ -6mm $\rightarrow$ 9mm $\rightarrow$ -9mm $\rightarrow$ 12mm $\rightarrow$ -12mm $\rightarrow$ 18mm $\rightarrow$ -18mm $\rightarrow$ 21mm $\rightarrow$ -21mm $\rightarrow$ 27mm $\rightarrow$ -27mm $\rightarrow$ 33mm $\rightarrow$ -33mm $\rightarrow$ 39mm $\rightarrow$ -39mm $\rightarrow$ 45mm $\rightarrow$ -45mm $\rightarrow$ 50mm $\rightarrow$ -50mm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50mmまでとしている。

(6) 計測データ

鉄筋、コンクリート、コア鋼材のひずみ計測位置を図-12に示す。コンクリート部には上端より75mm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データロガーにより計測した。

(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。

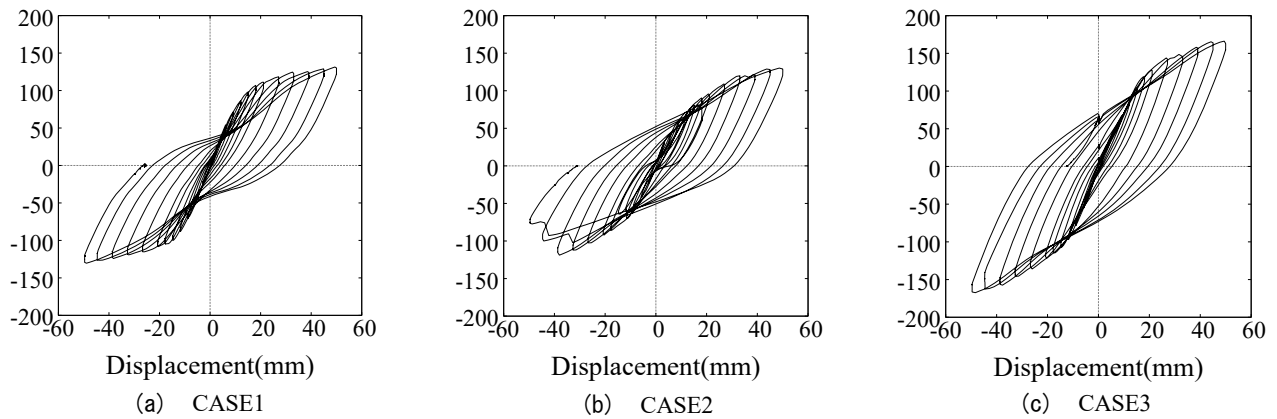
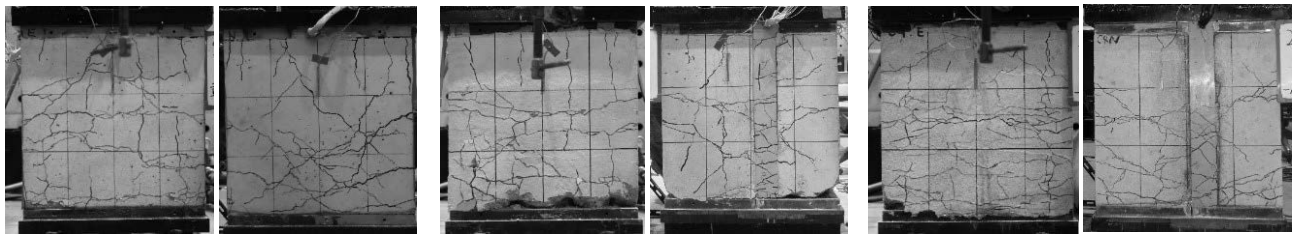


図-13 正負交番载荷中の荷重変位



(a) CASE1_E面 (b) CASE1_N面 (c) CASE2_E面 (d) CASE2_N面 (e) CASE3_E面 (f) CASE3_N面

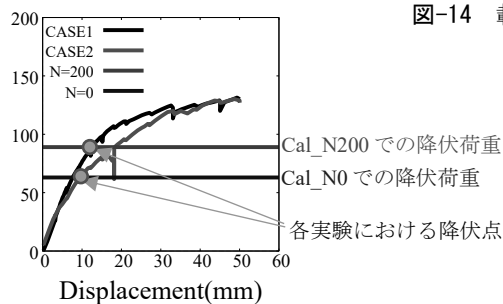


図-15 実験により得られた骨格曲線

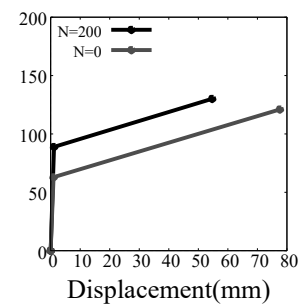


図-16 計算により得られた骨格曲線

4. 正負交番载荷実験

(1) 荷重変位関係の比較

図-13 に各CASEごとの水平方向正負交番载荷時の荷重変位関係を示し、図-14 に载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、要求された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ため、途中で载荷を中断しボルトを長尺のものに入れ替えて载荷を再開したが、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。

ここで、CASE1とCASE2の荷重変位関係を比較する。まず、CASE2において载荷点変位が+45mmから-45mmへ推移している時、-35mm付近で一度、+50mmから-50mmへの推移時-40mm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ものと思われる。

次に、最大水平耐力を比較すると両者とも130kN程度で概ね等しい。一方、変位の小さな範囲に発生している荷重には違いがあるように見える。図-15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。

正負交番载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载荷しており、CASE2においては軸力をコア部が全て支持した状態で外殻部を設置している。つまりCASE2では、正負交番载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ということである。図-16 に軸力ゼロ時 (Cal_N0) と軸力200kN

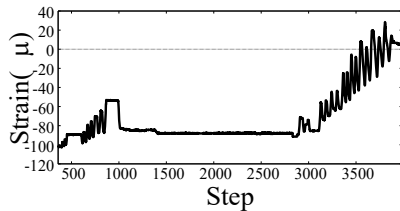


図-17 正負交番載荷時のコア鋼材ひずみ推移 (CASE2)

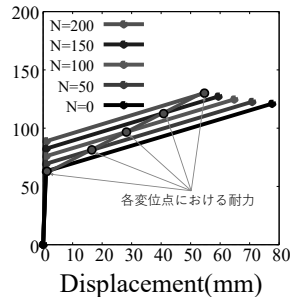


図-18 軸力の移り変わりによる二次剛性発現のイメージ

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-15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50mm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

CASE2において外殻部に作用している軸力が本当にゼロであるのか検討するため、正負交番載荷中のコア鋼材の平均ひずみステップ歴を図-17に示す。はじめは外殻部はほとんど軸力を負担していないと考えられるので全軸力がコア部に作用しており、その時のひずみ値は-100 μ 程度である。それが、正負交番載荷の過程で次第に引張方向へ推移していることがわかる。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。

ここで、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高いことが説明できる。

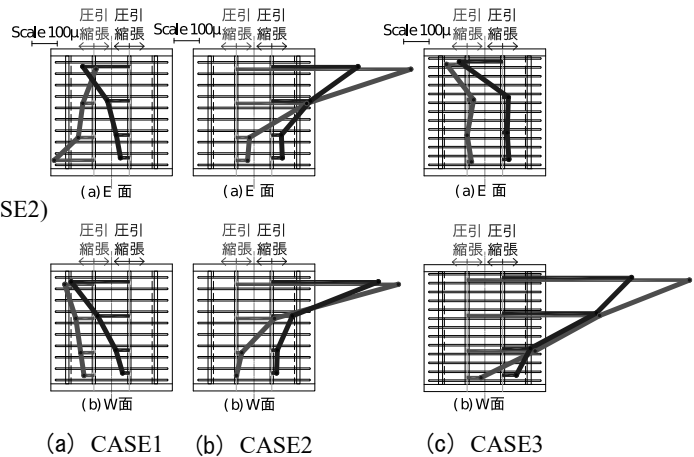


図-19 ひずみ高さ分布

(3) 耐震性能の更新

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-13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。

以上正負交番載荷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、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、構造物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(a)にCASE1における軸力載荷前と載荷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、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

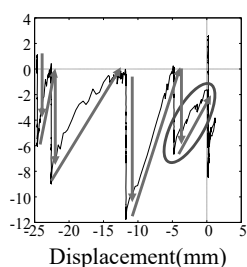


図-20 撤去中の荷重変位関係 (CASE1)

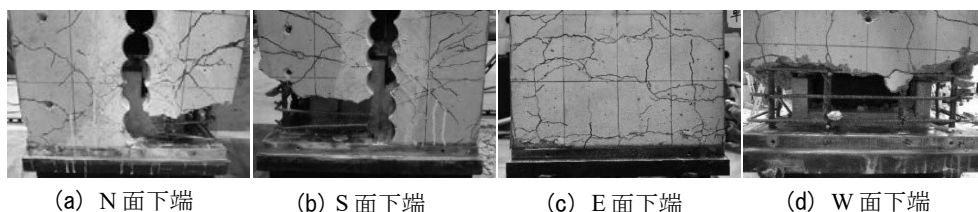


図-21 各断面の様子

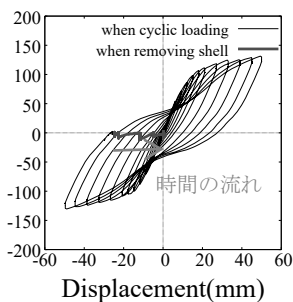


図-22 荷重変位 (CASE1)

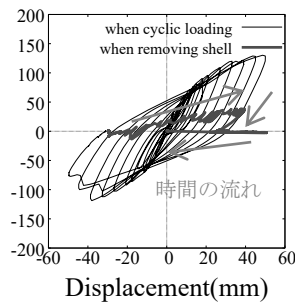


図-23 荷重変位 (CASE2)

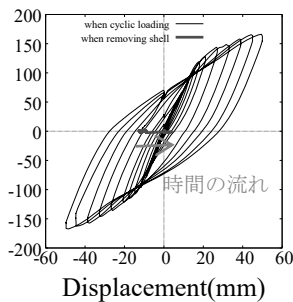


図-24 荷重変位 (CASE3)

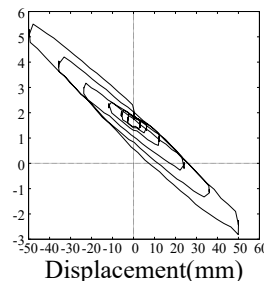


図-25 荷重変位
(ゴム支承のみ)

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-19 (b) (c) に示す. この場合は, ボルトを締めることにより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⁸⁾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. 軸力載荷下における外殻部材の撤去実験

次に, メタボリズム構造の最大の特長である外殻部材の取替可能性について考察する.

(1) 撤去時の荷重変位関係

地震損傷後の取替では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とする必要があり, 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-30mm程度発生しており, 外殻部下端を対象としてW面→E面→NS面の順序で撤去を行った. 実際の状態にできるだけ近づけるため, 図-20 撤去中の荷重変位関係に示す通り,

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-21 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-20 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-22 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る. また, CASE2,3においても図-23, 24 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-25 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. ここで, CASE1,2,3のコア鋼材の平均ひずみ推移を図-26 に示すと, 外殻部の撤去に伴いコア鋼材に大きな圧縮ひずみが発生し, 外殻部からコア部へ急激に軸力が推移している様子を確認できる. 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, 結果としてコ

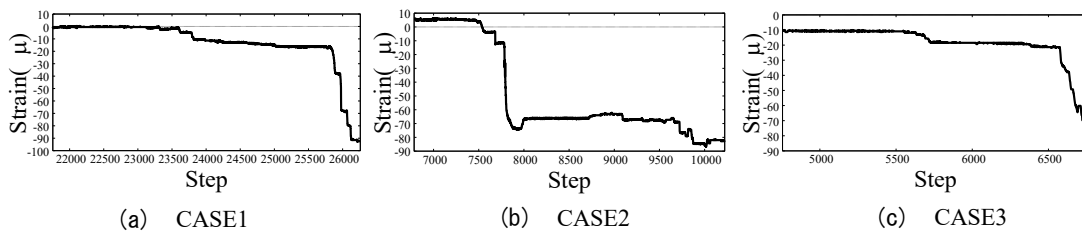


図-26 コア鋼材のひずみ推移

ア鋼材ひずみに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に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更新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。上述した本実験結果をふまえ、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。
- 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) 八束はじめ:メタボリズム・ネクサス, 2011.4
- 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.
- 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) ー設計編ー, 2013.3