

論文 RC 柱試験体の正負交番載荷試験による鉛直挙動に関する一考察

成家 大介*1・西村 脩平*2・平林 雅也*3・田附 伸一*4

要旨：2022 年の福島県沖地震により、PC 桁を支持する RC ラーメン橋台の柱部材が損傷して鉛直沈下した。当該橋台の柱部材には一般的な鉄道高架橋と比べ大きな軸圧縮力が作用していたが、高軸力が作用する柱部材の変形性能と鉛直沈下挙動に関する知見は少ない。そこで、本研究では耐力比と軸力をパラメータとした RC 柱部材の正負交番載荷試験を実施した。その結果、本研究の実験範囲内において、耐力比が 0.9 程度の場合は、軸力の増加による変形性能に明確な違いはなく、最大荷重以降の鉛直沈下量が増加すること、耐力比が 1.6 程度の場合は、軸力の増加に伴い変形性能が低下し、終局変位以降に鉛直沈下量が急増する傾向を示した。

キーワード：高軸力、鉛直沈下、RC 柱、正負交番載荷試験

1. はじめに

2022 年 3 月に発生した福島県沖地震により、新幹線構造物の鉄筋コンクリート（以下、RC）2 層ラーメン橋台（以下、当該橋台）の下層柱部材が鉛直沈下を伴う損傷を受けた。当該橋台は線路方向および線路直角方向に 1 径間で、中層梁を有する 2 層ラーメン橋台である¹⁾。当該橋台の柱部材は道路を跨ぐスパン 40m の PC 桁を支持しており、一般的な鉄道高架橋の柱部材に比べて大きな軸圧縮力（以下、高軸力）が作用していた。

高軸力が作用する柱部材の変形性能と鉛直沈下挙動に関する既往の研究について、齋藤ら²⁾および山下ら³⁾が報告しているが、無補強柱部材においては各 1 体の試験に留まり、これらの知見が少ない状況にある。また、建築分野において、岡西ら⁴⁾はせん断補強鉄筋比が等しい場合、高軸力に伴い部材変形角の限界値が小さくなることを指摘しているが、小断面かつせん断スパン比が小さい部材諸元の知見に留まる。

そこで、本研究は柱部材を模擬した縮小試験体を用いて軸力と耐力比をパラメータに正負交番載荷試験を行い、軸力と変形性能および軸力と鉛直沈下挙動との関係を明

らかにすることを目的に実施した。本稿は、これらの結果および考察について述べるものである。

2. 実験概要

各試験体の諸元および概要図をそれぞれ表-1、図-1 に示す。ここで、表-1 中の V_u は材料強度試験値より算出したせん断耐力、 V_{mu} は曲げ耐力 M_u をせん断スパン a で除した最大せん断力である。ここで、耐力比は V_u/V_{mu} とする。

No.1,2 の耐力比は 0.8,0.93 であり、曲げ降伏後のせん断破壊を想定した試験体である。No.3,4 の耐力比は 1.82, 1.56 であり、曲げ破壊を想定した試験体である。No.1~3 では当該橋台の柱部材に作用した死荷重相当¹⁾の軸力である 3N/mm^2 を作用させ、No.4 は地震時において当該橋台に発生したと想定される最大軸力である 8N/mm^2 を作用させた。No.3,4 は、軸力および材料諸元以外は同一諸元である。

No.0 は No.2 の比較データとして、松本らの実験⁵⁾から掲載したものであり、柱断面寸法は $600\text{mm}\times 600\text{mm}$ 、せん断スパンは 1650mm 、せん断スパン比は 3.0、軸力は

表-1 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法 b×h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	軸鉄筋 強度-径	帯鉄筋 強度-径	帯鉄筋 ピッチ (mm)	軸鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	帯鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	柱コン 圧縮強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	耐力比 (Vu/Vmu)
0	600×600	550	1650	3.0	SD345-D25	SD345-D13	150	390.7	368.6	29.2	1.0	0.92
1	400×400	350	950	2.71	SD390-D19	SD345-D10	200	453.7	365.6	30.6	3.0	0.80
2					SD345-D19			382.8		28.8		0.93
3					SD345-D19	SD345-D13	75	357.0	361.1	28.8		1.82
4												362.7

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 主任 修（工）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 東京建設プロジェクトマネジメントオフィス 副長 修（工）（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター 副主幹研究員 修（工）（正会員）

*4 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター マネージャー 博（工）（正会員）

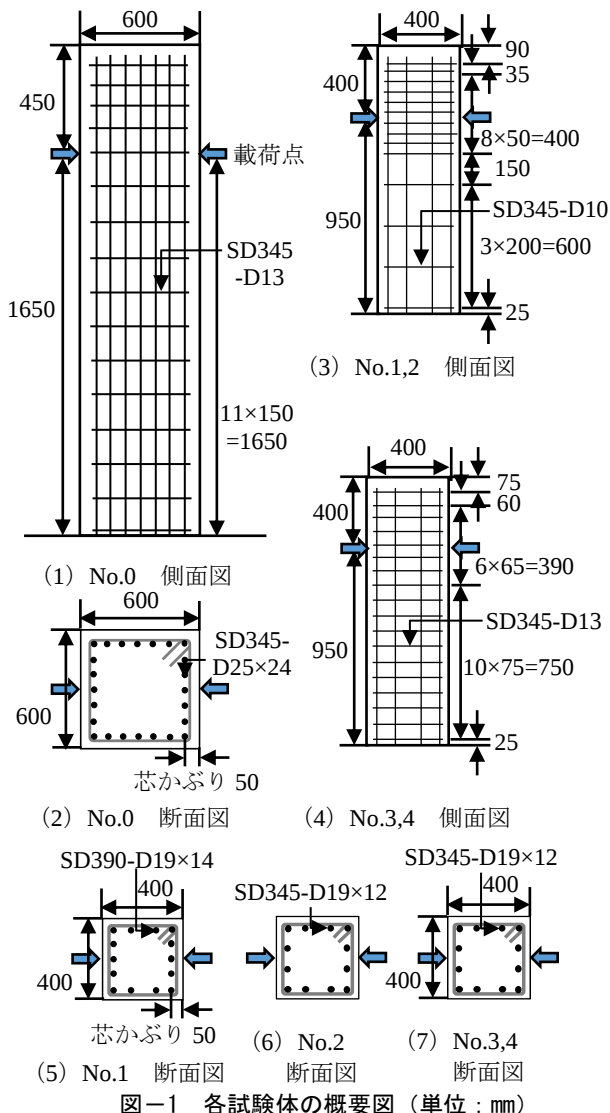
1N/mm²、耐力比は0.92である。No.1~4は当該橋台のせん断スパン比2.63と近い2.71とし、柱断面寸法は400mm×400mm、せん断スパンは950mmとした。

正負交番載荷試験装置の側面図を図-2に示す。試験は鉛直ジャッキにより軸力を作用させた状態で水平方向に交番載荷した。No.0,3,4では柱基部における最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料試験結果から定めた降伏ひずみに達したときの水平変位（以下、降伏変位）を1δyとし、1δyまでは荷重制御で載荷を行い、2δy以降は降伏変位の整数倍の変位を変位制御で載荷を実施した。一方、No.1,2ではせん断破壊となる載荷ステップと耐力低下を詳細に確認するため、降伏ひずみの半分のひずみに達したときの変位を0.5δyとして載荷し、4δyまでは0.5δy刻みで、最大荷重を下回った5δy以降は1.0δy刻みで載荷を実施した。また、載荷速度は0.3mm/s以下である。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

各試験体の降伏時、最大荷重時、損傷進展時、試験実



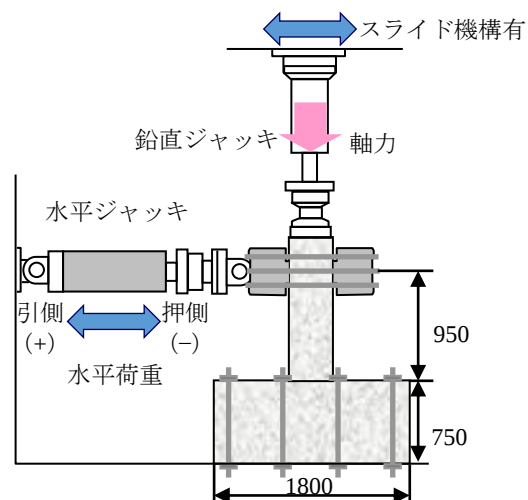
施後に可能な範囲でコンクリートの脆弱部を撤去した時点（以下、試験終了後）における載荷側面の損傷状況の写真を図-3に示す。各試験体の格子線は1辺100mmである。図中の赤丸は圧壊によるかぶりコンクリートの剥離を示す。

No.0では1δy載荷途中に斜めひび割れが多数発生した。4δyで卓越した斜めひび割れの幅が拡大するとともに、柱基部付近のかぶりコンクリートが剥落した。試験終了後は軸方向鉄筋に囲まれた内側のコンクリート（以下、コアコンクリート）が40mm程度の大きさに破碎したが、軸方向鉄筋のはらみ出しや帯鉄筋の閉合フックの外れ・破断はなかった。

No.1では1δyで高さ約800mmまでの範囲に数本の斜めひび割れが発生したが、斜めひび割れの本数はNo.0と比べて少なかった。これは軸力の増加に伴い、ひび割れの分散が抑制されたためと考えられる。最大荷重の1.5δyで柱基部と載荷点を結ぶ斜めひび割れ幅が拡大し、2δyでX字状の斜めひび割れに沿ってずれるような挙動が見られた。3δyで斜めひび割れにより損傷した載荷面のかぶりコンクリートが剥落した。試験終了後ではコアコンクリートが100mm程度の大きさに破碎しており、軸方向鉄筋のはらみ出しや帯鉄筋の閉合フックの外れ・破断が見られた。

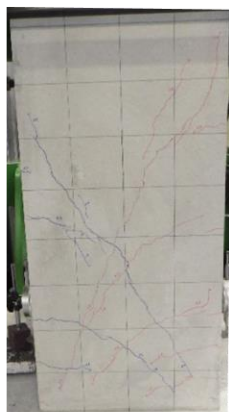
No.2では1δyで高さ約500mmまでの範囲に数本の斜めひび割れが発生した。最大荷重の2δyで斜めひび割れが高さ約600mmまでの範囲に進展した。4δyで斜めひび割れが高さ約800mmまでの範囲に達するとともに、No.1と同様の挙動が見られた。5δyで載荷面のかぶりコンクリートが剥落した。試験終了後はコアコンクリートが概ね残存していたが、軸方向鉄筋のはらみ出しと帯鉄筋の破断が見られた。

No.3では1δyで引張縁を起点に曲げひび割れが高さ約600mmまでの範囲に発生した。5δyで斜めひび割れが高

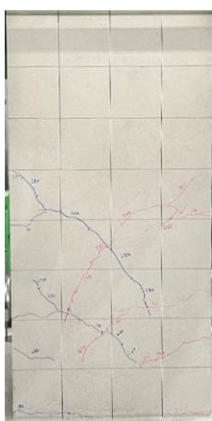




No.0



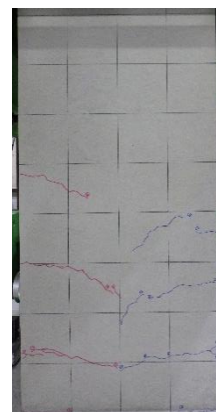
No.1



No.2
(1) 降伏時 (1 δ y)



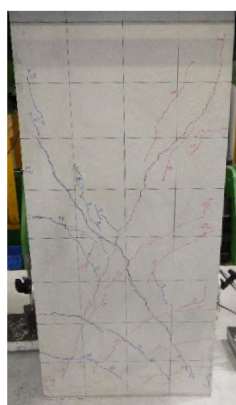
No.3



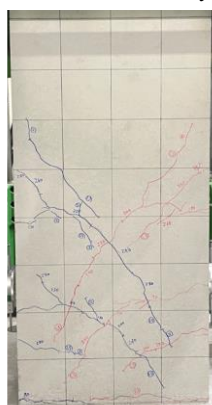
No.4



No.0 (2 δ y)



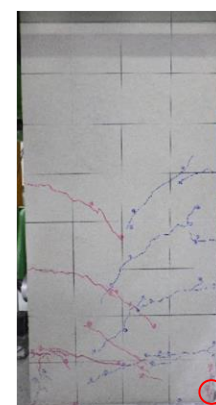
No.1 (1.5 δ y)



No.2 (2 δ y)
(2) 最大荷重時



No.3 (7 δ y)



No.4 (3 δ y)

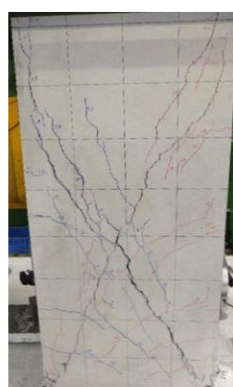
剥離

剥離

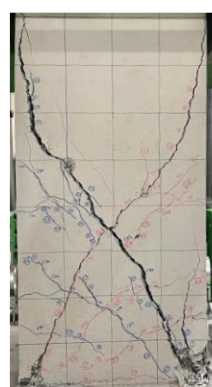


No.0 (4 δ y)

剥離



No.1 (2 δ y)



No.2 (4 δ y)
(3) 損傷進展時



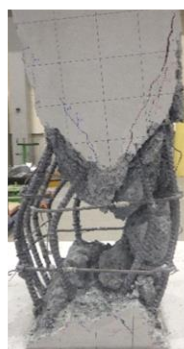
No.3 (12 δ y)



No.4 (10 δ y)



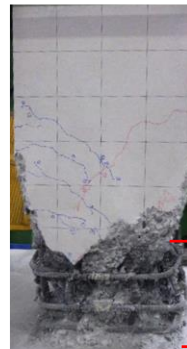
No.0



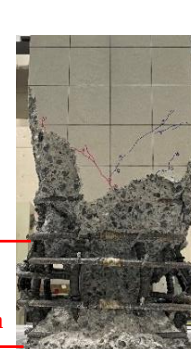
No.1



No.2



No.3



No.4

損傷
範囲
250mm

(4) 試験終了後

※各写真の左が引側 (+) 載荷方向, 右が押側 (-) 載荷方向

図-3 各試験体の載荷側面の損傷状況

さ約 300mm までの範囲に発生するとともに、軸方向鉄筋に沿って圧壊によるかぶりコンクリートの鉛直ひび割れ（以下、縦ひび割れ）が生じた。最大荷重の 7 δ_y では柱基部付近で載荷面のかぶりコンクリートが剥離し、12 δ_y で高さ約 500mm までの範囲に剥落が進展した。試験終了後は軸方向鉄筋のはらみ出しが確認されたが、帯鉄筋の閉合フックの緩み・外れ・破断はなかった。

No.4 では 2 δ_y まで No.3 と同様の損傷を示し、最大荷重の 3 δ_y では柱基部付近で載荷面のかぶりコンクリートが剥離した。10 δ_y で高さ約 400mm までの範囲に剥落が進展した。試験終了後は軸方向鉄筋のはらみ出しと帯鉄筋の閉合フックの緩みが確認された。試験終了後における No.3,4 の損傷範囲はいずれも高さ約 250mm までの範囲であった。両者のコアコンクリートは残存しており、その体積は No.3 に比べ No.4 の方が少なかった。

3.2 軸力と変形性能の関係

実験結果の一覧を表-2 に示す。P_{ye}, P_{yc}, P_{maxc},

P_{maxc} はそれぞれ降伏荷重の実験値および計算値、最大荷重の実験値および計算値である。P_{maxc} について、No.0~2 ではせん断耐力 V_u, No.3,4 では最大せん断力 V_{mu} とした。また、計算値の算出にはそれぞれの材料強度試験値を用いている。ここで、終局変位 δ_u は最大荷重以降において降伏荷重 P_{yc} を下回ったときの変位量、じん性率 μ は終局変位 δ_u を降伏変位 δ_y で除した値とする。

各試験体の水平荷重と水平変位との関係およびそれらの包絡線をそれぞれ図-4、図-5 に示す。図-4 の縦軸は軸力と水平変位によって発生する付加モーメントを考慮した水平荷重 P' であり³⁾、赤丸は最大荷重が発生した載荷ステップを示す。図-5 の横軸は水平変位 δ_h を降伏変位 δ_y で除し、縦軸は水平荷重 P' を降伏荷重 P_{yc} で除して無次元化している。

図-4 より、No.0~2 は曲げ降伏後のせん断破壊となった。図-3,4 より、軸力 1N/mm² の No.0 は 4 δ_y 、軸力 3N/mm² の No.1,2 はそれぞれ 2 δ_y , 4 δ_y 載荷途中で斜めひ

表-2 実験結果

試験体 No.	降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)			降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ δ_u/δ_y
	実験値 P _{ye}	計算値 P _{yc}	P _{ye} /P _{yc}	実験値 P _{maxc}	計算値 P _{maxc} [*]	P _{maxc} /P _{maxc}			
0	653.1	575.0	1.14	783.6	670.1	1.17	13.0	45.5	3.5
1	371.6	305.7	1.22	401.5	279.3	1.44	8.29	14.9	1.8
2	282.5	233.0	1.21	318.8	258.6	1.23	5.90	21.8	3.7
3	267.4	223.7	1.20	319.2	268.9	1.19	4.73	55.8	11.8
4	382.1	321.6	1.19	439.7	353.6	1.24	4.91	49.0	10.0

※No.0~2 では P_{maxc} = V_u, No.3,4 では P_{maxc} = V_{mu}

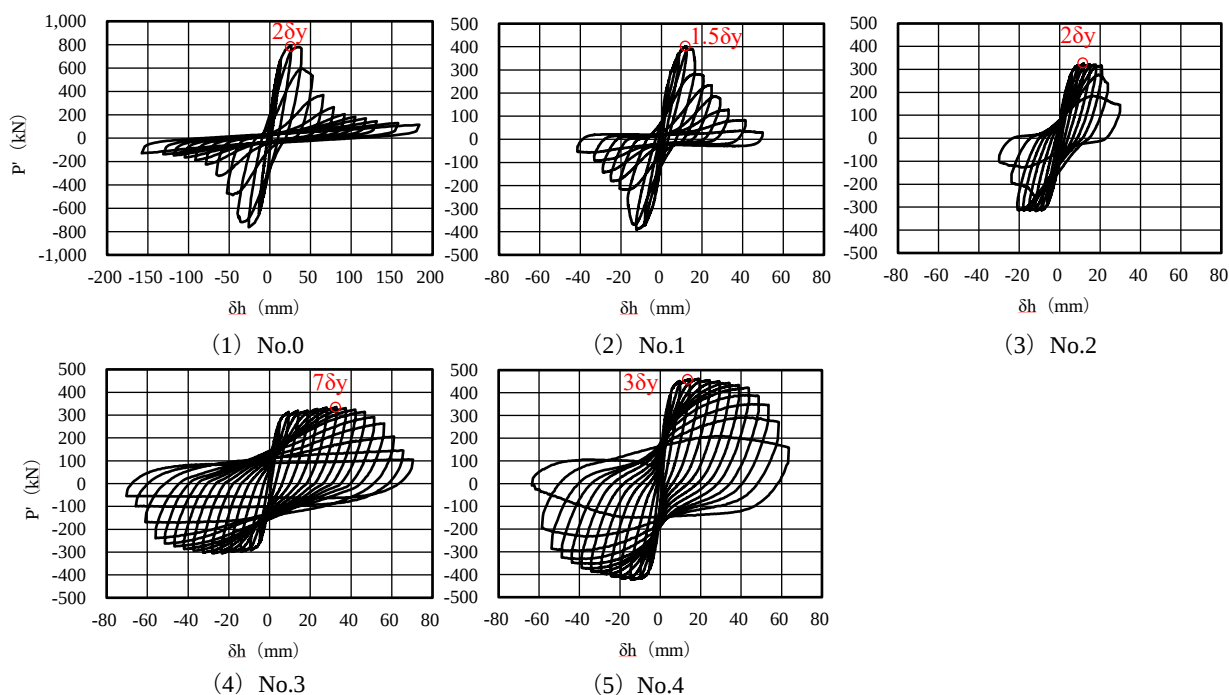


図-4 水平荷重-水平変位関係

び割れが卓越してせん断破壊し、荷重が急激に低下した。図-5より、軸力 3N/mm^2 の No.1,2 では、耐力比が小さい No.1の方が早い荷重ステップで最大荷重に達して荷重低下した。また、耐力比がほぼ等しい No.0,2 では、軸力に違いがあるものの荷重低下した荷重ステップはほぼ等しかった。図-5において、No.0とNo.1,2の荷重低下の割合を比較すると、両者の割合に大きな差は見られなかった。荷重低下割合の増加は軸力による荷重低下の割合を意味するが、曲げ降伏後のせん断破壊型では、柱部材の変形性能に関して軸力の増加に伴う明確な違いは見られなかった。

図-4、図-5より、No.3,4は曲げ破壊となった。軸力 3N/mm^2 の No.3は最大荷重の $7\delta y$ から緩やかに荷重低下するのに対し、軸力 8N/mm^2 の No.4は最大荷重が $3\delta y$ と

早い段階で達して、 $3\delta y$ 以降は No.3 と同様に緩やかに荷重低下した。No.3,4ではそれぞれ最大荷重の $7\delta y$, $3\delta y$ でコンクリートの圧壊による剥離が見られたことから、断面欠損に伴い荷重低下が生じたと考えられる。

軸力とじん性率の関係を図-6に示す。横軸は作用軸力 N' を釣合い軸力 N_b' で除して無次元化している。なお、参考として津吉ら⁶⁾の結果を掲載した。なお、既存試験体⁹⁾の諸元について、軸力比 0.1 (軸力 1N/mm^2) および 0.4 (軸力 5.9N/mm^2) の試験体は、柱断面寸法が $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ 、せん断スパンが 1150mm 、せん断スパン比が 3.19、耐力比が 1.4 であり、軸力比 0.7 (軸力 9.8N/mm^2) の試験体は柱断面寸法が $300\text{mm}\times 300\text{mm}$ 、せん断スパンが 950mm 、せん断スパン比が 3.65、耐力比が 1.5 の補強試験体である。本研究では軸力を 3N/mm^2 から 8N/mm^2

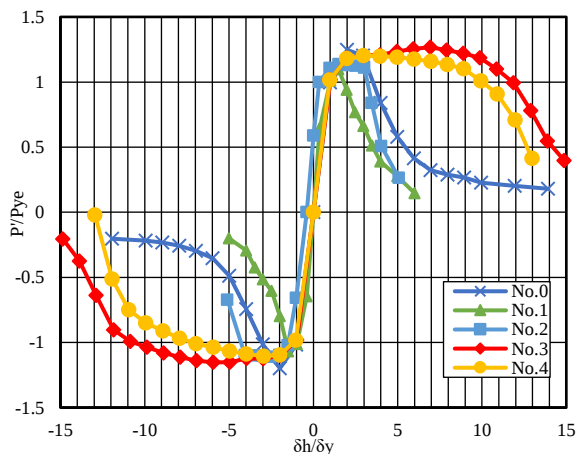


図-5 水平荷重-水平変位関係の包絡線

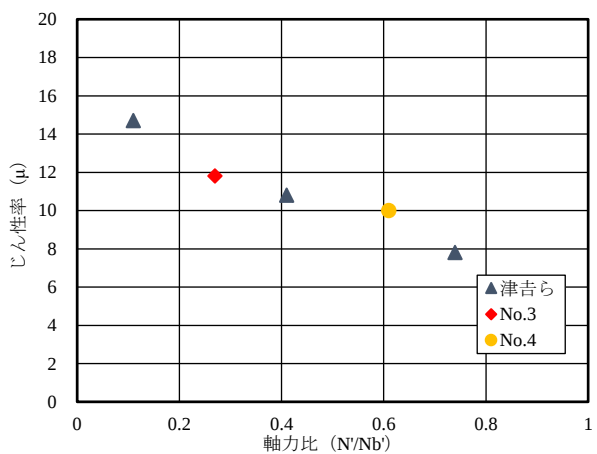


図-6 軸力とじん性率の関係

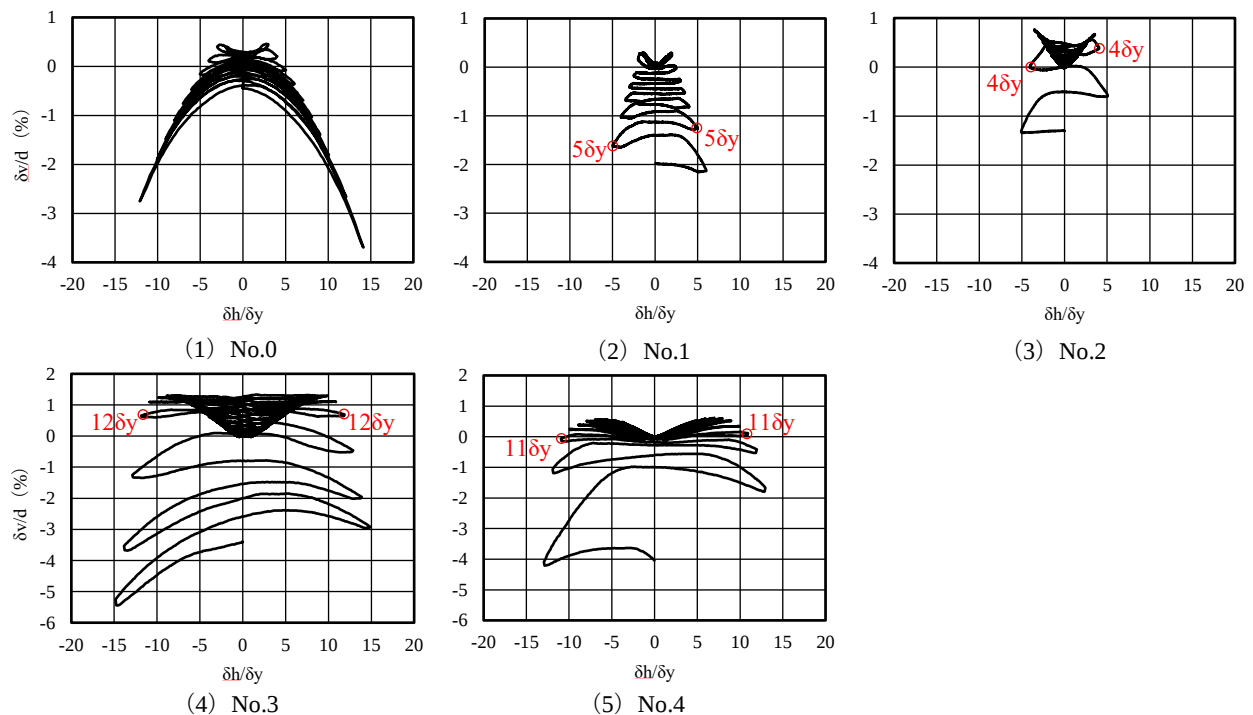


図-7 水平変位-鉛直変位関係

に増加させた場合にじん性率が2程度低下しており、じん性率が低下する傾向は津吉ら⁹⁾の結果と概ね一致するものであった。以上より、曲げ破壊型では、軸力の増加に伴い、変形性能が低下することを確認した。

3.3 軸力と鉛直沈下挙動の関係

各試験体の水平変位と鉛直変位との関係およびそれらの包絡線をそれぞれ図-7、図-8に示す。図-7の縦軸は鉛直変位 δv を有効高さ d で除した百分率により無次元化している⁷⁾。図-7の赤丸は鉛直沈下の増加割合が直前の割合に比べ大きくなった(以下、急増した)載荷ステップを示す。なお、No.0では鉛直沈下の増加割合が一定であったため、赤丸を省略している。

図-8より、No.0-2では、それぞれの最大荷重である $2\delta y$ 、 $1.5\delta y$ 、 $2\delta y$ までほぼ等しい割合で上向きの鉛直変位(以下、伸び量)が増加し、柱部材が伸び上がる挙動を示した。図-7、図-8より、軸力 1N/mm^2 のNo.0は $3\delta y$ 以降にほぼ一定の割合で下向きの鉛直変位(以下、鉛直沈下量)が増加した。軸力 3N/mm^2 のNo.1は $2\delta y$ 以降にほぼ一定の割合で鉛直沈下し、 $5\delta y$ 以降で鉛直沈下量が急増した。これは、No.0に比べ帯鉄筋量が少ないため、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する水平方向の拘束力が小さくなり、鉛直沈下量が増加したものと考えられる。軸力 3N/mm^2 のNo.2はNo.1と同様に帯鉄筋量が少ないことに起因して $4\delta y$ 以降で鉛直沈下量が急増したと考えられる。以上より、曲げ降伏後のせん断破壊型では、軸力の増加に伴い、最大荷重以降の鉛直沈下量が増加する傾向を示した。

No.3,4では、それぞれの最大荷重である $6\delta y$ 、 $3\delta y$ までほぼ等しい割合で伸び量が増加した。軸力 3N/mm^2 のNo.3は $10\delta y$ で鉛直沈下が生じるのに対し、 8N/mm^2 のNo.4は $4\delta y$ 以降における伸び量の増加が緩やかとなり、 $7\delta y$ で鉛直沈下に転じる。No.3は $12\delta y$ 、No.4は $11\delta y$ の終局変位以降から両者の鉛直沈下量が急増した。これは3.2で示したように、軸力の増加に伴い、コンクリートの圧壊による損傷が卓越し、断面欠損および軸方向鉄筋

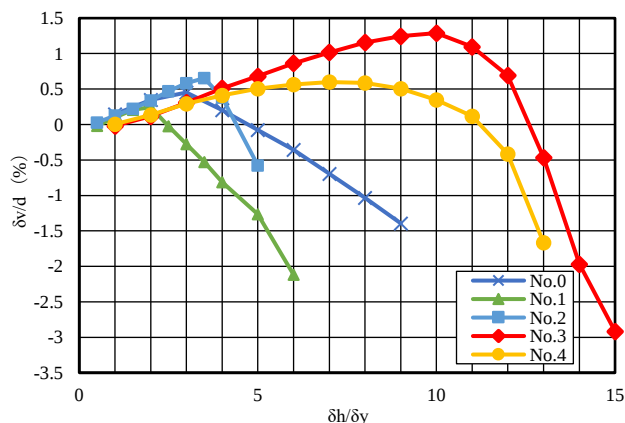


図-8 水平変位(引側)ー鉛直変位関係の包絡線

のはらみ出しが生じたためと考えられる。以上より、曲げ破壊型では、軸力の増加に伴い、損傷が卓越した終局変位以降に鉛直沈下量が急増する傾向を示した。

4. まとめ

今回、 $a/d=2.7$ 、 $f_c=28.8\sim 34.7\text{N/mm}^2$ において、耐力比 $0.8\sim 1.8$ で軸力 3N/mm^2 、耐力比 1.6 で軸力 8N/mm^2 の試験体を用いて正負交番載荷試験を行った。また、 $a/d=3.0$ 、 $f_c=29.2\text{N/mm}^2$ 、軸力 1N/mm^2 の既存試験体⁵⁾を踏まえ、以下の知見を得た。

- ①耐力比が 0.9 程度の試験体では、軸力を 1N/mm^2 から 3N/mm^2 に増加させた場合、最大荷重以降の鉛直沈下量が増加する傾向を示した。また、ひび割れの発生本数が減少してX字状の斜めひび割れが卓越するものの、両者の変形性能に違いは見られなかった。
- ②耐力比が 1.6 程度の試験体では、軸力を 3N/mm^2 から 8N/mm^2 に増加させた場合、損傷が卓越した終局変位以降に鉛直沈下量が急増した。また、コンクリートの圧壊が卓越し、変形性能は低下する結果となった。

参考文献

- 1) 小野寺周, 西村脩平, 田附伸一: 2022年福島県沖地震で被災した2層RCラーメン橋台の復旧後の耐震性能, 第43回土木学会地震工学研究発表会, A21-223, 2023.9
- 2) 齋藤貴, 中根理, 相沢文也: 地下駅中柱の耐震性能について, SED, No.10, pp.110-117, 1998.5
- 3) 山下知之, 渡邊雄二, 山本一敏: 軸力保持に着目した高軸力下のRC中柱の変形性能に関する実験, 土木学会第57回年次学術講演会, V-099, pp.197-198, 2002.9
- 4) 岡西努, 香取慶一, 林静雄, 黒正清治: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集 No.461, pp.65-74, 1994.7
- 5) 松本浩一, 幸田和明, 石川健一, 加藤健二, 小林寿子, 築嶋大輔: 部材途中で補強を省略する高架橋柱の合理的耐震補強方法の開発, SED, No.32, pp.90-99, 2009.7
- 6) 津吉毅, 石橋忠良, 小林将志, 田附伸一: 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強方法に関する研究, 土木学会論文集 No.662/V-49, pp.205-216, 2000.11
- 7) 小林将志, 石橋忠良, 下村匠: 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を広げて配置した補強RC柱の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2, Vol.71, No.2, pp.135-148, 2015