

論文 塑性ヒンジ領域内で軸方向鉄筋を段落しした柱部材の変形性能に関する研究

米田 大樹^{*1}・原 夏生^{*2}・三島 徹也^{*3}・島 弘^{*4}

要旨: 柱部材の軸方向鉄筋の段落しは、塑性化領域を避けて行うのが一般的である。しかし、軸方向鉄筋の定着が十分に確保され、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材であれば、段落し位置が弱点にならない可能性もある。そこで、さらなる軸方向鉄筋削減のため、段落し位置を可能な限り下げることが目的に、塑性ヒンジ領域内から段落しを有する試験体の正負交番載荷試験を行った。実験の結果、段落し部の定着を確保すれば、段落しの無い試験体と同等の変形性能を有していることが確認できた。

キーワード: 段落し, 柱部材, 変形性能, 塑性ヒンジ

1. はじめに

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震では、RC 橋脚に多大な被害が生じ、原因の一つとして軸方向鉄筋の段落しの影響が指摘されている。既往の文献等¹⁾によれば、軸方向鉄筋の段落し部において、曲げ破壊が橋脚基部よりも先行して生じることや軸方向鉄筋の曲げ降伏後にせん断破壊への移行が見られることが報告されている。

柱部材の段落しについて、コンクリート標準示方書（構造性能照査編）²⁾および鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁴⁾では曲げモーメントが最大となる位置から断面の有効高さ軸方向鉄筋の定着長の合計以上離れた位置で行うこととしている。また、道路橋示方書（V 耐震設計編）⁵⁾では、段落しを行う場合、橋脚基部から塑性ヒンジ長の 4 倍以上離れた位置としている。すなわち、いずれの場合においても部材の塑性化領域内で軸方向鉄筋の段落しを行わないことを原則としているのである。

しかし、RC 橋脚で鋼材量の大部分を占める軸方向鉄筋の段落しは、経済性の観点からは可能な限り低い位置で行い、必要最小限の鋼材量と

することが望ましい。著者らは、既往の文献等¹⁾で報告されているような、段落し位置での破壊に対しても、軸方向鉄筋の定着を十分に確保し、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材とすれば、段落し位置が弱点になることはないと考えている。

そこで、本研究は曲げ破壊先行型の柱部材に対して、可能な限り低い位置で段落しを行うこと、およびその際の定着方法の開発を目的として、塑性ヒンジ領域内から段落しを行った試験体を用いて正負交番載荷実験を行ったものである。

2. 実験方法

2.1 試験体

本実験で用いた試験体は表 1 に示す 3 体である。外形寸法は全て同一で、柱断面は 400mm×400mm とした。また、柱基部の配筋も全て同一であり、軸方向鉄筋 D10 (SD295) を載荷面側に 9 本、側面側に 5 本（鉄筋比 1.07%）配置している。せん断破壊を防止するために、せん断補強鉄筋 D6 (SD345) を 5cm 間隔で配置した。代表

*1 前田建設工業（株）技術研究所 技術開発土木グループ研究員 工修（正会員）

*2 前田建設工業（株）技術研究所 技術開発土木グループ副部長 工博（正会員）

*3 前田建設工業（株）技術研究所 技術開発土木グループ副部長 工博（正会員）

*4 高知工科大学 工学部社会システム工学科教授 工博（正会員）

して No.3 の試験体図を図-1 に示す。No.1 は、一般的な橋脚を想定した基準試験体であり、段落しは行っていない。断面は、柱基部から上部まで図-2 の A-A 断面と同一である。No.2, No.3 の 2 体は、段落しを行った試験体であり、段落し位置は同一である。すなわち、B-B 断面において、載荷面に配置した軸方向鉄筋を 2 本、C-C 断面においてさらに 2 本の段落しを行っている。段落し位置の設定方法については、次項で述べる。No.2 は段落し位置での定着を考慮せず、段落し位置で鉄筋を切断した。一方、No.3 は、図-1 の側面図に示すように、段落し位置から軸方向鉄筋を 45° に折り曲げ、正負交番載荷において、引張側にある軸方向鉄筋が常に圧縮側に定着されるようにした。表-2 に各断面の耐力を示す。曲げ耐力は 2.2 に示す方法で計算したものであり、せん断耐力はコンクリート標準示方書（構造性能照査編）²⁾に基づいて計算したものである。

2.2 段落し位置の設定

本研究の目的は、可能な限り段落し位置を下げることであるため、計算上軸方向鉄筋が不要となるちょうど位置で段落しを行った。No.2 および No.3 試験体の段落し位置の決定にあたり、軸方向鉄筋の降伏が同時に生じるよう段落し位置を決めた。具体的には、本試験体の設計では、断面を載荷方向と垂直に 50 分割し、軸力とモーメントの釣り合い条件から曲率を収束計算により求め、平面保持の仮定から各断面における鉄筋降伏時のひずみ分布を算出して軸方向鉄筋降伏時の耐力を計算した。その後、水平荷重載荷時の作用モーメントと各断面で比較を行い、軸方向鉄筋の降伏が同時に生じる位置に段落しを設定した。本実験では、No.1 基準試験体と比較して、No.2 で約 20%，No.3 で約 13%の軸方向鉄筋の削減となっている。

No.2 と No.3 の定着が完全だと仮定した場合の作用曲げモーメントと、部材軸方向の各位置における軸方向鉄筋降伏時および終局時のモーメント分布を図-3 に示す。同図に示すように、

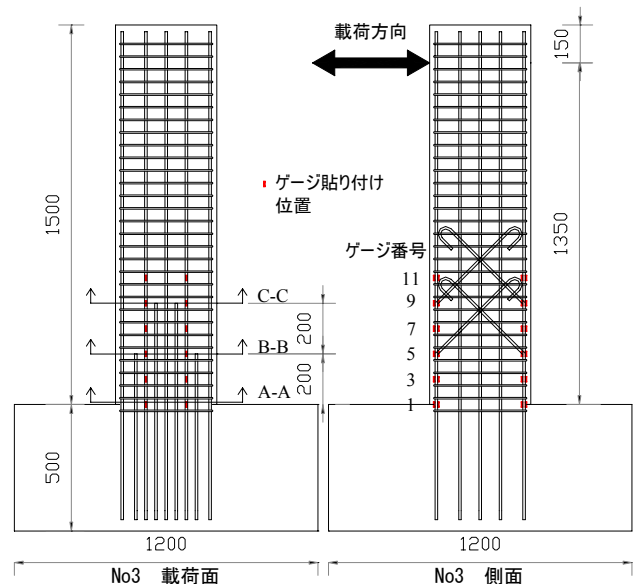


図-1 No.3 試験体

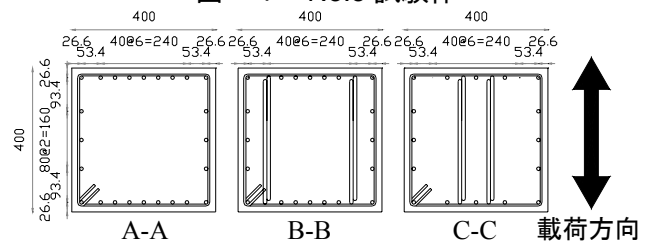


図-2 No.3 断面図

表-1 試験体の条件と材料試験結果

試験体名	実験条件		材料試験結果					
	段落し	定着	コンクリート		軸方向鉄筋 D10		帯筋 D6	
			強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
No.1	無し	-	33	30.1	338	189	338	218
No.2	あり	無し						
No.3	あり	あり						

表-2 計算耐力

断面	曲げ耐力 M_u (kNm)	せん断耐力 V (kN)	曲げせん断耐力比 $V \cdot a / M_u$
A-A	145	193	1.80
B-B	126	188	1.71
C-C	107	181	1.61

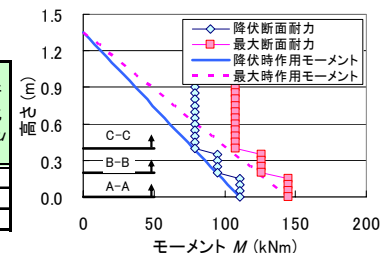


図-3 段落し位置の設定

柱基部に降伏モーメントが作用した時、計算上は各段落し位置で鉄筋が同時に降伏する。実際には、No.2 は定着が無い場合、段落し位置での耐力が計算上の耐力よりも小さくなる。一方、No.3 の定着長は 40D (D は鉄筋の直径) 以上あり、コンクリート標準示方書（構造性能照査編）²⁾の基本定着長よりも十分長く、段落し位置での定着を完全とみなしても問題ないと考えられる。

2.3 載荷方法

実験は、鉛直荷重による応力が 1MPa となるよ

うに一定軸力を作用させた状態で、一定振幅変位漸増方式により $1\delta y$ の整数倍の変位振幅でそれぞれ3回ずつ正負に水平荷重を作用させた。 $1\delta y$ は、No.1 基準試験体において鉄筋ひずみを確認しながら載荷し、軸方向鉄筋の降伏が確認できた時点の変位 6mm を $1\delta y$ とした。No.2 および No.3 の $1\delta y$ は、比較のために No.1 と同じ 6mm を $1\delta y$ として載荷を行った。

ただし、No.1 については $2\delta y$ 正側1回目に載荷システムのトラブルによって、一気に $5\delta y$ へ載荷が進んでしまった。 $5\delta y$ からは、正常に3回ずつの正負交番載荷を行っている。

3. 実験結果

3.1 荷重変位関係について

図-4に No.1 と No.3 の実験結果の比較を示す。No.1 は $1\delta y$ から $5\delta y$ (115kN) まで荷重が増加しているが、 $5\delta y$ 2回目の繰返し時には No.3 とほぼ同じ履歴へ移行している。繰返し載荷を行った場合と比較して単調載荷時の荷重が増加すること、および単調載荷後に繰返し載荷を行った場合は、それまで繰返し載荷を行ってきた場合の挙動に近づくことは三島ら⁷⁾によって報告されている。したがって、No.1 は、 $2\delta y$ から $4\delta y$ を飛ばさずに繰返し載荷を行っていた場合

には、115kN までの荷重増加は生じなかったと思われる。また、No.1 の最大荷重 115kN に対して No.3 は 107kN と若干小さいだけであり、 $6\delta y$ 以降の No.1 と No.3 の荷重変位関係の履歴曲線もほぼ同じといえる実験結果であったことから、No.1 と No.3 の終局時の耐力および変形性能はほぼ同等といえる。

図-5に No.2 と No.3 の比較を示す。No.2 と No.3 は段落し部での定着のみが異なる。No.2 は変位が進むにつれて荷重が低下し、かぶりの剥落も C-C の段落し位置で生じているのに対し、No.3 は $5\delta y$ までほぼ一定の荷重を維持し、かぶりの剥落も $5\delta y$ 2回目に柱基部で生じた。以上の結果より、No.2 のような段落し位置での破壊は、軸方向鉄筋を確実に定着することで回避できることが確認できた。

3.2 軸方向鉄筋の降伏と各断面の曲率

(1) 各断面の M- ϕ 関係

図-6から図-8に各試験体の $1\delta y$ 直後までの M- ϕ 関係を示す。各断面の計算値は、2.2の方法によって算出したものである。実験結果の曲率は、圧縮・引張それぞれの鉄筋のひずみ差を両者の距離で除したものである。No.1 では、基部断面が最初に降伏していることが確認できるのに対し、No.2 では基部より先に C-C の段落

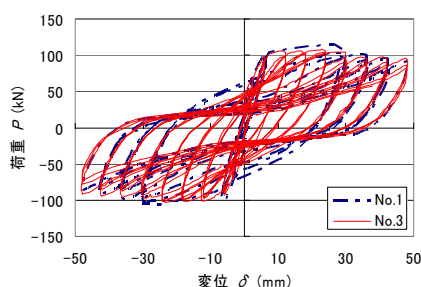


図-4 実験結果 No. 1, 3

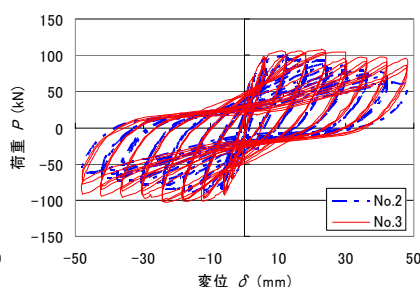


図-5 実験結果 No. 2, 3

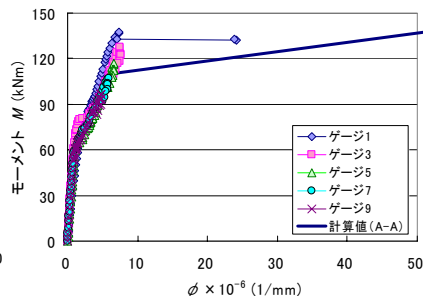


図-6 No. 1 M- ϕ 関係

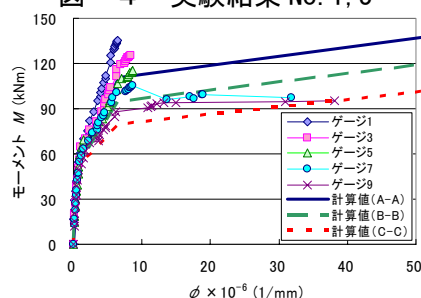


図-7 No. 2 M- ϕ 関係

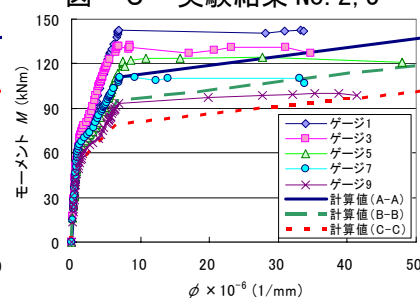


図-8 No. 3 M- ϕ 関係

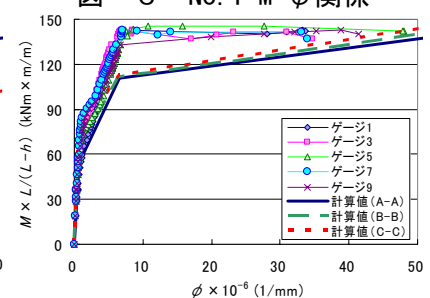
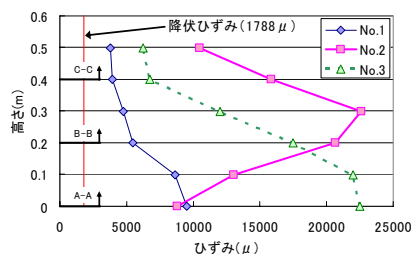


図-9 No. 3 正規化した M- ϕ

し位置での降伏が確認できる。No.3 の実験結果である図－8 について、部材の各高さにおけるモーメントを柱基部でのモーメントに変換したものを図－9 に示す。図－9 より No.3 は、設計時に想定した通り、ほぼ同時に降伏が生じていることが分かる。図－9 の縦軸において、 L はせん断スパン、 h は基部からの距離である。

(2) 軸方向鉄筋のひずみ分布

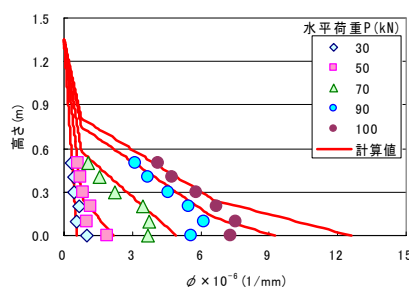
図－10 に軸方向鉄筋のひずみゲージが引張時に経験した最大ひずみの計測値を、それぞれの高さにおいて平均したものを示す。最大ひずみ計測後に断線した計測点も存在することから、定性的な考察に留まるが、No.1 と No.3 は基部付近が最も大きい三角形のひずみ分布なのに対して、No.2 は基部よりも C-C の段落し位置においてひずみが最も大きくなっている。したがって、既往の報告と同様に No.2 は段落し位置が弱点となっているのに対して、定着を確保した No.3 は No.1 と同じ断面形状である A-A 断面へ変形の集中が生じたため、荷重変位関係が同じであったと思われる。



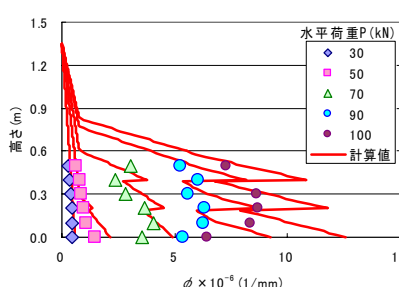
図－10 ひずみ分布

(3) 部材軸方向の曲率分布

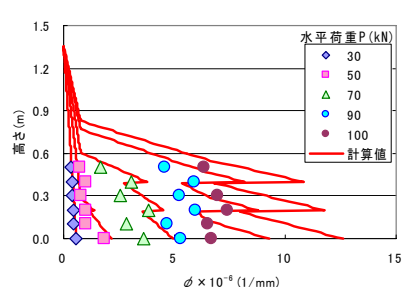
図－11 から図－13 に $1\delta y$ までの部材軸方向の曲率分布を示す。実線は、2.2 の方法による断面計算で算出した $M-\phi$ 関係を、部材軸方向へ各荷重作用時の曲率分布に逆算したものである。



図－11 No.1 $M-\phi$



図－12 No.2 $M-\phi$



図－13 No.3 $M-\phi$

$$\phi = f^{-1}(M(h)) \quad (1)$$

ここに、 ϕ : 曲率、 $M(h)$: 基部からの高さによるモーメント、 f : 2.2 の方法による断面計算時の $M-\phi$ 関係 (3.3(1) の解析 1 のように CYMN の各イベント間を直線とした $M-\phi$ 関係) である。

荷重初期の段階では、段落しの有無に関わらず実験結果と計算結果は比較的一致している。また、段落しを有する No.2 と No.3 は、曲率分布が No.1 のような三角形分布ではなく、高さ方向へ均等に増加しているのが分かる。

3.3 荷重変位関係の解析

(1) 解析方法について

解析は以下に示す 2 つの方法で行った。

解析 1 : 荷重変位関係は、段落し位置を設定するための断面計算結果を用いて、コンクリート標準示方書 (耐震性能照査編)³⁾ や鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)⁴⁾ を基に、塑性ヒンジ長とその範囲での平均曲率および部材軸方向の曲率分布を積分して算出した。今回の計算では、鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)⁴⁾ に基づき、C 点 (ひび割れ発生)、Y (鉄筋降伏)、M (最大荷重時)、N (終局時) の各点を算出した。各点の間については、直線を用いている。No.1 のような一般的な柱部材に対して、これらの手法は塑性ヒンジ長とその平均曲率に実験式を用いているため、比較的精度が良いと考えられる。

解析 2 : No.2 および No.3 のように基部付近から段落しを行った柱部材は、解析 1 の実験式の基となった試験体の配筋と大きく異なるため、そのまま用いることは適切でない。そこで、塑性ヒンジ領域内から要素分割を行い、断面内の釣

り合い条件のみから算出した曲率で荷重変位関係を求めた。この時、東京大学コンクリート研究室で開発された COM3 の材料構成則⁶⁾を用い、要素内の曲率を 1 次曲線とした 3 接点アイソパラメトリック棒要素を用いた。ただし、今回は最大荷重以降についての検討は行っていない。

(2) 実験結果と解析結果の比較

解析と実験値の比較を図-14と図-15に示す。図-14に示すように解析 1 の結果は、一般的な橋脚を想定した No.1 のような柱部材に対して、若干荷重は低いものの、最大荷重時の変位は良好な結果を示している。また、解析 2 は最大荷重および変位の両方において実験結果を良く表している。

解析 2 による No.2,3 の結果を図-15に示す。No.2 は段落し位置での定着が十分と仮定したものであり、No.3 は段落し位置から上側の折り曲げた定着部分の影響は考慮していないため、No.2, No.3 は同じ解析である。理論的に塑性化領域の拡大は、部材軸方向の曲率増加領域の拡大につながり、その積分である変位も増加する。No.2 と No.3 の解析結果は、段落しによって軸方向鉄筋の塑性化領域が拡大し、最大荷重までの変形量が増加している。しかし、実験結果は 3.1 で述べたように No.1 と No.3 の変形性能はほぼ同等の結果であり、解析と実験で異なる結果となっている。特に、定着を考慮した No.3 の荷重変位関係の実験結果が No.1 と同等であったことは、引張側の軸方向鉄筋の塑性化領域のみが拡大しても変形性能は向上しないことを示している。島ら^{8),9)}は、軸方向鉄筋の座屈によって部材のじん性が特徴付けられることを示したが、本実験のように引張側軸方向鉄筋の塑性変形だけが増加しても、圧縮側鉄筋の座屈発生時の状況は大きく変化しないと考えられる。また、解析結果は繰返し载荷においても単調载荷のように荷重が増加しているのに対して、実験では、繰返し载荷によって荷重の増加が頭打ちになっている。これは、解析では塑性化域の分散によって、基部付近の応力分担が減少し、材料構成則

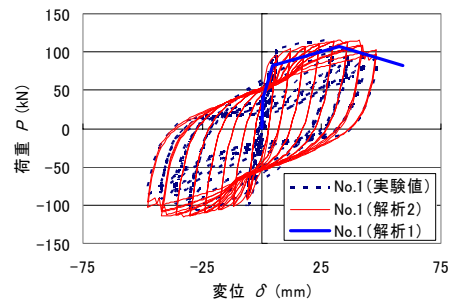


図-14 No.1 解析値と比較

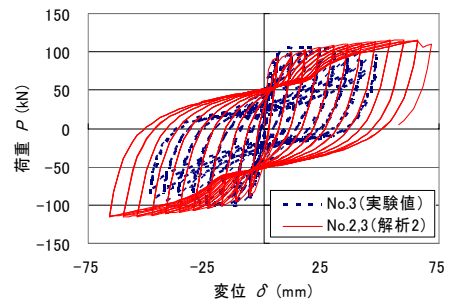


図-15 No.3 解析値と比較

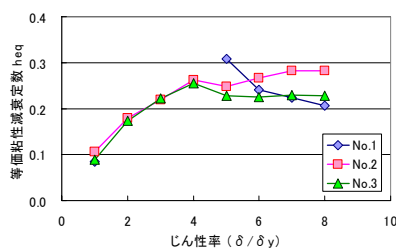
が軟化域まで達していないためである。しかし、実験では、段落しを行った No.2 と No.3 は 1 δy までの曲率分布は平均的に分散しているものの、3.2(2)で述べたように、No.1 と No.3 は A-A 断面、No.2 は C-C 断面に変形が集中し、最終的に解析 2 ほど塑性化が均等に分散していない。

以上より、圧縮側の座屈性状に対して段落しによる変化があまり無いこと、および No.1, No.3 とともに A-A 断面へ変形が集中したこと等により荷重変位関係が両者で同じになったと考えられる。

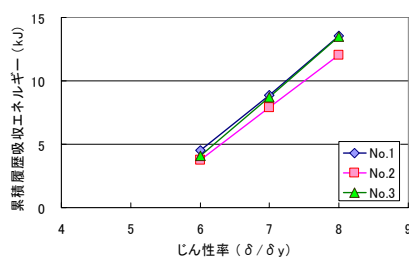
3.4 履歴吸収エネルギーの比較

図-16に等価粘性減衰定数、図-17に累積履歴吸収エネルギー、図-18に 6 δy 時の履歴ループを示す。No.1 は 2 δy から 4 δy を飛ばして 5 δy まで単調载荷である。したがって、累積履歴吸収エネルギーは、比較のために 6 δy からの累積値を計算している。

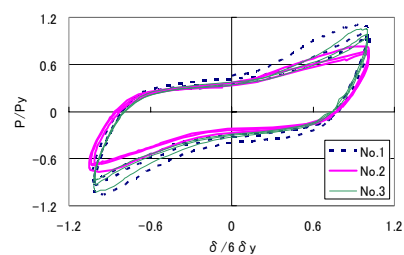
5 δy 時点の等価粘性減衰定数は、No.1 が最も大きい、これは単調载荷の影響が現れていると思われる。6 δy 以降の等価粘性減衰定数は、No.1 と No.3 でほぼ同じである。一方、No.2 の等価粘性減衰定数は、6 δy 以降も増加している。これは図-18の履歴ループで示すように、No.2 の荷重低下によって履歴ループの逆 S 字型



図－１６ 等価粘性減衰定数



図－１７ 累積履歴吸収



図－１８ 履歴曲線 ($6\delta y$)

エネルギー

の形状が緩和されたためである。したがって、図－１７で示すように、履歴ループの面積が減少しているため、No.2 の累積吸収エネルギーは No.1,3 と比較して小さい値となっている。

今回は荷重システムのトラブルにより、 $6\delta y$ 以降の比較のみであるが、No.3 の等価粘性減衰定数は No.1 と比較してほぼ同等であり、軸方向鉄筋の定着を確保すれば、塑性ヒンジ領域内で段落しを行っても耐震性能はほぼ同等であると考えられる。

4. まとめ

柱部材の経済的合理性の追求のため、軸方向鉄筋の段落し位置を可能な限り下げること、およびその定着方法の開発を目的として、塑性ヒンジ領域内から作用モーメントの分布に合わせて段落しを行い、軸方向鉄筋の定着方法を改善した試験体で正負交番荷重試験を行った。本研究の範囲内で得られた結論をまとめる。

- (1) 軸方向鉄筋の定着を確保すれば、塑性ヒンジ領域内で段落しを行っても耐力は同等である。
- (2) 軸方向鉄筋の定着を確保すれば、塑性ヒンジ領域内で段落しを行っても変形性能は同等である。
- (3) 最大荷重以降の比較であるが、段落しを行っても履歴吸収エネルギーはほぼ同等である。
- (4) 段落しによって、荷重初期においては、塑性化は部材軸方向へ均等に分散する。しかし、最終的には変形の局所化や軸方向鉄筋の座屈性状が変わらないことにより、解析のような変形性能の向上は見られない。

以上のことから、塑性ヒンジ領域内から軸方向鉄筋の段落しを行っても、定着を確保すれば耐震性能はほぼ同等であると考えられる。

参考文献

- 1) 幸左賢二，藤井康男，田中克典：損傷形態に着目した被災 RC 橋脚の分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.1201-1206，1999.6
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編），pp.133-134，2002
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震性能照査編），pp.28-30，2002
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），pp.98-106，pp.242-247，2004
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），pp.177-179，2002
- 6) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
- 7) 三島徹也，原夏生，前川宏一：交番荷重による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No.442，pp.191-200，1992.2
- 8) 伊藤圭一，島弘：繰返し荷重を受ける RC 橋脚における耐力の低下に関する解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.275-280，1989.6
- 9) 島弘，伊藤圭一，水口裕之：曲げ破壊型 RC 橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.741-746，1990.6