

曲げ損傷した鉄筋コンクリート橋脚の 修復性能の向上策に関する実験的研究

運上茂樹¹・星隈順一²・長屋和宏³・塩島亮彦⁴

¹正会員 工博 国土交通省土木研究所 耐震研究室 室長 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 国土交通省土木研究所 耐震研究室 主任研究員 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 国土交通省土木研究所 耐震研究室 研究員 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

⁴国土交通省土木研究所 耐震研究室 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

This paper introduces idealized reinforced concrete column structures which will exhibit better seismic performance in terms of reparability than conventional reinforced concrete columns. Longitudinal bar diameter is reduced in the plastic hinge region so as to control the potential inelastic response range of the steel. Vertical load supporter is also put into the concrete core section of the plastic hinge, to assist vertical load support during returning inclined columns to the original position after an earthquake. Cyclic loads were applied to column model up to the displacement when significant buckling was observed in the longitudinal bars, and then lateral load required for returning residual displacement was measured after some of longitudinal bars were cut. Consequently, steel bars for the plastic hinge were replaced and the column was repaired with non-shrinkage mortar. The repaired column was loaded again and the behavior was compared with the column under a virgin loading.

Key Words : seismic performance, reinforced concrete columns, reparability, loading tests

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の部材としての性能を高めるために、塑性変形性能を高める方策が研究されることが多い。これは、塑性変形性能を高めれば、それだけ修復が大がかりとなるような損傷が生じ始める時の水平変位も大きくなるためであり、著者らも、これまでにそのような観点からの検討を主として行ってきた¹⁾。また、地震後に橋脚に生じる残留変位が過度に大きくなると、それをもとの位置に戻すのは非常に困難であることが兵庫県南部地震における震災経験から明らかとなっている。これは、特に都市内では、残留変位をもどすために必要な復元力の反力を確保することが難しいためである。このような背景から、変形性能に優れ、かつ残留変位が生じにくい橋脚構造の開発も行われている²⁾。

その一方で、地震後に修復することを予め想定し、仮に修復が必要となる程度の損傷が生じて、その修復が容易に行えるように配慮することにより耐震性能を高めるという視点からの検討は非常に少ない。地震後における修復の容易さは、橋脚の立地条件、仮設支保工の必要性、損傷の程度、残留変位の程度等によって変わるが、構造的な見地から修復性を高

めるための必要条件としては、①地震後においても上部構造の死荷重を十分に支持することができ、大がかりな支保工を必要としないこと、②残留変位をもどすために必要な復元力が小さくてすむこと、③損傷した部位の取替えが可能なこと、等であると考えられる。

そこで、本研究では、上記の観点から、修復性に優れた鉄筋コンクリート橋脚構造について考案を行った。そして、その橋脚構造の修復性を模型供試体による実験により確認するとともに、修復された橋脚構造の耐力ならびに変形性能について、正負交番載荷実験により確認した。

2. 修復性能を向上させた鉄筋コンクリート橋脚構造

兵庫県南部地震後の補修・補強では、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落するような損傷にまで至った鉄筋コンクリート橋脚に対しては、損傷した部位のみの鉄筋を取替えにることにより補修が行われた実績がある³⁾。この補修工法においては、仮設支保工の必要性については、個々の現場の状況や損傷の程度等に応じて判断されることになる

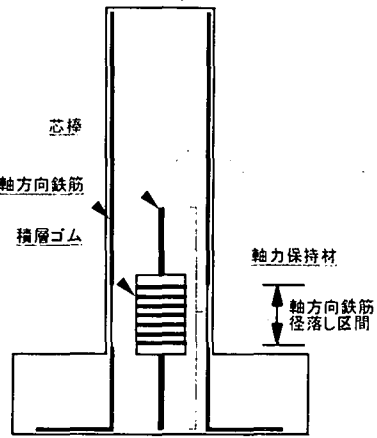


図-1 修復性能を向上させたRC橋脚構造

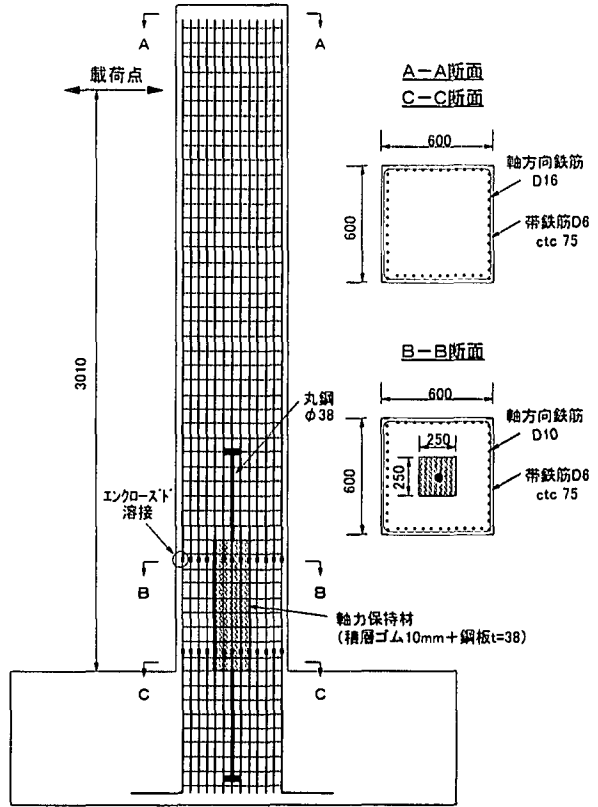


図-2 模型供試体の諸元

が、橋脚を撤去して再構築する場合と比較すれば、機能回復のために必要な時間と復旧に要するコストの観点からは断然有利な工法である。ただし、鉄筋を取替える範囲の決定方法が難しいこと、フーチング内の軸方向鉄筋には塑性ひずみが残留していること、補修前後で橋脚の力学的特性が変わっていることがあり、それを適切に評価する必要があること等の問題もある。そこで、本研究では、これらの問題点を解決するために、図-1に示すような橋脚構造を考案した。本構造のポイントを整理すると以下の通りである。

まず、橋脚基部の塑性ヒンジとなる区間で、軸方向鉄筋の直径をその上下の断面よりも取って細くし（以下、径落しと言う）、軸方向鉄筋の塑性化がその径落しした範囲にしか生じないようにした。これは、軸方向鉄筋の取替えを行う必要のある区間を予め明確にしておくためである。したがって、径落しした軸方向鉄筋の上下にある軸方向鉄筋は、径落しした軸方向鉄筋の引張強度相当の引張力が作用しても降伏しないようにする必要がある。このようにすることにより、補修後においても、塑性化した鉄筋が残置されてそのまま再利用されることはなく、またフーチング内の軸方向鉄筋も降伏していないため、大きく伸び出してこない。したがって、従前と同等の曲げ剛性や固有振動特性を有する橋脚に補修できる。

一方、残留変位をもどす際に必要な復元力を小さくするために、ここでは、塑性ヒンジの部位にある軸方向鉄筋を切断することを想定している。ただし、仮設支保工の規模を最小限に抑える目的から、軸方向鉄筋を切断し、かつ内部コンクリートの一部までに損傷が進展したような状況下においても、上部構造の死荷重反力を橋脚断面で確実に支持する必要があることから、本構造では、塑性ヒンジの中心位置に芯棒をコアに配した積層ゴムから構成される軸力保持材を配置している。これにより、かぶりコンクリートと内部コンクリートの一部をはつり、軸方向鉄筋を切り取った後も、その軸力保持材を介して上

部構造の死荷重反力を確実に支持できるようにした。ここで、芯棒は、残留変位をもどす際に、橋脚の高さ方向に対する軸線にずれが生じないようにするために配置している。また、積層ゴムを用いたのは、軸力保持材自身が曲げ抵抗反力を保有していると、残留変位をもどす際に、それが復元力を高める要因になってしまうためであり、できる限り、曲げ剛性の小さい構造となるように配慮して使用材料を決めたものである。

3. 実験の概要

(1) 模型供試体

図-2は、実験に用いた模型供試体の諸元を示したものである。断面は1辺が600mmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3010mmである。軸方向鉄筋にはD16を48本用いているが、橋脚基部からの高さが100mmの断面から600mmの断面までの区間では、鉄筋径をD10として径落しを行っている。径落しにおける鉄筋間の接合は、十分な施工管理の下、エンクロースド溶接により行った。これは、兵庫県南部地震後、実際の橋脚の補修における鉄筋の取替えにおいて適用された溶接方法である³⁾。帯鉄筋は、1本のD6鉄筋を口の字状に加工してその両端に135度フックをつけたものとし、それを高さ方向に75mm間隔で配筋した。使用した材料の特性は表-1、

表-1 コンクリートの圧縮特性

	強度(N/mm ²)	弾性係数(N/mm ²)
与損傷載荷時	34.1	3.19×10 ⁴
修復後載荷時	38.6	—

表-2 鉄筋の引張特性

	規格	材質	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
軸方向鉄筋	D16	SD295A	379.0	546.6
	D10	SD295A	383.6	515.4
帯鉄筋	D6	SD295A	350.0	480.4
芯棒	φ38	SS400	306.0	450.0

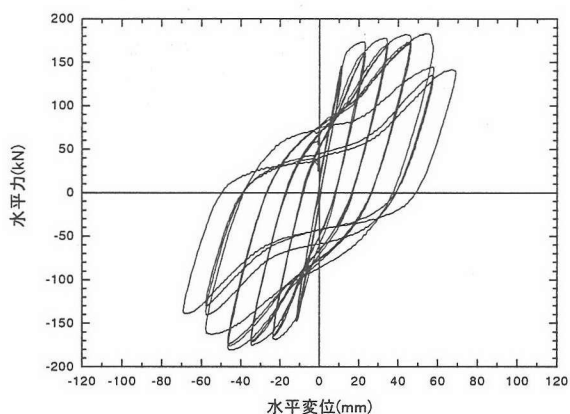


図-3 与損傷載荷時の水平力-水平変位履歴曲線

表-2に示すとおりである。

軸力保持材は、全高が644mmで、10mmの積層ゴムと38mmの鋼板を交互に積み重ねた構造となっており、径落しをした領域の断面中心位置に設置した。軸力保持材の構造諸元は、この軸力保持材のみに死荷重反力（本実験では353kN）が作用した場合の鉛直方向の縮みが3mm（橋脚全高約0.1%）以内となるように決定した⁴⁾。また、芯棒としては直径38mmの丸鋼を用い、橋脚躯体の中心位置とフーチングの中心位置がずれないように、軸力保持材の上下に十分な定着長を確保した。なお、今回の実験では、軸力保持材の設計思想については非常に安全側な判断を重ねているが、これはあくまでも本実験模型での設計の考え方であり、実際の設計に対してまでこのような考え方を適用することを意としているものではない。

(2) 載荷の手順と損傷部の補修

a) 与損傷載荷

実験では、まず供試体に軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥離が生じる程度の損傷を与えるために、降伏変位 δ_y の整数倍毎に正負交番載荷を行った。ここで、各載荷ステップにおける載荷の繰返し回数は3回とした。この結果、 $5\delta_y$ の2サイクル目の載荷中に軸方向鉄筋の座屈に伴いかぶりコンクリートの剥離が生じた。本実験では、損傷の状況を観察しながら、 $6\delta_y$ の変形を1サイクルだけ与えた段階で載荷を終了した。計測された水平力-水平変

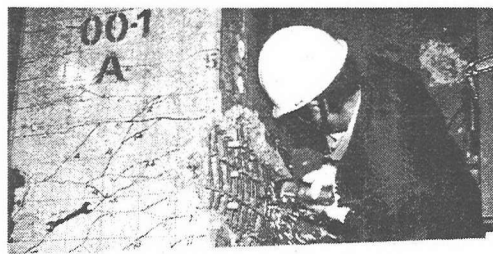


写真-1 軸方向鉄筋の切断

位の履歴曲線を図-3に示す。また、載荷を終了した段階において供試体に生じた損傷は写真-1に示す通りである。図-3からもわかるように、本供試体では $2\delta_y$ の載荷以降も水平力が少しずつ上昇している。これは、断面内部に配置された芯棒が、 $2\delta_y$ の載荷以降も弾性域で挙動している影響と考えられる。このような挙動は、同様な芯棒を配置した家村らの研究によっても確認されている²⁾。

b) 残留変位の除去

$6\delta_y$ の変形を1サイクルの載荷を終えた段階で、軸力は載荷したままで、水平加振機に作用している水平反力のみを除荷し、残留変位を生じさせた。その結果、約13mm程度の残留変位が生じた。そして、その状態で、フランジ面の軸方向鉄筋を、写真-1に示すように、座屈の腹となっている位置付近で全て切断した。実橋脚ではウェブ側の軸方向鉄筋も切断することも考えられるが、本実験では供試体のセットアップの制約から、ウェブ側のかぶりコンクリートをはつり、軸方向鉄筋を切断することが困難であることから、今回の実験ではフランジ面の軸方向鉄筋のみを切断することとした。そして、その後、軸力を作用させた状態のまま、残留変位を0に戻すための載荷を行い、それに必要な復元力の計測を行った。

c) 損傷部位の補修

供試体は、残留変位を0に戻した段階で、補修作業のため一旦軸力を除荷し、試験装置から取り外した。実際の補修作業は、軸力が作用した状態で行われることになるが、今回の実験では、柱躯体部が横向きにセットアップされている都合上、そのような状態での補修作業が困難であることから、軸力を除去した状態で補修を行うこととした。

補修は、写真-2、3、4に示すように、まず径落しした区間のかぶりコンクリートをはつり、帯鉄筋を取り外した後、径落しされたD10の鉄筋を切断して撤去した。この時、内部コンクリートもおおよそ30mm程度だけはずれた。また、鉄筋の切断位置は、D10とD16の接合点よりもわずかにD16寄りの位置とした。

次に新しいD10の鉄筋を、既存のD16の鉄筋とエングロード溶接により接合した。帯鉄筋は、両端

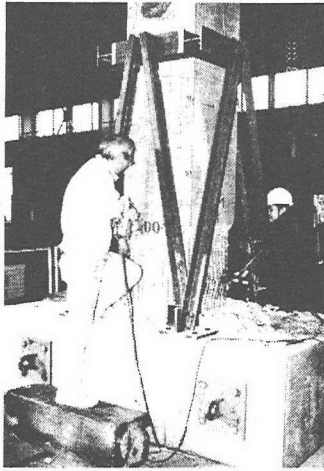


写真-2 かぶりコンクリートのはつり



写真-3 軸方向鉄筋(D10)の撤去

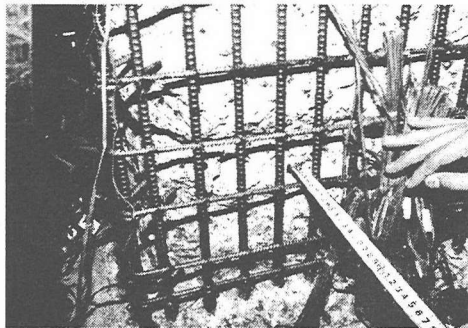


写真-4 無収縮モルタル打設前の供試体の状況

に135度フックをつけてL型に加工した鉄筋を2本組み合わせることにより設置した。その後、型枠を取り付け、はつった部分に無収縮モルタルを打設して補修作業を終えた。実橋脚であれば、無収縮モルタルではなくコンクリートを充填するが、縮小模型の供試体では、はつった深さが浅いために、コンクリートでは確実に充填することが難しいことが考えられたため、今回の実験では無収縮モルタルを用いることとした。なお、補修後の再載荷実験時における無収縮モルタルの圧縮強度は 46.4N/mm^2 、弾性係数は $2.56 \times 10^4\text{N/mm}^2$ であった。

d) 補修した供試体に対する再載荷実験

このようにして補修した供試体を再度試験装置にセットアップし、与損傷載荷と同様に正負交番載荷実験を行った。ただし、再載荷実験では、水平力が大きく低下するまで載荷を続けた。

4. 残留変位の除去とそれに必要な復元力

図-4は、残留変位を除去する際に計測された水平力-水平変位の関係である。本実験では、図-3に示すように、 $6\delta_y$ の1サイクルの載荷を終え、水平変位を0に戻した時点での水平力は約35kNとなった。これは、この橋脚に $6\delta_y$ の水平変位に相当する最大

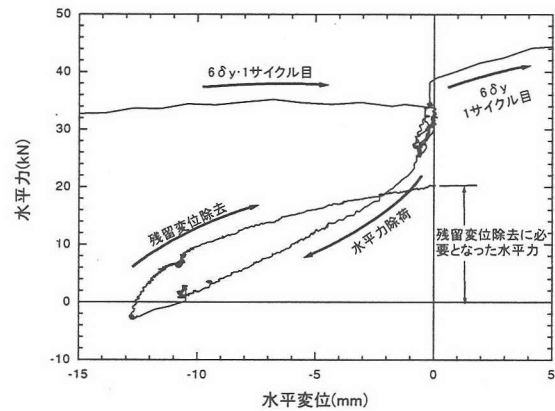


図-4 残留変位除去時の水平力-水平変位履歴曲線

応答の後に残留変位が生じた場合に、その残留変位を戻すための復元力が少なくとも約35kN（最大水平耐力の約19%）は必要であることを意味している。しかしながら、図-4からわかるように、残留変位を0とするために要した水平力は約20kN（最大水平耐力の約11%）であった。これは、当然のことではあるが、フランジ面に配置された軸方向鉄筋を切断したことによる効果である。前述した都合により、本実験では、ウェブ面の軸方向鉄筋は切断せずに残留変位の除去を行ったが、フランジ面に近いウェブ面の軸方向鉄筋も一部切断すれば、さらに復元力の低減効果が得られることは容易に推測することができる。

なお、本実験では、軸方向鉄筋に座屈が生じるまで損傷を与えたため、 $6\delta_y$ の載荷では既に履歴曲線の膨らみが小さくなり、軸方向鉄筋を切断せずとも、残留変位を除去するために必要な復元力が最大水平耐力の約22%にまで低下した。しかしながら、仮に与損傷載荷を軸方向鉄筋の座屈が生じ始める直前（ $5\delta_y$ の載荷）で終了していたとすれば、図-3より、水平変位を0に戻した時点での水平力は約85kN（最大水平耐力の約47%）であり、残留変位を戻すために必要な復元力はもっと大きかったことに注意する必要がある。

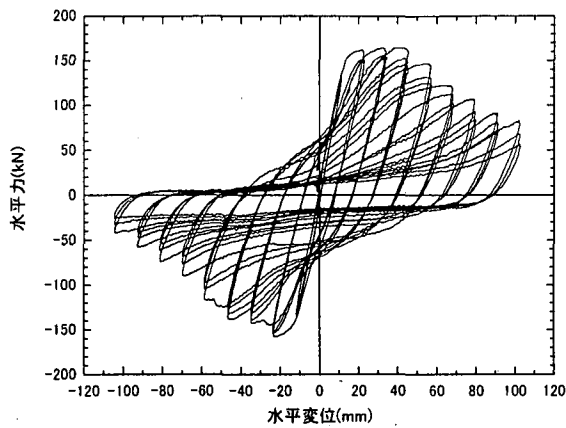


図-5 修復後載荷時の水平力-水平変位履歴曲線

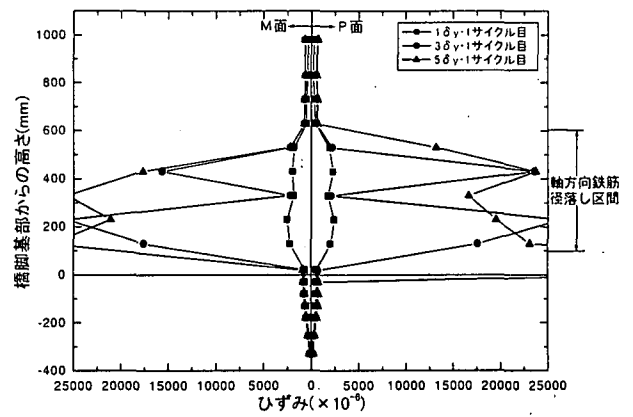
以上の考察より、損傷部位において軸方向鉄筋を一部切断すれば、死荷重に相当する軸力を保持した状態で、橋脚に生じた残留変位を小さな復元力で除去することができることがわかった。

5. 補修後の橋脚の耐力と変形特性

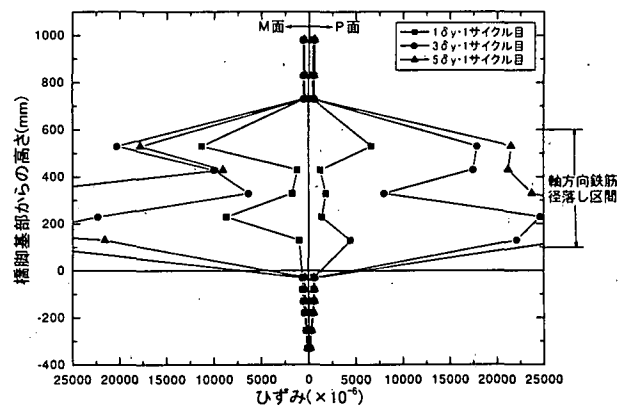
(1) 水平力-水平変位の関係

補修後の供試体にする正負交番載荷実験により得られた水平力-水平変位関係の履歴曲線を図-5に示す。これより、弾性域での挙動に着目して図-3の与損傷載荷の結果と比較すると、曲げ剛性はほぼ等しいことがわかる。これは、塑性化した区間の軸方向鉄筋が適切に取り替えられていることを示している。一方、塑性域での挙動に関しては、以下の点に関して図-3に示す結果との間で若干の違いが見られる。

まず、補修後の供試体では、降伏後の2次剛比が0に近く、与損傷載荷時よりも最大耐力が10%程度小さくなっている。これは、 $6\delta_y$ の変形に及ぶ与損傷載荷により、芯棒が部分的に降伏したり、端部の定着が若干緩んだりした影響があるのではないかと推察される。また、損傷が一方のフランジ面で先行して進むとともに、軸方向鉄筋の座屈が与損傷載荷時よりも約 $1\delta_y$ の変位相当分だけ早く生じ、その結果、水平力が低下し始める時の水平変位も小さくなっている。これは、コンクリートの補修に無収縮モルタルを用いたことが原因のひとつではないかと考えられる。すなわち、今回の補修に用いた無収縮モルタルは、躯体本体に使用したコンクリートと比較すると、強度は大きいものの、弾性係数が約2割ほど小さく、コンクリートと無収縮モルタルの境界部で変形が集中しやすいこと、また、内部コンクリートとの付着が小さいため、かぶりが軸方向鉄筋の座屈を抑える効果は、与損傷載荷時よりも小さかったものと考えられる。ただし、無収縮モルタルを用いたことの影響については、さらに検討を行う必要がある。



(a) 与損傷載荷時



(b) 修復後載荷時

図-6 軸方向鉄筋のひずみ分布

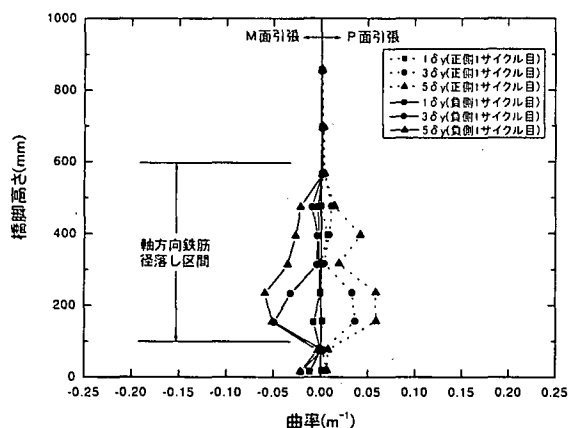
(2) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-6は、軸方向鉄筋のひずみ分布を、与損傷載荷時と補修後と比較して示したものである。なお、補修後の供試体においては、補修における軸方向鉄筋の溶接接合により、その近傍に貼付していたひずみゲージが正しく作動しなくなったものもあったため、そのようなひずみゲージの計測値はプロットしていない。これより、いずれの場合も、軸方向鉄筋のひずみの塑性化は径落しした区間に限定して生じていることがわかる。これは、取り替えるべき鉄筋の範囲を予め限定しておくという当初のねらい通りの挙動となっている。また、補修後も従前とほぼ等しい挙動であることも確認できる。

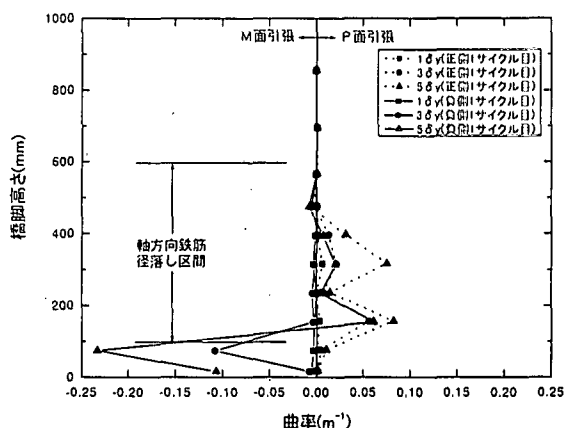
また、フーチング内部へのひずみの塑性化の進展も見られない。これは、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を小さくする影響をもたらしているが、補修前後において、フーチング内部の軸方向鉄筋の力学特性を同等に評価できることを示している。

(3) 曲率分布

本実験では、著者らが従来より用いている手法⁵⁾に基づいて曲率分布の計測を行った。本計測手法では、平面保持の仮定の基、ある計測区間長に含まれ



(a) 与損傷載荷時



(b) 修復後載荷時

図-7 曲率の高さ方向分布

る断面の平均的な曲率が計測されるようになっている。

図-7は、与損傷載荷と補修後の載荷で、曲率の高さ方向分布を比較して示したものである。これより、与損傷載荷時においては、径落しをした区間においてのみ曲率が大きくなる分布となっており、径落しにより損傷制御ができていないことを示している。一方、補修後においては、先述したように、一方のフランジ面で損傷が先行したために、曲率分布が正側と負側の載荷で対称となっていない。損傷が先行して進展したフランジ面では、曲率は基部から70mm前後の断面に集中して生じているが、そこは、ちょうどコンクリートと無収縮モルタルの境界面となっており、その断面に大きなひびわれが生じたためである。

6. まとめ

本研究では、予め修復することを想定し、修復しやすいように損傷部位が限定されるようにするとともに、軸力が作用している状態で、残留変位の除去が小さな復元力で実施可能なように配慮した鉄筋コンクリート橋脚構造を考案した。そして、その橋脚構造の修復性を模型供試体による実験により確認するとともに、修復された橋脚構造の耐力ならびに変形性能について、正負交番載荷実験により検証し、補修前後で比較した。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 軸方向鉄筋が塑性化する範囲を限定させるとともに、死荷重による軸力が作用する状況下でも、小さな復元力で残留変位が除去できるようにするために、軸力保持材を配置した図-1に示すような橋脚構造を考案した。
- 2) 損傷部位の軸方向鉄筋を切断するという簡単な手

法により、残留変位を除去するために必要な復元力を小さくすることができる。

- 3) 本橋脚構造に対する正負交番載荷実験の結果、軸方向鉄筋の径落しにより、予め設定した区間だけに断面の曲率の塑性化を誘導することができることがわかった。
- 4) 本実験では、補修後の供試体では、はつり落としかぶりコンクリート部の補修に無収縮モルタルを用いたことと、ならびに軸力保持材に取り付けられた芯棒の部分的な塑性化や定着効果の低下により、損傷前の状態と比較すると、水平力-水平変位の履歴曲線に若干の変化が見られた。無収縮モルタルによる補修は、断面の小さい供試体という条件下では用いざるを得なかった方法であり、本実験における無収縮モルタルの影響や実施工で用いる通常のコンクリートを使用して補修した場合の効果については、今後さらに検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上策に関する実験的研究、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム、pp.135-140、2000年3月
- 2) 家村浩和、高橋良和、曾我部直樹、鶴飼正裕：アンボンド高強度芯材による高耐震性能RC橋脚の開発、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム、pp.157-162、2000年3月
- 3) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例
- 4) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧、1991年7月
- 5) 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1468、2000年3月