

# 論文 RC 柱における配筋詳細が変形性能に及ぼす実験的検討

中田 裕喜<sup>\*1</sup>・田所 敏弥<sup>\*2</sup>・谷村 幸裕<sup>\*2</sup>・奥西 淳一<sup>\*3</sup>

**要旨:** 提案されている RC 部材の変形性能算定式の多くは、配筋詳細の影響が考慮されていないため、配筋詳細を考慮した変形性能算定式が提案できれば、合理的な設計が可能になると考えられる。そこで、RC 柱の正負交番載荷実験を実施し、横拘束鉄筋や軸方向鉄筋の径や間隔が変形性能や復元力特性に及ぼす影響を検討した。その結果、同一鉄筋比でも、横拘束鉄筋間隔が大きくなると、変形性能や大変形時の軟化勾配等が低下し、これらは軸方向鉄筋の座屈を拘束する横拘束鉄筋の本数の影響が大きいこと、軸方向鉄筋径が小さくなると、変形性能や座屈後のエネルギー吸収量が低下することがわかった。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート柱, 配筋詳細, 変形性能, 座屈, 構造細目

## 1. はじめに

これまでに提案されている鉄筋コンクリート (RC) 部材の変形性能算定式<sup>例えば 1)-3)</sup>の多くは、軸方向鉄筋径や横拘束鉄筋間隔が、耐力低下の一因である軸方向鉄筋の座屈や塑性ヒンジ長に影響を及ぼすと指摘されているものの、その影響は定量化されておらず、鉄筋比で一律に決定されるものとなっている。鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>4)</sup>(以下、耐震標準)では、文献 1) で提案された鉄道ラーメン高架橋の柱を模擬した載荷実験に基づく変形性能算定式が採用されている。文献 1) の載荷実験においては、軸方向鉄筋の座屈を有効に抑制する観点から、塑性化が想定される部位に対しては横拘束鉄筋の間隔  $s$  が  $d/4$  ( $d$ : 有効高さ) 以下とされており、それが変形性能算定式の前条件の一つとなっている。

したがって、配筋詳細を考慮できる、実現象に基づいた変形性能算定式が提案できれば、どのような構造物に対しても合理的な設計が可能になると考えられる。また、小断面の部材においては、横拘束鉄筋間隔  $s$  を  $d/4$  以下とするような前条件により配筋が困難になる場合があるため、施工性の向上にもつながると考えられる。

既往の研究においては、横拘束鉄筋の間隔や、軸方向鉄筋径に着目した実験が実施されている<sup>2), 5)</sup>。しかし、限られた範囲での、数体の供試体による比較によるものであり、それらの影響が明らかになったとは言い難い。また、1995 年の兵庫県南部地震以前での変形性能に関する載荷実験<sup>例えば 6), 7)</sup>では、横拘束鉄筋間隔  $s$  が  $d/4$  を超えるものも多くあるが、横拘束鉄筋比が非常に小さく、また種々の破壊モードが混在していると考えられる。

そこで、本研究では、配筋詳細を考慮した変形性能算定式の評価に向けて、RC 部材の正負交番載荷実験を実施し、横拘束鉄筋や軸方向鉄筋の径や間隔が変形性能や復元力特性に及ぼす影響を検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体概要

図-1 に供試体の諸元を示す。供試体は断面が  $400 \times 400\text{mm}$ 、高さが  $1800\text{mm}$  の柱形状とした。

実験パラメータは軸方向鉄筋径(間隔)と横拘束鉄筋間隔(径)、横拘束鉄筋比とした。軸方向鉄筋径は、鉄道構造物において軸方向鉄筋径の適用が広範囲となる小断面ボックスカルパートの配筋状況を参考にし、横拘束鉄筋間隔は、主にその構造細目を超える範囲とした。

表-1 に供試体一覧および使用材料の材料試験結果を示す。供試体は全部で 10 体である。なお、供試体名の定義は、表中に示す通りである。H シリーズは、横拘束鉄筋比、引張鉄筋比ともに約 0.6% とし、横拘束鉄筋径は D10~D19 (横拘束鉄筋間隔は 65~250mm)、軸方向鉄筋は D13~D22 (軸方向鉄筋のあきは 50~300mm) とした。横拘束鉄筋径が D13 以上のもの、つまり、横拘束鉄筋間隔が 110mm 以上のものは、変形性能算定式の横拘束鉄筋間隔  $s$  の前条件  $d/4$  (=87.5mm) よりも大きい。

LS0.5L19 は横拘束鉄筋比をコンクリート標準示方書<sup>8)</sup>及び鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)<sup>9)</sup>に示されている最小鉄筋比(0.15%)に近い 0.20% とし、間隔  $s$  は 175mm ( $s/d=0.5$ ) とした。

いずれの供試体も、コンクリートの目標強度および鉄筋の規格は、それぞれ  $30\text{N/mm}^2$ , SD345 とした。また、横拘束鉄筋は突き合わせ溶接による閉合形とした。なお、実強度に基づく曲げせん断耐力比<sup>8), 9)</sup>は、LS0.5L19 が 1.80, H シリーズが 3.03~3.29 であり、計算上、曲げ破壊が先行するよう設計している。

計測項目は、水平・鉛直荷重と水平・鉛直・基部伸び出し変位、軸方向鉄筋・横拘束鉄筋ひずみとした。軸方向鉄筋ひずみは、柱基部から -800, -400, -200, 20, 120, 220, 320, 420, 520, 820mm (正が柱天端側) とし、横

\*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修 (正会員)

\*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)

\*3 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (正会員)

表-1 供試体一覧

供試体名	$f'_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$E_c$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )	軸方向鉄筋				横拘束鉄筋				$s/d$
			径-間隔(mm) -本数	$f_{sy}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$E_s$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )	$p_t$ (%)	径-間隔	$f_{wy}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$E_w$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$p_w$ (%)	
HS0.3L13	32.5	25.2	D13-50-14	376	182	0.63	D13-110	372	179	0.58	0.31
HS0.5L13	33.4	27.6	D13-50-14	370	198	0.63	D16-175	356	189	0.57	0.50
HS0.3L16	37.6	27.4	D16-100-8	398	199	0.57	D13-110	367	190	0.58	0.31
HS0.5L16	30.5	26.7	D16-100-8	382	194	0.57	D16-175	356	189	0.57	0.50
HS0.2L19	33.2	27.0	D19-150-6	386	187	0.61	D10-65	375	182	0.55	0.19
HS0.3L19	35.5	28.0	D19-150-6	386	187	0.61	D13-110	378	190	0.58	0.31
HS0.5L19	27.9	25.2	D19-150-6	377	198	0.61	D16-175	356	189	0.57	0.50
HS0.7L19	36.5	28.5	D19-150-6	386	187	0.61	D19-250	386	187	0.57	0.71
HS0.5L22	33.4	28.1	D22-300-4	379	192	0.55	D16-175	356	189	0.57	0.50
LS0.5L19	38.5	28.4	D19-150-6	386	199	0.61	D10-175	384	188	0.20	0.50

$f'_c$ : コンクリートの圧縮強度,  $E_c$ : コンクリートのヤング率,  $f_{sy}$ : 軸方向鉄筋の降伏強度,  $E_s$ : 軸方向鉄筋のヤング率,  $p_t$ : 引張鉄筋比,  $f_{wy}$ : 横拘束鉄筋の降伏強度,  $E_w$ : 横拘束鉄筋のヤング率,  $p_w$ : 横拘束鉄筋比,  $d$ : 断面有効高さ(mm),  $s$ : 横拘束鉄筋の間隔(mm)

供試体名の定義  $\frac{H}{S0.3}$   $\frac{L19}{L19}$  ① Hは横拘束鉄筋比約0.6%程度, Lは0.2%の供試体  
 ① ② ③ ② 数値は横拘束鉄筋間隔 $s$ と有効高さ $d$ の比 ③ 数値は軸方向鉄筋径

拘束鉄筋隅角部および荷面中心の軸方向鉄筋で計測した。横拘束鉄筋ひずみは柱基部から1D(D:断面高さ)以内に含まれる各横拘束鉄筋の4辺の計測を基本とした。

## 2.2 実験方法

図-1に示すように、せん断スパン1500mm(せん断スパン比4.29)の位置で、水平ジャッキにて正負交番荷重を行った。軸力は、鉛直ジャッキにより480kN(応力で $3.0\text{N}/\text{mm}^2$ )の一定荷重とした。

荷重方法は引張鉄筋の降伏時の変位 $\delta_y$ を基準変位とし、 $\pm\delta_y, \pm2\delta_y, \dots, \pm n\delta_y$ ( $n$ は整数)で各サイクル3回繰返し荷重を行った。スタブからの伸び出し量に相違があると考えられるが、基準変位の違いによる影響を排除するため、基準変位は8.6mmに統一した。

荷重は軸方向鉄筋が低サイクル疲労による破断が生じるまで実施した。ただし、HS0.7L19のみ水平変位が $8\delta_y$ に達した時に、柱基部でせん断方向に大きなずれが生じたため、軸方向鉄筋が破断する前に荷重を終了した。

## 3. 実験結果

### 3.1 損傷状況

いずれの供試体も、基部での曲げひび割れ発生後、曲げひび割れが斜めひび割れに進展した。荷重が進むにつれて、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じ、その後HS0.7L19を除き、軸方向鉄筋が破断した。横拘束鉄筋はいずれの供試体も破断していない。

HS0.7L19に関しては、横拘束鉄筋間隔が250mm( $> d/2$ )と大きく、横拘束鉄筋が柱基部で発生した斜めひび割れと交差していなかった。そのため、コアコンクリートの損傷によるせん断ずれが卓越し、軸方向鉄筋の破断が生じなかったと考えられる。

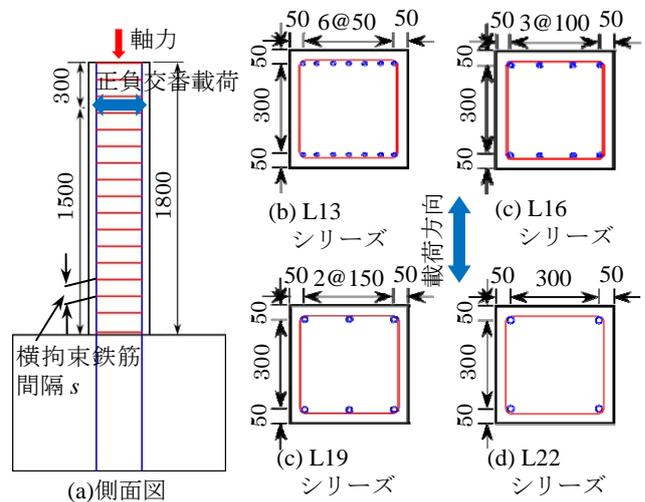


図-1 供試体図 (単位: mm)

基部周辺における曲げ圧縮側の軸方向鉄筋の曲率(座屈頂点付近の正負荷重面側で両面計測したひずみから算定。外側にはらみだす方向を正)が急増する点は軸方向鉄筋の座屈によるものと想定されるが<sup>5)</sup>、その急変点と荷重低下点は最大でも $1\delta_y$ 差であり、軸方向鉄筋の座屈が荷重低下を引き起こしたものであると考えられる。即ち、いずれの供試体も曲げ破壊したものと考えられる。

### 3.2 横拘束鉄筋間隔が変形性能に及ぼす影響

#### (1) 水平荷重-水平変位関係

図-2にHS0.2L19とHS0.7L19の水平荷重-水平変位関係を、図-3に横拘束鉄筋間隔以外が同一諸元同士で比較した包絡線(1ループ目)を示す。いずれも軸力による二次曲げの影響を補正している。

図より、同一横拘束鉄筋比であっても、横拘束鉄筋間隔が大きくなると変形性能が低下することは明らかである。HS0.2L19とHS0.7L19と比較すると、同一変位での繰返しにより荷重低下が顕著になり始める水平変位

表-2 実験結果一覧

供試体名	繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位① <sup>*1</sup>	繰返しによる荷重低下が顕著に生じない最大水平変位② <sup>*2</sup>	軸方向鉄筋破断時変位	軟化勾配 <sup>*3</sup> (kN/mm)	座屈長(mm) (横拘束鉄筋間隔sとの比)	細長比 <sup>*4</sup>	計算値のM点変位③ (mm)	試験結果と計算値のM点変位の比較 (②/③)
HS0.3L13	6δy	5δy	+10δy-1	-2.66	220 (2)	69	48.2	0.89
HS0.5L13	6δy	5δy	+9δy-3	-3.55	175 (1)	55	47.5	0.90
HS0.3L16	8δy	7δy	-9δy-3	-3.79	220 (2)	55	48.2	1.25
HS0.5L16	6δy	5δy	-8δy-3	-3.63	175 (1)	44	48.1	0.89
HS0.2L19	9δy	8δy	-10δy-2	-1.23	195 (3)	41	48.5	1.42
HS0.3L19	9δy	8δy	-10δy-3	-2.49	220 (2)	46	49.3	1.40
HS0.5L19	7δy	6δy	-9δy-1	-3.46	175 (1)	37	49.1	1.05
HS0.7L19	6δy	5δy	破断せず	-7.79	250 (1)	52	49.4	0.87
HS0.5L22	7δy	6δy	+9δy-3	-4.05	175 (1)	32	49.1	1.05
LS0.5L19	6δy	5δy	+9δy-1	-7.59	175 (1)	37	33.4	1.29

\*1: 正負で小さい方の変位 \*2: 正負で小さい方の変位。②=①-1δy \*3: 包絡線(1ループ目)における荷重低下後の軟化勾配で、正負で小さい方 \*4: 細長比=l/r, lは実測座屈長(mm), rは軸方向鉄筋の断面回転半径(mm)

の差は、3δyであった(表-2参照)。

HS0.2L19とHS0.7L19の履歴性状を比較すると、横拘束鉄筋による顕著な違いはみられなかった。

(2) 座屈状況と軸方向鉄筋ひずみ

HS0.2L19とHS0.7L19の軸方向鉄筋の最終座屈状況を図-4に、全供試体の軸方向鉄筋の座屈長を表-2に示す。座屈長はかぶり剥落後の軸方向鉄筋を目視により判定した。なお、LS0.5L19を除くいずれの供試体も、横拘束鉄筋が固定点となって軸方向鉄筋が座屈した。LS0.5L19の詳細については3.4節で述べる。

図及び表より、座屈長と横拘束鉄筋間隔sとの比(以下、座屈区間数という)は、HS0.2L19は3、HS0.3シリーズは2、HS0.5シリーズ及びHS0.7L19は1であった。

HS0.2L19とHS0.7L19の引張鉄筋のひずみ分布を図-5に示す。両供試体のひずみ計測がある程度信頼できた5δy,3サイクル目の負荷荷時について示している。両供試体で引張ひずみが局所化している範囲に大きな違いはみられず、軸方向鉄筋の座屈長の違いの影響はみられなかった(HS0.3L19, HS0.5L19も同様)。したがって、L19シリーズにおける塑性ヒンジ長の違いは小さいと推定され、繰返しによる荷重低下が顕著となり始める水平変位は、各供試体の軸方向鉄筋の座屈のしやすさで決定されることになる。L19シリーズで座屈長が最も小さい(軸方向鉄筋単体で考えた場合には最も座屈し難い)HS0.5L19とHS0.3L19またはHS0.2L19の比較から、今回の実験の範囲においては、座屈長よりも軸方向鉄筋の座屈部を拘束する横拘束鉄筋の本数(厳密には、座屈部の横拘束鉄筋の有無)の影響が大きいと考えられる。

(3) 水平荷重低下後の軟化勾配と軸方向鉄筋の破断

表-2に全供試体の水平荷重低下後の軟化勾配の一覧を、図-6には軟化勾配と座屈区間数の関係を示す。軟化勾配とは、水平荷重-水平変位の包絡線(1ループ目)において、水平荷重が明らかに低下し始めた点から終局

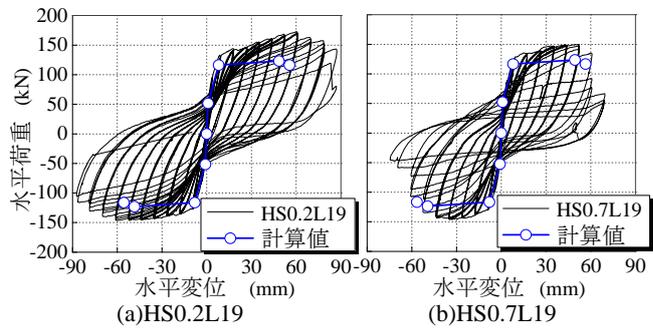


図-2 水平荷重-水平変位の比較

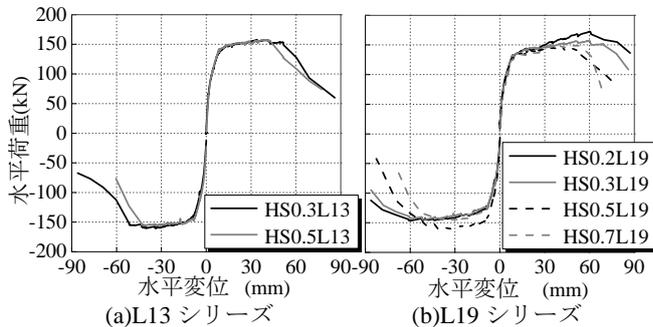


図-3 包絡線(1ループ目)の比較

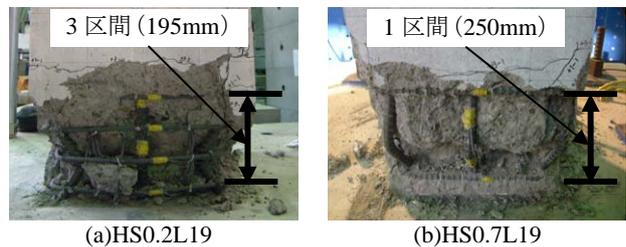


図-4 軸方向鉄筋の最終座屈状況

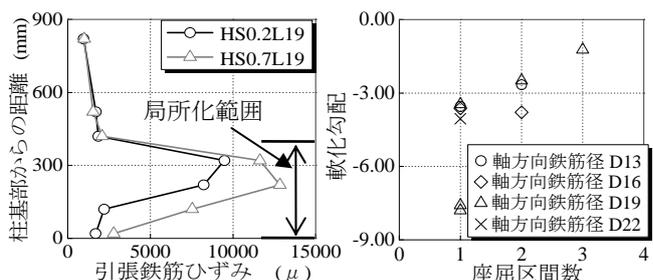


図-5 引張鉄筋のひずみ分布(5δy,3サイクル目負荷荷時)

図-6 軟化勾配と座屈区間数の関係

(概ね直線部) までの平均剛性である。

図-6より、軟化勾配は座屈区間数と一定の相関が認められる。つまり、軸方向鉄筋の座屈を拘束する横拘束鉄筋の本数が軟化勾配に影響を及ぼしていると推定される。今回の供試体においては、横拘束鉄筋間隔が大きくなると座屈区間数が小さくなることから、軟化勾配も小さくなると考えられる。

表-2に軸方向鉄筋破断時の変位を示す。繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位と同様に、横拘束鉄筋間隔が大きくなると破断時の水平変位は小さくなった。

### 3.3 軸方向鉄筋径が変形性能に及ぼす影響

#### (1) 荷重-変位関係

図-7にHS0.5L13とHS0.5L22の水平荷重-水平変位関係を、図-8に軸方向鉄筋径以外が同一諸元同士で比較した包絡線を示す。図より、軸方向鉄筋が太径になるほど、変形性能は同等または大きくなる傾向がみられる。ただし、同一変位での繰返しにより荷重低下が顕著になり始める水平変位の差(正側)は、HS0.5L13とHS0.5L22では $1\delta_y$ 、HS0.3L13とHS0.3L19では $2\delta_y$ であり、横拘束鉄筋間隔が変形性能に及ぼす影響に比して小さい(表-2参照)。

HS0.5L13とHS0.5L22の履歴性状を比較すると、HS0.5L13は荷重低下後(軸方向鉄筋座屈後)に逆S字型となり、HS0.5L22と異なる。HS0.3L13においても同様な傾向がみられた。図-9にHS0.5シリーズのエネルギー吸収量を示す。軸方向鉄筋径がD13、D16の供試体は他の供試体に比べ、荷重低下後に逆S字型になることにより、エネルギー吸収量が大きく低下することがわかる。

#### (2) 座屈状況と軸方向鉄筋ひずみ

HS0.3シリーズの座屈区間数はすべて2、HS0.5シリーズの座屈区間数はすべて1であり、軸方向鉄筋径の違いによる座屈区間数の違いはみられなかった。

表-2に軸方向鉄筋径の座屈長に対する細長比を示す。細長比は実測座屈長を軸方向鉄筋の断面回転半径で除したものである。既往の研究において、鉄筋単体の実験・解析ではあるが、鉄筋の座屈挙動が明らかにされている<sup>10), 11)</sup>。そこでは、座屈応力は、細長比が大きい場合(150程度)にはオイラーの理論式、細長比が小さい場合(35程度)にはエンゲッサー・カルマンの理論式、その間は、降伏応力とほぼ一致することが示されている。即ち、細長比が35程度以下になると、急激に座屈応力が増大する。今回の供試体においては、軸方向鉄筋径が異なっても座屈長は同一であった。また、HS0.5シリーズでは座屈が生じる前後である $5\delta_y$ 1サイクルで、スタブ内で計測したひずみの積分に基づく水平変位差が<sup>4)</sup>、最大でも3.1mm(HS0.5L13とHS0.5L22)であり、伸び

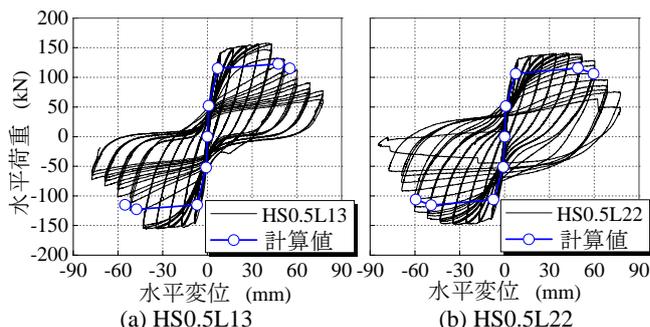


図-7 水平荷重-水平変位の比較

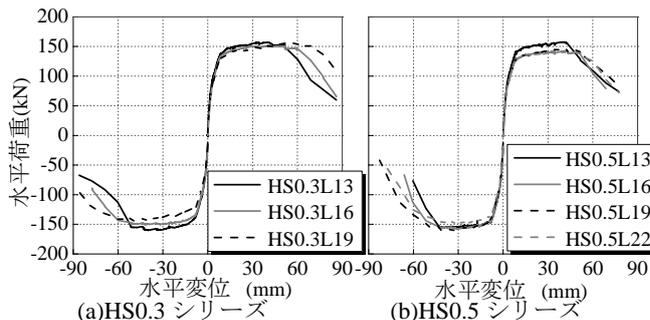


図-8 包絡線(1ループ目)の比較

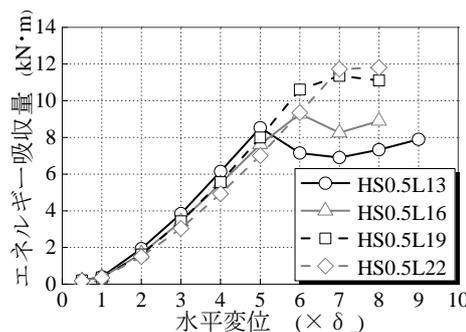


図-9 エネルギー吸収量の比較(HS0.5シリーズ)

出しによる水平変位に大きな違いが無かった。

したがって、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋の座屈に及ぼす影響は指摘されているものの<sup>12)</sup>、各供試体のかぶりコンクリートの影響が小さい、または影響度が同一と仮定すれば、細長比の小さい供試体ほど繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位が大きくなるということになる。軸方向鉄筋の座屈長端部の境界条件は完全な固定では無く、両端固定とした文献<sup>10)</sup>と座屈状況に相違があるとは思われるが、比較的等価な状況であるHS0.5シリーズ(座屈区間数1)に着目すれば、細長比が座屈応力の大きくなり始める35程度以下(HS0.5L19, HS0.5L22)になると繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位は大きくなる傾向にはある。

また、文献<sup>11)</sup>では、細長比が大きいほど、鉄筋の履歴特性がピンチング挙動になると報告されている。一般に曲げ破壊型のRC部材においては残留ひび割れ幅が大きくなると、逆S字型の履歴を示すが、HS0.3L13やHS0.5L13などにおいては、軸方向鉄筋の座屈を契機に逆S字型を示した。したがって、HS0.3L13とHS0.5L13は

今回の供試体の中で最も大きな細長比を有する供試体であることから、軸方向鉄筋の座屈によるピンチング挙動が逆S字型の一因と考えられる。なお、今回の供試体から、細長比が44程度以上で軸方向鉄筋のピンチング挙動に起因する逆S字型の水平荷重-水平変位になると推定される。

HS0.5L13 と HS0.5L22 の軸方向ひずみ分布を図-10に示す。両供試体のひずみ計測がある程度信頼できた5 $\delta_y$ 1 サイクル目の負荷荷時について示している。今回の供試体においては、軸方向鉄筋が異なっても、ひずみが局所化する範囲に大きな違いはみられない。

### (3) 荷重低下後の軟化勾配と軸方向鉄筋の破断

図-11 に軟化勾配と軸方向鉄筋径との関係を示す。軸方向鉄筋径との相関は認められない。軸方向鉄筋破断時の変位も、軸方向鉄筋径による相関はみられない。

### 3.4 横拘束鉄筋比が変形性能に及ぼす影響

図-12 に HS0.5L19 と LS0.5L19 の水平荷重-水平変位関係を示す。両供試体の違いは横拘束鉄筋径のみである。LS0.5L19 の座屈長は、座屈区間数でいえば1である。HS0.5L19 の座屈区間数も1であるが、繰返しによる荷重低下が顕著となり始める変位（負側で1 $\delta_y$ 差）と軟化勾配は小さくなった。また、-7 $\delta_y$ 時における負荷荷時から除荷する際の履歴性状に違いがみられた。

図-13 に、両供試体の軸方向鉄筋座屈状況を示す。視覚化のため、かぶりが完全にはく落した時点の座屈状況を示した。LS0.5L19 の座屈長は、ともに1区間と判定されるが、HS0.5L19 と比較すると明らかにかぶりコンクリートのはく落、軸方向鉄筋の変形が100mm程度上部に進展している。

図-14 に、基部から+220mm位置における（図-13中の○）、負荷荷時に圧縮となる軸方向鉄筋のひずみ履歴を示す。コアコンクリート側に貼付したひずみゲージの値である。図より、水平変位が負となる場合、LS0.5L19では常に引張ひずみになっているのに対し、HS0.5L19では初期では圧縮ひずみ、荷重低下した-50mm前後ではひずみが0 $\mu$ 前後とLS0.5L19と異なる。HS0.5L19に比して、LS0.5L19のコアコンクリート側の軸ひずみが圧縮側にあることから、LS0.5L19の座屈の境界点がより上側にあることが想定される。

図-15 には基部から1区間上側の横拘束鉄筋における側面側のひずみ履歴を示す。座屈が大きく進展した水平変位 $\pm 60$ mmで両供試体ともひずみが急増しているが、LS0.5L19のほうが大きいことから、LS0.5L19の座屈境界点がより上側にあることがわかる。また、水平変位が $\pm 60$ mmに達するまでは両供試体で大差ないことから、横拘束鉄筋径の違いによる斜めひび割れ幅の影響は小さいと考えられる。したがって、LS0.5L19の変形性能

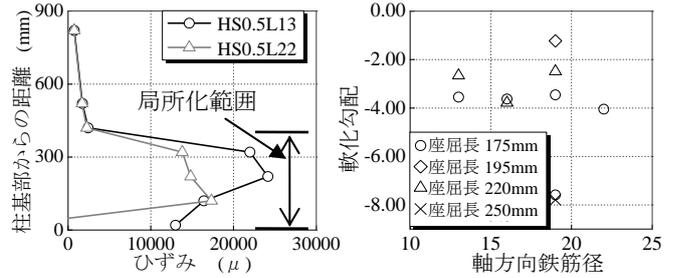


図-10 引張鉄筋のひずみ分布 (5 $\delta_y$ 1 サイクル目負荷荷時)

図-11 軟化勾配と軸方向鉄筋径の関係

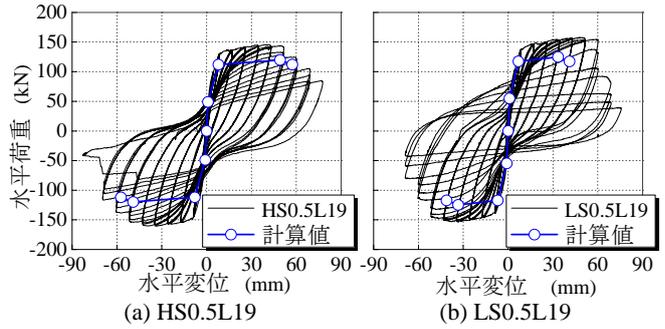


図-12 水平荷重-水平変位の比較

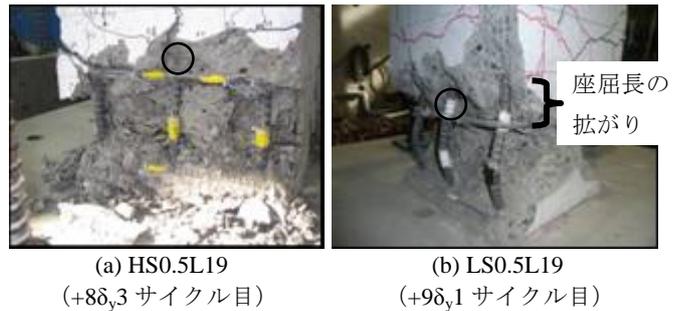


図-13 軸方向鉄筋の座屈状況

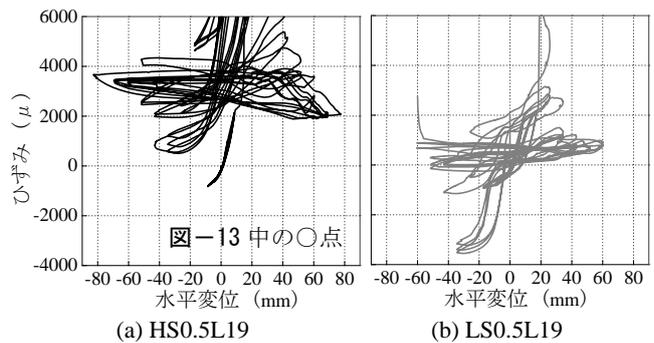


図-14 負荷荷時に圧縮となる軸方向鉄筋のひずみ履歴

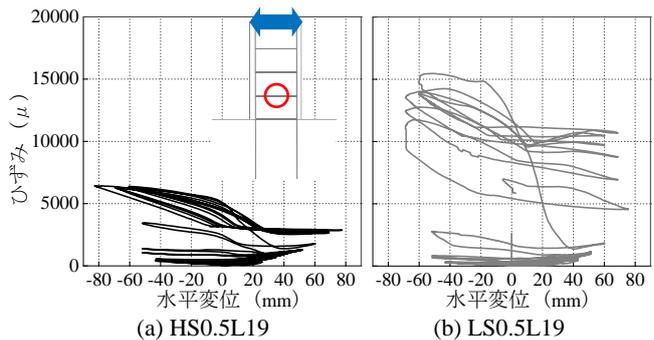


図-15 横拘束鉄筋の側面ひずみ履歴

が小さいのは、横拘束鉄筋の拘束力が小さく、1区間よりも上側に進展した座屈長の違いであると考えられる。

#### 4. 実験結果と計算値の比較

図-2 と図-7、図-12 に耐震標準に示された変形性能と曲げモーメントの計算値<sup>4)</sup>を併記した。これは、テトラリニアモデルであり、原点から正負それぞれ1つ目の点が曲げひび割れ発生点(C点)、2つ目が引張鉄筋の降伏点(Y点)、3つ目が繰返しによる耐力低下が顕著に生じない最大変位点(M点)、4つ目が降伏荷重を維持できる最大変位(N点)を意味している。表-2には全供試体のM点の変位を示した。

実験におけるM点に相当する変位は、繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位から $1\delta_y$ 分の変位8.6mmを差し引いたものである(表-2参照)。この変位とM点を比較すると、横拘束鉄筋間隔が大きくなるほど、軸方向鉄筋径が小さくなるほど計算値が実験値を過大評価する。なお、変形性能算定式的前提である横拘束鉄筋間隔が $d/4$ 以下のHS0.2L19は、計算値を $+3\delta_y$ と大きく上回っている。これは、今回の供試体はラーメン高架橋柱の断面(900mm程度)より小さいため、断面の寸法効果により大きく上回ったと考えられる。

なお、曲げ降伏耐力の実験値と計算値の比は平均1.14、曲げ耐力の比は平均1.26であった。いずれの計算値もtension softeningや拘束効果、ひずみ硬化等を考慮していない応力-ひずみ関係<sup>8), 9)</sup>を用いているため、実験値は計算値よりも大きくなる。ただし、ラーメン高架橋柱のような比較的大きい軸方向鉄筋比の実験では、曲げ降伏耐力の実験値と計算値の比は平均1.12、曲げ耐力の比は平均1.16であるが<sup>1)</sup>、今回の供試体のように軸方向鉄筋比が少なくなると、相対的にtension softeningや拘束効果等の影響が大きくなることなどにより、さらに曲げ耐力の比が大きくなったものと考えられる。

#### 5. まとめ

横拘束鉄筋と軸方向鉄筋の径や間隔が変形性能に及ぼす影響を検討するため、RC部材の正負交番荷重実験を実施した。今回の実験で得られた知見は以下の通り。

- (1) 同一鉄筋比のもと、横拘束鉄筋間隔が大きくなると座屈区間数が少なくなり、繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位、軟化勾配、軸方向鉄筋破断時の変位が小さくなる。これらは軸方向鉄筋の座屈を拘束する横拘束鉄筋の本数の影響が大きい。
- (2) 軸方向鉄筋径の違いによる座屈区間数の変化はみられない。軸方向鉄筋径が大きくなると、細長比が小さくなるため、座屈強度が増大し、繰返しによる荷重低下が顕著になり始める水平変位は大きくなる。

また、軸方向鉄筋の座屈後は、逆S字型の履歴性状になることにより、エネルギー吸収量が低下する。

- (3) 横拘束鉄筋間隔が大きい場合、横拘束鉄筋径が小さくなると、横拘束鉄筋の拘束力が小さく、座屈端部の境界が広がる傾向がみられた。その結果、若干変形性能が低下する傾向がみられた。
- (4) 横拘束鉄筋間隔が $d/4$ よりも大きくなるほど、軸方向鉄筋径が小さくなるほど、耐震標準の変形性能算定式におけるM点を過大評価する。

#### 参考文献

- 1) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp31-45, 2001.8.
- 2) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp877-888, 1998.3.
- 3) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也: 大変形領域の交番荷重を受けるRC脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp45-57, 2002.8.
- 4) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説一耐震設計一, 丸善, 1999.
- 5) 島弘, 伊藤圭一, 北西隆司, 水口裕之: RC橋脚における主鉄筋座屈とじん性に及ぼす帯鉄筋配置の影響, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp33-40, 1990.5.
- 6) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp57-66, 1988.2.
- 7) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp203-212, 1987.2.
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 2007
- 9) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説一コンクリート構造物一, 丸善, 2004.
- 10) 田上和也, 中村光, 斉藤成彦, 檜貝勇: 繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp725-734, 2001.3.
- 11) 田上和也, 中村光, 斉藤成彦, 檜貝勇: 座屈を考慮した鉄筋の繰返し履歴モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp223-228, 2002.
- 12) 星隈順一, 運上茂樹, 塩島亮彦: RC橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制効果に及ぼすかぶりコンクリートの影響に関する研究, 土木学会地震工学論文集, Vol27, pp1-7, 2003.12.