論文 帯鉄筋比の大きい RC 柱の地震時降伏変位算定法に関する研究

海原 卓也*1·小林 薰*2·石橋 忠良*3

要官: RC ラーメン高架橋柱や RC 橋脚において、阪神大震災級の地震に対して部材の耐震性能 を向上させるためには、より変形性能を大きくする必要がある。しかしながら、帯鉄筋を 多量に配置し、変形性能として部材のじん性率が 10 以上となる RC 柱の地震時変形性能は まだ明らかにされていない。

本研究は、帯鉄筋比が 0.6%以上となる RC 柱部材の交番載荷試験結果より、RC 柱の地 震時変形性能評価の基礎となる部材降伏時変位算定法を提案するものである。 キーワード:降伏変位、M.S.、RC 柱部材、帯鉄筋比、耐力比

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(以下、RC という)柱部 材の帯鉄筋配置方法には、変形性能の向上を目 的として太径鉄筋の使用や鉄筋間隔の短縮等が 行われている。既往の文献によれば、RC 柱部 材は帯鉄筋量を増加させることでじん性率が向 上し、交番荷重下においても安定した耐荷特性 を示すことが報告されている^{1) 2)}。

鉄道構造物における RC 柱の地震時変形量算 定方法としては、現在、文献[3]による算定方 法が用いられている。しかし本算定法に用いら れる変形性能の評価法は、帯鉄筋比(以下、ps という)が 0.6%以下の RC 柱供試体を用いた 実験結果¹⁾により与えられているため、これ 以上の ps が配置された RC 柱では別途検討が 必要となる。

筆者らはこれまでに ps が 0.6%以上の RC 柱 縮小供試体を用いて交番載荷試験を行い、供試 体の破壊形態や変形性能を確認している²⁾。本 文ではこの実験結果を踏まえて、ps が 0.6%以 上となる RC 柱部材の地震時変形性能評価の基 礎となる、降伏変位算定法を提案するものであ る。

2. 供試体形状および実験方法

2.1 供試体形状および諸元

供試体諸元を表-1に示す。

供試体は RC ラーメン高架橋柱の 1/2 縮小モデル を想定したものであり、柱基部はフーチンク に固定 し、フーチンク の 4 隅は PC 鋼棒を用いて実験装置 に固定している。供試体パラメータは、耐震性能に 影響すると思われるものを想定し、ps が 0.45 ~2.27%、軸方向鉄筋比 (pa) が 0.63~4.42%、 せん断スパン比 (a/d) が 3.19 を中心に 1.52~4.17、 耐力比 (Vyd/Vmu、Vyd:部材の設計せん断耐 力、Vmu:部材が曲げ耐力に達する時の部材 各断面のせん断力) が 1.55~4.18 としている。

供試体配筋図の一例を図-1 に示す。柱の軸 方向鉄筋(以下、主鉄筋という)は、フ-チンク 内 の定着長を 30 φ (φ:鉄筋径)以上設けてお り、かつ先端は直角フックとして鉄筋先端でのす べりが生じないように配慮している。

今回使用した材料は、コンクリートが呼び強度 27N/mm²の普通コンクリート、主鉄筋および帯鉄筋 は SD345 の D10~D22 までの異形棒鋼である。

*1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 課員(正会員)
*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 主席(正会員)
*3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 所長 工博(正会員)

-1171 ---

	断面寸法	有効高さ	せん断スパン比	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比	側鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋比	軸方向圧縮応力度	耐力比	
試験体No.	B×H	d			pa=As/(BH)		(径)-(組)(間隔)	ps	σ'_{no}	Vyd/Vmu	載荷パターン
	(mm)	(mm)	a/d	(径)×(本)	(%)	(径)×(本)	(間隔:mm)	(%)	(N/mm ²)		
I-1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc125	0.507	0.98	1.55	A
I -2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19x3	D13-1ctc 70	0.905	0.98	2.26	Α
I -3	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 40	1.584	0.98	3.42	A
Ⅱ — 1	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 90	0.704	0.49	2.46	A
Ⅱ-2	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 50	1.267	1.96	3.40	A
Ⅲ—1	400×600	550	2.09	D13×12	0.634	D13×3	D13-1ctc 90	0.704	0.98	3.92	A
Ⅲ-2	400×350	300	4.17	D22×16	4.424	D22×3	D13-1ctc 90	0.704	0.98	1.77	A
Ш-З	350×350	300	3.83	D19×16	3.742	D19x3	D16-1ctc 50	2.270	4.90	4.18	A
A 1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98	2.05	В
A 2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.52	В
A 3	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 70	0.905	0.49	2.94	В
A 4	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98	3.86	В
A 5	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc140	0.453	0.98	2.66	В
A 6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19x3	D13-1ctc 50	1.267	0.98	2.87	В
A 7	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19x3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.51	Α
A 8	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16x3	D13-1ctc120	0.528	0.98	1.98	В
A 9	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19x3	D16-1ctc 60	1.655	0.98	3.94	В
A 10	400×700	660	1.52	D19×18	1.842	D19×4	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.01	В
A 11	500×500	460	2.81	D19×16	1.834	D19×3	D13-1ctc 60	0.845	0.98	2.36	В
No.6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19x3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.56	В

表-1 供試体諸元

2.2 荷重載荷方法および測定項目

交番載荷試験に用いた実験装置を図-2 に示す。

供試体には実際のラーメン高架橋のスラブ等、上部 エによる鉛直荷重を想定して、軸方向応力度で 0.98N/mm²を中心に 0.49~4.90N/mm²の荷重を 鉛直ジャッキで載荷している。また水平荷重は最 大荷重 980kN のアクチュエーターにて交番載荷してい る。

正負交番載荷試験方法は、まず柱く体部分が 降伏するまでは、正側および負側の載荷とも荷 重制御により単調載荷している。降伏の定義は、 柱内の引張側鉄筋に貼付したひずみゲージの測 定値が、材料強度試験から定まる降伏ひずみに 達したときを降伏とした。また、このときの水 平荷重載荷点における供試体変位を降伏変位

(δy)、水平荷重を降伏荷重としている。な お本実験では、ひずみゲージの貼付位置が柱と7 - チンゲの接合面(以下、接合面という)を境に 50mm 程度上下に離している。このため実験時 においては、接合面近傍のいずれかのひずみゲ - ジの測定値が降伏ひずみに達したときを降伏 とした。

降伏以降の荷重載荷方法は変位制御により正







図-2 交番載荷試験装置

負交番載荷している。表-1 中の載荷パターン A は、2δy 以降の変位は降伏変位の偶数倍を正 負各1 サイクルずつ載荷し、水平荷重が低下した時 点から 1δy ずつ変位を増加させて正負各 3 サイ クルの載荷を行った。載荷パターン B は 2δy 以降 から 1δy ずつ変位を増加し、正負各 1 サイクルず つ載荷を行った。

載荷パターンをこのようにしたのは、当初パターン A で交番載荷したところ、10 δ y 以上の大変形 領域では主鉄筋が低サイクル疲労で破断することが あり、これが供試体の終局を支配する現象が生 じた。そこで後半の実験では、鉄筋の破断を防 止する目的でパターン B に変更した。各供試体の 荷重載荷パターンを表-1、図-3 に示す。

交番載荷試験は、水平荷重が降伏荷重の 70% 以下に低下するまで行った。

なお実験時の測定データは、糸式ゲージによる 供試体の水平変位量、ワイヤストレインゲージによる主 鉄筋および帯鉄筋のひずみである。

また本検討では、後述するデータ解析において 接合面の主鉄筋ひずみが降伏ひずみとなるとき の7-チング内ひずみ分布を解析的に定めており、 このときの接合面から-50mm 位置の主鉄筋ひ ずみと一致する実験時のひずみ測定値となると きの変位を降伏変位と定義した。次章以降の表 記は、解析時の降伏変位および降伏荷重をそれ ぞれδy'test、Py'test としている。

3. 実験結果

3.1 降伏荷重

実験結果から接合面の主鉄筋降伏ひずみを解 析的に同定したときの降伏荷重(Py'test)と、 あらかじめ計算した降伏荷重(Pycal)の関係 を図-4に示す。

ここで降伏荷重の計算値は、供試体の引張側 最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点 の荷重として計算している。なお計算に際して コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏点強度、降伏ひ ずみは実測値を用いている。

実験値と計算値の比の平均値は1.06であり、 実験値の方が若干大きな値となっている。

3.2 荷重一変位曲線

荷重-変位曲線の一例を図-5 に示す。図-



5(a)および(b)は ps がそれぞれ 0.792%、 1.655%の供試体での荷重-変位曲線である。 両供試体とも 2δy 以降からは荷重がほぼ一定 に保たれており、降伏以降も非常に安定した変 形性能を有している。

3.3 供試体損傷状況4)

降伏時の損傷状況は、概ね全供試体で荷重載 荷面(以下、載荷面という)の基部から載荷点 までの範囲で数本の曲げひび割れが発生し、柱 側面では曲げひび割れが進展した斜めひび割れ





が圧縮リーンに向って伸びるが、まだ圧縮縁には 達しない状況であった。最大荷重時では載荷面 の基部から概ね 1.0D (D:柱の断面高さ)の範 囲で曲げひび割れが増加し、柱側面では斜めひ び割れのほとんどが圧縮縁まで達していた。最 終的な破壊形状は ps が最小の I-1 供試体が、 斜めひび割れが卓越してせん断破壊したのに対 し、その他の供試体は主鉄筋の破断もしくは圧 縮側コンクリートの損傷による圧縮破壊性状を示した。

4. 降伏変位算定法の検討

4.1 主鉄筋の抜出しによる柱く体の回転変位

実験により求まる RC 柱の降伏変位には、く 体部分のみの変位(以下、 δ_{y0} という)に、 主鉄筋が7-チンク から抜出すことによるく体の回 転変位(以下、 δ_{y1} という)が含まれている ため、本研究では δ_{y0} と δ_{y1} を分離して検討 することとした。

主鉄筋の降伏時抜出し量の実験値は、7-チンク 内部の主鉄筋が十分な定着長を有しており鉄筋 先端がすべらないので、7-チンク 内の主鉄筋ひず み分布の積分値で求めることができる。一方、 抜出し量の計算値は接合面における抜出し量を 仮定して、鉄筋先端でのすべり量が0に近似す るまで繰り返し計算を行う解析的手法から鉄筋 ひずみを定め、この積分値で求めた。ここで鉄 筋とコンクリートの付着力と鉄筋のすべりとの関係は、 島らの提案する τ -s- ϵ 関係式⁵⁾を用いている。 図-6 に示すひずみ分布の例は、主鉄筋の径を 変化した供試体の主鉄筋ひずみの実験値と解析



図-6 主鉄筋ひずみ分布 (cal-test)

 $\Delta ly = 7.4 \,\alpha \cdot \varepsilon_{y} (2+3500 \,\varepsilon_{y}) / (f_{ck})^{2/3} \qquad (1)$ $\alpha = 1 + 0.9 e^{0.45(1-C_{s}/\phi)}$

- ここに、Δly:鉄筋の抜出し量(cm) α:鉄筋間隔の影響
 - ε_{χ} : 主鉄筋の降伏ひずみ
 - ϕ :鉄筋直径(cm)
 - f'ck: コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
 - Cs:鉄筋間隔(cm)

- *△ly*:鉄筋の抜出し量(cm)
 - d:有効高さ(cm)
- x_m: く体降伏時の圧縮縁から中立 軸までの距離(cm)

的に求めたひずみ分布を比較したものであるが、

-1174 -

いずれの鉄筋径を用いた場合でも、7-チンウ 内部 において精度よく鉄筋ひずみが捉えられている ことがわかる。そこで本文では、以下の検討に おいて、主鉄筋の降伏時抜出し量の算定手法と して島らの提案する式(1)⁶⁷⁷を用いている。な お、鉄筋の抜出しによる柱く体の回転変位は、 式(2)³¹によって算定することができる。

4.2 柱く体のみの変位

δy0 の算定に用いる部材剛性は、図-7 に示 す通りひび割れが発生しない範囲を全断面有効 とし、これより下部の範囲は部材にひび割れが 発生しているため、ひびわれを考慮した剛性と して、文献[3]による曲げひび割れ部材の断面 二次モーメント算定式を用いている。ここで、図-8 に供試体降伏時における主鉄筋のひずみ分布 の一例を示すと、柱基部より上方において鉄筋 が降伏している範囲が明確に現われていること がわかる。文献[1]によれば、斜めひび割れの 影響によって主鉄筋ひずみが増加し、柱基部よ り上方で降伏ひずみに達している範囲(以下、 M.S.という)を耐力比の関数として定義してお り、この間の部材剛性を一定として降伏変位を 算定している。そこで図-9 に示す通り、本実 験結果から文献[1]と同様に M.S.を求め耐力比 との関係を調べたところ、耐力比が 1.55 以上 の RC 柱では、M.S.の範囲が概ね 0.45d (d: 有 効高さ)に集中する結果となった。このため降 伏変位時における M.S.算定法は、既往の算定 式³⁾に新たな適用範囲を設け、RC 柱の耐力比 によって式(3)、(4)のように決定した。

図-10 に式(4)による M.S.の影響を考慮して 弾性荷重法により δ_{y0} を算出し、実験による 降伏変位から軸方向鉄筋の抜出しによる回転変 位を減じたく体のみの変位との関係を示す。こ れによると、計算値および実験値は概ね近似し ており、平均値の標準偏差(σ)は 0.214、変 動係数(C_v)は 0.234 である。









M.S.=(1.5-0.7Vyd·la/Mud)・d (3) ここに、Mud:設計曲げ耐力(tf・m) ただし、Vyd·la/Mud≦1.5の場合 0<M.S.<d

5. じん性率(µ)の再検討

前章で求めた降伏変位を用いて、荷重変位曲 線の包絡線から各供試体のじん性率を算定し、 耐力比と比較したものを図-11 に示す。なお 図-11 は、表-1 中の載荷パタ-ン B の供試体を 抜粋して示したものである。これによると、RC 柱の耐力比が 2.0 程度のときのじん性率は 11~ 16 程度であり、耐力比が 2.0 以上となっても、 じん性率はほとんど変化しない結果となった。

6. まとめ

今回、RC 柱縮小供試体を用いて行った正負 交番載荷試験結果より、ps が 0.6%以上となる RC 柱の降伏変位算定法を求めて実験値との比 較を行った。この結果、本実験で用いた供試体 の範囲では概ね以下の結果が得られた。

①RC 柱の耐力比が 1.55~4.18 の範囲では、部 材降伏時の M.S.の範囲は概ね 0.45d となる。

②RC 柱の耐力比により M.S.算定式の適用範囲 を決定し、この M.S.の影響を考慮して降伏変 位を算定すれば、実験値と概ね近似する。

③交番載荷実験で載荷パタ-ンBの供試体は、耐 カ比が 2.0 程度のとき、部材じん性率は 11~16 程度であり、耐力比が 2.0 以上となってもじん 性率はほとんど変化しない。

【参考文献】

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
 文集第 390 号、1988.2

 2)中山弥須夫・石橋忠良・鎌田則夫・鬼柳雄
 二:帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能、 コンカリート工学年次論文報告集、Vol.19, No.2, 1997
 3)鉄道構造技術研究所:鉄道構造物設計標準・ 同解説―コンクリート構造物、丸善、1992.4

4)津吉毅・小林将志・石橋忠良:正負交番載 荷を受ける RC 柱の損傷状況、JCI 年次講演論 文集(投稿中)

5)島弘・周礼良・岡村甫:異形鉄筋の鉄筋降 伏後における付着特性、土木学会論文集、第 378 号/V-6、pp.213-220、1987.2



図-10 降伏時のく体のみの変位



6) Sima, H., Chou, L. and Okamura, H. : Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete, Journal of the Faculty of Engineering(B),

The University of Tokyo, Vol.39, No.2, 1987 7) 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靭性に及ぼす帯鉄筋 配置の影響、コンクリート構造物の靭性と配筋方法に 関するシンポジウム論文集、pp.33-40、1990.5