

論文 せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート部材の変形性能に関する実験的研究

水野 光一朗*1・小林 將志*2

要旨: せん断スパン比が小さい鉄筋コンクリート部材は、せん断スパン比が大きい部材と変形性能が異なる
とされている。しかし、せん断スパン比が小さい部材の地震時挙動を模擬した実験的な研究は少ない。そこ
で、本研究では実物大の試験体を用いて静的正負交番載荷試験を行い、せん断スパン比が小さい RC 部材の
損傷の進展過程や変形特性を把握し、検討を行った。その結果、せん断スパン比が小さい部材でも部材は曲
げ降伏し、最大点、終局点を経て、じん性を有することを確認するとともに、部材の軸方向鉄筋が降伏する
時点ではせん断スパン比が小さいほど部材の変位に占めるせん断変形の影響が大きいことを定量的に示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, せん断スパン比, 変形性能, 静的正負交番載荷試験

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という）構造物は、部材の性能に応じて地震により損傷を受ける。そのため、ラーメン高架橋の柱部材をはじめとして RC 部材の地震時の変形性能については、多くの研究^{例えば 1), 2)}が行われ、これらの研究成果をもとにした部材の変形性能の算定方法が示されている^{例えば 3), 4)}。

せん断力を受ける部材の支点から載荷点までの距離（以下、せん断スパン a という）と有効高さ d の比であるせん断スパン比（以下、 a/d という）が $a/d \leq 1.5$ 程度と小さい RC 部材については、 a/d が大きい部材と変形性能が異なることが指摘されている^{1), 3)}。 a/d が小さい RC 柱部材は、盛土構造から高架橋に構造が変化する取り付け部等に設けられることがある。しかし、 a/d が小さい低せん断スパン比の部材を対象とした変形性能に関する研究は少ない^{5), 6)}。また、せん断スパン比の小さい部材の変形は、曲げ変形が支配的ではなくなるため、せん断変形の影響が大きくなる⁷⁾。しかし、RC 部材の軸方向鉄筋が降伏した後の変形性能について、せん断変形の影響を定量的に示した研究は少ない⁵⁾。さらに、実物大の鉄道構造物を模擬した試験体を用いた静的正負交番載荷試験による実験的研究は無いように思われる。

以上を背景に、本研究では、 a/d の小さい RC ラーメン

高架橋の柱部材をモデル化したほぼ実物大の試験体を用いて静的正負交番載荷試験を行い、低せん断スパン比の柱部材の損傷の進展過程を観察し、変形特性について考察する。また、実験結果について考察を行い、せん断スパン比が小さい部材の変形性能におけるせん断変形の影響について示す。

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

試験体の諸元および形状を表-1および図-1に示す。試験体は、鉄道 RC ラーメン高架橋の柱部材をほぼ実物大でモデル化し、載荷位置を変化させることで、 a/d をパラメータとして、3 体を製作した。それぞれに使用したコンクリートの圧縮強度試験の結果を表-1に、鉄筋の引張試験の結果を表-2に示す。なお、表-1の曲げせん断耐力比の算出において、 a/d の効果および側鉄筋の影響を考慮してせん断耐力 V_y を算出した³⁾。

2.2 載荷方法および計測項目

載荷装置の概要を図-2に示す。水平方向に載荷した際の柱の軸方向鉄筋のひずみを計測し、軸方向鉄筋が初降伏した時の載荷点位置の水平変位を降伏変位 δ_y として、 δ_y の整数倍で変位制御にて繰返し漸増載荷を行った。各サイクルでの繰返し回数は 1 回とした。軸方向圧縮力は、一般の鉄道 RC 橋脚における死荷重の軸方向圧縮力

表-1 試験体の諸元

試験体名称	せん断スパン a [mm]	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋 (最外縁)	側方鉄筋 (片側)	帯鉄筋 (鉄筋径・間隔[mm]・組数)	引張鉄筋比 p_t [%]	帯鉄筋比 p_w [%]	コンクリート圧縮強度		曲げせん断耐力比 $V_y \times a / M_u$
								柱 [N/mm ²]	フーチング [N/mm ²]	
P-4	465	0.75	D22-7 本	D22-5 本	D13ctc90 × 1 組	0.62	0.40	23.9	32.0	0.93
P-1	620	1.00						27.4	39.3	1.06
P-2	930	1.50						26.8	32.1	1.19

*1 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 博 (工) (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 課長 工修 (正会員)

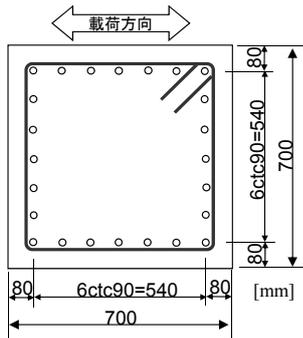


図-1 試験体の断面図

表-2 鉄筋の引張試験の結果

鉄筋種別	引張降伏強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
D22・SD345	378	194
D13・SD345	392	186

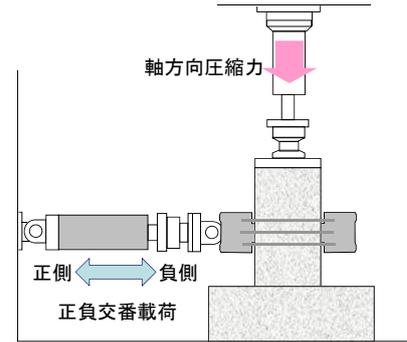


図-2 荷装置の概要

を想定(例えば1), 8) し, 0.98N/mm^2 (480.2kN)と一定とした。

計測項目は, 水平変位, 軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ, 軸方向鉄筋の拔出量, ひび割れ状況等とした。図-3に軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみの計測位置の例を示す。軸方向鉄筋のひずみゲージは, 複数の軸方向鉄筋に分けて貼付することにより, 付着力が低下しないように配慮した。また, 軸方向鉄筋の拔出は, 柱基部の位置の軸方向鉄筋に計測用ワイヤーを固定し, ワイヤーをステンレス管とゴムチューブで防護した。

3. 実験結果

3.1 試験体の損傷状況

各試験体は, 水平方向の荷により損傷が進展した。それぞれの損傷の進展状況について以下に記す。

なお, 本研究では, RC 部材の変形性能を評価する点として, 部材の軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する時点である Y 点(曲げ降伏点)ならびに, 部材が最大の水平抵抗荷重に到達した後に, 部材の水平変位が降伏荷重を維持する最大の変位に達する時点である N 点(終局点)に着目した⁴⁾。

(1) P-4 (a/d=0.75)

P-4 試験体の Y 点および N 点の状況を写真-1および写真-2に示す。なお, 各点の状況は, それぞれの状態に到達する荷ステップの終了時の写真を掲載している。

水平方向の荷により, まず, 柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが生じた。そして, 荷点から圧縮側の柱基部の対角ラインに沿う斜めひび割れが生じた。その後, 荷重の増加とともに, 荷点下側に新たに水平および斜めひび割れを生じ, さらに荷重が大きくなると, 斜めひび割れが伸展し, 柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。

$2\delta_y$ のサイクルでは, 対角ライン付近の斜めひび割れの本数が徐々に増加するとともに, ひび割れの幅が拡大した。また, 柱基部付近で, コンクリート表面が剥離するような微細ひび割れが発生した。負側の荷において, 斜めひび割れの幅が拡大している範囲で帯鉄筋が降伏し,

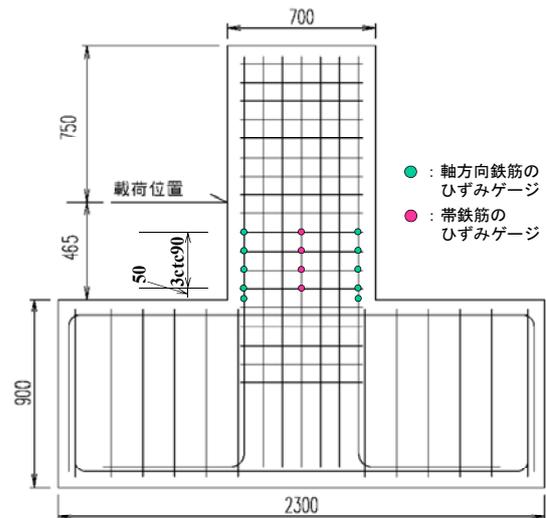


図-3 ひずみゲージの貼付位置の例 (P-4)

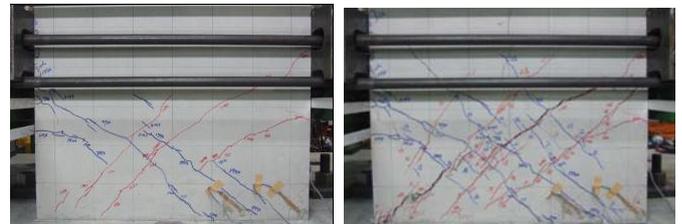


写真-1 Y点での状況(P-4) 写真-2 N点での状況(P-4)

荷重が低下した。なお, $2\delta_y$ の正側の荷が最大荷重となった。

その後, 交番荷により, 斜めひび割れが交差する箇所, かぶりコンクリートの剥離を生じ, その後の繰返し荷により, かぶりコンクリートの剥落を生じた。荷中, 対角ラインに沿う斜めひび割れが大きく発達して広がったが, さらに荷が進んでも部材全体がずれるような挙動とはならなかった。また, 曲げ変形が支配的な部材に生じるような明確な回転中心は確認し難い状況であった。斜めひび割れに沿って部材の損傷が進展し, 徐々に荷重が低下した。その結果, 軸方向鉄筋の顕著な変形は見られず, 軸方向圧縮力を保持している状況であった。

荷終了後, 軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの観察を行ったところ, 斜めひび割れが貫通していたもの

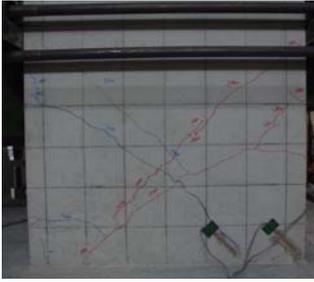


写真-3 Y点での状況(P-1)

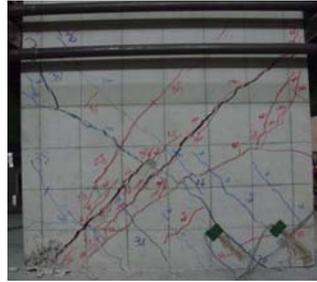


写真-4 N点での状況(P-1)

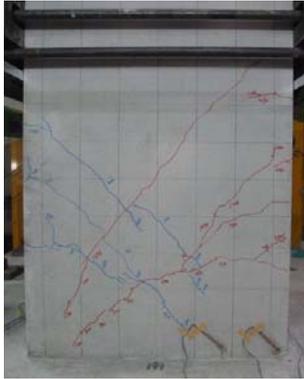


写真-5 Y点での状況(P-2)

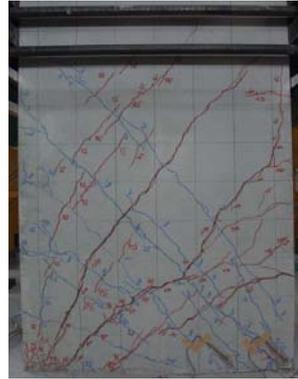


写真-6 N点での状況(P-2)

の、ひび割れ面の上下では、コアコンクリートが軸方向鉄筋の外側に突出するような状況ではなかった。また、繰返し載荷による断面の欠損も顕著ではなかった。

(2) P-1 ($a/d=1.00$)

P-1 試験体の Y 点および N 点の状況を写真-3 および写真-4 に示す。水平方向の載荷により、まず、柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが生じた。そして、部材高さの中央部付近より水平方向のひび割れおよび斜めひび割れがほぼ同時に生じた。その後、載荷点から圧縮側の柱基部の対角ラインに沿う斜めひび割れが新たに生じた。荷重がさらに大きくなると、斜めひび割れが伸展し、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。

$2\delta_y$ のサイクルでは、対角ライン付近の斜めひび割れの本数が徐々に増加するとともに、ひび割れの幅が拡大した。また、柱基部付近で、コンクリート表面が剥離するような微細ひび割れが発生した。負側の載荷において、斜めひび割れの幅が拡大している範囲で帯鉄筋が降伏した。なお、 $2\delta_y$ の正側の載荷が最大荷重となった。

その後、対角ラインに沿う斜めひび割れが大きく発達して広がり、斜めひび割れが交差する箇所がかぶりコンクリートの剥離および剥落を生じた。その後の繰返し載荷により、ひび割れ幅が広がった斜めひび割れに沿って損傷が進展し、徐々に荷重が低下した。P-4 と同様に、載荷が進んでも部材全体がずれるような挙動とはならなかった。また、曲げ変形が支配的な部材に生じるような明確な回転中心は確認し難い状況であり、斜めひび割れに沿って部材の損傷が進展し、徐々に荷重が低下した。

軸方向鉄筋の顕著な変形は見られず、軸方向圧縮力を保持している状況であった。

載荷終了後、軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの観察を行ったところ、斜めひび割れが貫通し、大きなひび割れを生じていた。斜めひび割れが交差する範囲の外側の一部のコアコンクリートが紛体化していたものの、コアコンクリートの大部分は軸方向鉄筋の内側に保持されていた。

(3) P-2 ($a/d=1.50$)

P-2 試験体の Y 点および N 点の状況を写真-5 および写真-6 に示す。水平方向の載荷により、まず、柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが生じた。そして、基部付近より水平方向の曲げひび割れを生じた。その後、水平ひび割れが斜めひび割れに伸展し、載荷点から圧縮側の柱基部の対角ラインに沿う斜めひび割れも新たに生じた。さらに荷重が大きくなると、斜めひび割れが伸展し、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。P-4 および P-1 と比較して、水平方向のひび割れが多く発生した。

$2\delta_y$ のサイクルでは、対角ライン付近の斜めひび割れの本数が徐々に増加するとともに、ひび割れの幅が拡大し、伸展した。 $3\delta_y$ の正側のサイクルで、柱基部でコンクリート表面に微細ひび割れが発生し、圧縮側の柱基部でかぶりコンクリートが剥離した。その後の繰返し載荷により、ほぼ対角ラインに沿った形で載荷点から柱基部へと伸びる斜めひび割れが大きく発達して広がった。斜めひび割れの幅が拡大している範囲で帯鉄筋が降伏した。なお、 $3\delta_y$ の正側の載荷が最大荷重となった。

その後の繰返し載荷により、斜めひび割れが交差する箇所がかぶりコンクリートの剥離および剥落を生じた。P-2 では、斜めひび割れに沿ってずれるような挙動が P-4 および P-1 と比較してもさらに小さかった。また、曲げ変形が支配的な部材に生じるような明確な回転中心は確認し難い状況であり、斜めひび割れに沿って部材の損傷が進展し、緩やかに荷重が低下した。軸方向鉄筋の顕著な変形は見られず、軸方向圧縮力を保持している状況であった。

載荷終了後、軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの観察を行ったところ、斜めひび割れが貫通し、大きなひび割れを生じていたが、繰返し載荷による断面の欠損は顕著ではなかった。

3.2 荷重と水平変位の関係

各試験体の載荷点位置の荷重と水平変位の関係を図-4 に示す。また、両軸をそれぞれ降伏荷重と降伏変位で除して、単位化した荷重と水平変位の関係を図-5 に示す。さらに、各試験体が降伏荷重を維持できる水平変位である終局変位 δ_n と降伏変位 δ_y との比であるじん性

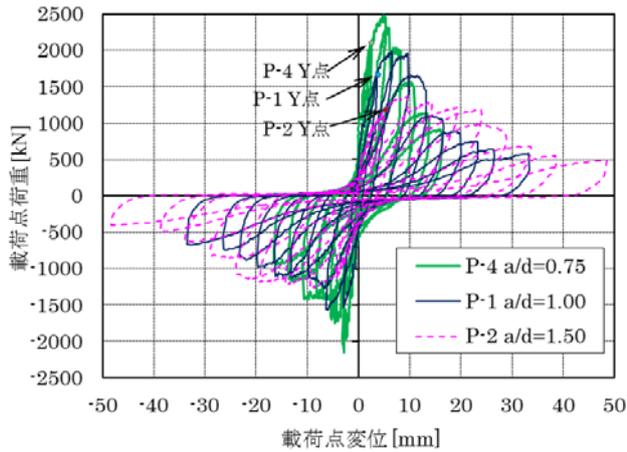


図-4 載荷点での荷重と変位の関係

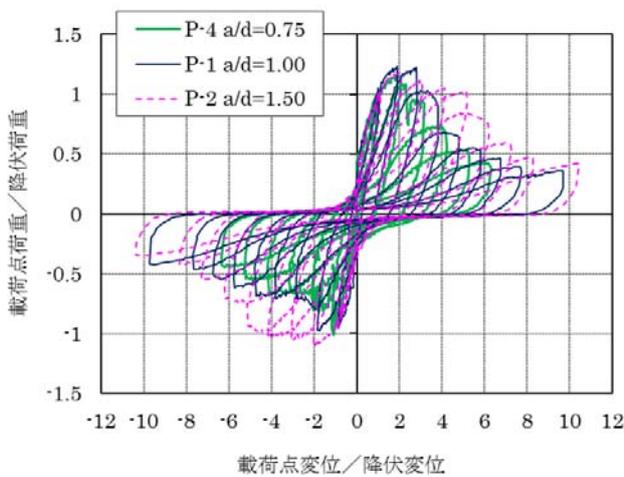


図-5 単位化した載荷点での荷重と変位の関係

表-3 各試験体のじん性率

試験体 名称	降伏変位 δ_y [mm]	終局変位 δ_n [mm]		じん性率 μ_{exp}	
		正	負	正	負
P-4	2.59	7.21	2.81	2.78	1.08
		正	負	正	負
P-1	3.44	11.9	6.78	3.44	1.97
		正	負	正	負
P-2	4.65	22.1	22.0	4.75	4.72
		正	負	正	負

率 μ_{exp} を算出し、表-3に示した。なお、表-3に示す降伏変位 δ_y は、正側および負側の降伏変位の平均値である。

図-4および図-5より、各試験体ともに、軸方向鉄筋が降伏し、最大の水平抵抗荷重に到達した後に、部材の水平変位が降伏荷重を維持する最大の変位に達するという履歴となることがわかる。また、 a/d の違いにより、Y点に到達する水平荷重が大きく異なることがわかる。さらに、各試験体ともに帯鉄筋が降伏し、最大荷重となった後に荷重が徐々に低下する。P-4とP-1は同様の荷重低下の傾向を示した。P-2は両者と比較して緩やかな低下傾向を示した。

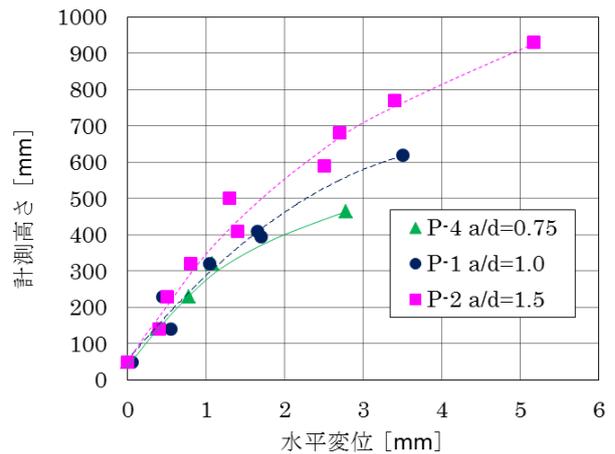


図-6 各試験体のY点での変位分布

表-3より、 μ_{exp} は表-1に示した曲げせん断耐力比に従って大きくなることわかる。

4. 考察

せん断スパン比 a/d の影響がせん断スパン比が小さいRC部材の変形性能に与える影響について考察するために、各試験体のY点およびN点での水平変位について分析を行った。

4.1 降伏変位 (Y点)

各試験体のY点での変位分布を図-6に示す。図-6より、 a/d により水平変位の分布形状が異なることがわかる。特に、各試験体の水平変位を400~500mmの範囲において同程度の高さで比較すると、 a/d が小さいほど、大きな変位となっていることがわかる。これは、図-4に示したように、 a/d が小さいほど降伏荷重が大きく、部材に作用するせん断力が大きいと考えられ、各試験体の降伏変位が部材のせん断変形により差が生じているためと推察される。

そこで、各試験体の降伏変位について、降伏変位を構成する成分に分けて、分析を行うこととした。RC部材の軸方向鉄筋が降伏する時点での変位 δ_y は、く体の曲げ変形による変位 δ_{y0} 、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{y1} 、およびく体のせん断変形による変位 δ_{y2} の総和により算定でき、式(1)により求めることができると思われる。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} + \delta_{y2} \quad (1)$$

ここに、 δ_y : 軸方向鉄筋が降伏する時点の変位

δ_{y0} : 軸方向鉄筋が降伏する時点のく体の曲げ変形による変位で、部材を軸方向に分割し、それぞれの断面で曲率を算定して部材軸方向に2階積分することにより算出する。

δ_{y1} : 軸方向鉄筋が降伏する時点のフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

表－４ 各試験体の Y 点における荷点変位

試験体 名称	降伏変位 δ_y [mm]	く体の 曲げ変位 δ_{y0} [mm]	拔出変位 δ_{y1} [mm]		せん断変形 による変位 δ_{y2} [mm]	せん断変形によ る変位の割合 δ_{y2} / δ_y	見かけのせん 断変形係数 G_b [kN/mm ²]	コンクリート のせん断弾性 係数 G [kN/mm ²]
			実験値	計算値				
P-4	2.78	0.41	0.68	0.61	1.76	0.63	1.37	10.4
P-1	3.50	0.71	0.67	0.79	2.00	0.57	1.28	11.0
P-2	5.18	1.58	1.47	1.19	2.41	0.47	1.12	11.1

δ_{y2} : 軸方向鉄筋が降伏する時点のく体のせん断変形による変位

計測された水平変位および式(1)により、 δ_y を構成する値を算出した。この結果を表－４に示す。なお、表中の降伏変位 δ_y は、正側の結果を用いた。また、拔出し変位の計算値は、文献3)および文献9)に示される方法にて算出した。

表－４より、拔出しによる回転変位について実験値と計算値を比較すると、実験値に若干のばらつきがあることがわかる。よって、く体のせん断変形による変位 δ_{y2} を算出するに当たっては、拔出しによる回転変位 δ_{y1} は計算値を用いることとした。ここで、表－４において、く体のせん断変形による変位 δ_{y2} について着目すると、せん断スパン比 a/d が小さくなるにつれて δ_{y2} が降伏変位 δ_y に占める割合が大きくなることがわかる。その値は、 $a/d=0.75$ においては63%程度、 $a/d=1.00$ においては57%程度、 $a/d=1.50$ においては47%程度である。これより、せん断スパン比が小さいRC部材の変形性能は、部材のせん断変形による変位が影響すると考えられる。

また、各試験体の水平変位は、せん断変形による変位が大きく、荷重が進むにつれてひび割れに沿ってく体の損傷が進展し、性能が徐々に低下するため、各荷重ステップの初荷重側となる正側の荷重時の水平荷重が大きくなると推察される。この傾向が図－４および図－５においても示されていると考えられる。

ここで、RC部材のせん断変形量は、せん断ひずみ γ を用いて、以下の式(2)、(3)、(4)により表した¹⁰⁾。

$$\gamma = dv / dx = Q / K_s \quad (2)$$

ここに、 γ : せん断ひずみ

dv : せん断変形量

dx : 部材長

Q : 部材に発生するせん断力

K_s : 見かけのせん断剛性

$$K_s = G_b \times F_s \quad (3)$$

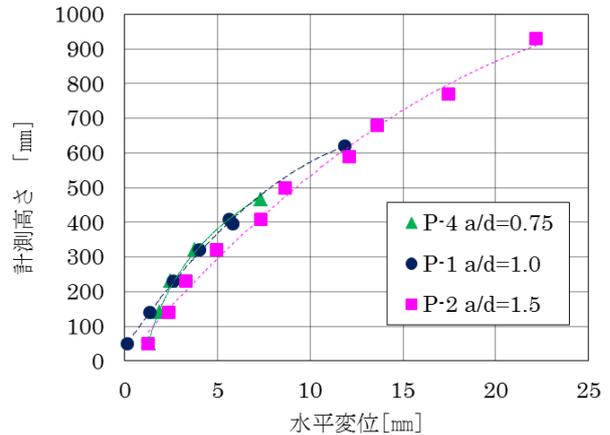
ここに、 G_b : 見かけのせん断変形係数

F_s : 矩形断面の形状係数

$$F_s = 5/6 \times A_c \quad (4)$$

ここに、 A_c : コンクリートの総断面積

今回の試験結果について、式(2)、(3)、(4)を適用し、 dv



図－７ 各試験体の N 点での変位分布

を δ_{y2} 、 dx を a 、 Q を降伏時の荷重として、各試験体の Y 点での見かけのせん断変形係数 G_b を算出した。この結果を表－４に示し、コンクリートの材料特性から求まるせん断弾性係数 G についても併せて示した。表－４より、今回の試験体の見かけのせん断変形係数は、せん断弾性係数 G の10%程度であることがわかる。これより、Y 点に到達するまでにひび割れが伸展し、せん断剛性が低下しているものの、部材が曲げ降伏する時点では、見かけのせん断剛性に大きな差がないと推察される。

4.2 終局変位 (N 点)

各試験体の N 点での変位分布を図－７に示す。図－７より、各試験体の変位分布は、部材高さの下部で若干の差があるものの、概ね一致していることがわかる。また、Y 点の分布形状と比較して、部材高さ方向に直線的な分布となっていることがわかる。このことは、図－４に示すように最大荷重に到達した後の N 点においても、部材に作用するせん断力に差があるが、変位分布の形状に大きな差を生じないことを示している。これより、N 点においては、Y 点とは異なり、部材の変位における曲げ変形の占める割合が大きく、相対的にせん断変形の占める割合が小さくなり、部材のせん断変形が部材の変位に与える影響は小さくなったと推察される。これより、各試験体の N 点での終局変位は、せん断変形による変位以外の変位成分の影響が大きいことが推察される。

5. まとめ

実物大の RC 柱部材を模擬した試験体を用いて静的正

負交番載荷試験を行い、せん断スパン比が小さい部材の変形性能について考察を行った。本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) せん断スパン比 a/d が小さい $a/d \leq 1.5$ となる本研究で対象とした部材においても、曲げせん断耐力比に応じて RC 部材は軸方向鉄筋が降伏する。そして、最大の水平抵抗荷重に到達した後に、部材の水平変位が降伏荷重を維持する最大の変位に達するという履歴となり、部材はじん性を有する。
- (2) 本実験のせん断スパン比が小さい RC 部材は、軸方向鉄筋が降伏した後に、斜めひび割れに沿って損傷が進展した。また、各試験体では、せん断スパン比が大きく曲げ変形が支配的な部材に生じるような明確な回転中心を確認し難い状況であった。
- (3) 載荷点の荷重と水平変位の関係より、せん断スパン比が小さい RC 部材は、最大荷重に到達した後に急激な荷重の低下を生じることはなく、徐々に変形性能が低下した。 $a/d=0.75$ と $a/d=1.00$ の試験体は、同様の荷重低下の傾向を示した。一方、 $a/d=1.50$ の試験体では、両者よりも荷重低下の傾向が緩やかであった。
- (4) a/d が小さい RC 部材の降伏変位は、く体のせん断変形による変位の影響が大きいと考えられる。本研究の範囲では、Y 点の降伏変位に占めるせん断変形による RC 部材の変位の割合は、 $a/d=0.75$ の部材では 63%程度、 $a/d=1.00$ の部材では 57%程度、 $a/d=1.50$ の部材では 47%程度であった。
- (5) N 点においては、Y 点とは異なり、部材の変位における曲げ変形の占める割合が大きく、相対的にせん断変形の占める割合が小さくなり、部材のせん断変形が部材の変位に与える影響は小さくなったと推察される。これより、各試験体の N 点での終局変位は、せん断変形による変位以外の変位成分の影響が大きいことが推察される。

参考文献

- 1) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, 第 390号, V-8, pp.57-66, 1988.2
- 2) 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, pp.31-45, 2001.8
- 3) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 1992
- 4) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999
- 5) 谷村幸裕, 楠本秀樹, 鈴木裕隆, 田所敏弥: せん断スパン比の小さい RC 部材の変形性能評価鉄道総研報告, Vol.18, No.4, pp.5-10, 2004.4
- 6) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990): 日本建築学会, 1990
- 7) Leonhardt, F. and Walther, R.: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung, DAFStb., H. 152, Berlin, W. Ernst u. Sohn, 1966
- 8) 石橋忠良, 中山弥須夫, 津吉毅: 帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態, 土木学会論文集, N0.676 / V-51, pp.13-18, 2001.5
- 9) 周札良, 二羽淳一郎, 岡村甫: マッシブなコンクリート中の異形鉄筋の付着モデル, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.45-52, 1983.10
- 10) F・レオンハルト著, 横道英雄監訳, 成井信, 上阪康雄, 石原重孝共訳: コンクリート構造の限界状態と変形, 鹿島出版会, pp.135-137, 1984