

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 薫*²・石橋 忠良*³

要旨：RC ラム高架橋柱や 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はある。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、 p_s 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 p_s 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 p_s 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、 p_s 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 ラム高架橋柱の 1/2 縮小モデルを想定したものであり、柱基部はフチングに固定し、フチングの 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、 p_s が 0.45~2.27%、軸方向鉄筋比 (p_a) が 0.63~4.42%、せん断比 (a/d) が 3.19 を中心に 1.52~4.17、耐力比 (V_{yd}/V_{mu} 、 V_{yd} ：部材の設計せん断耐力、 V_{mu} ：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、フチング内の定着長を 30ϕ (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/mm^2 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） 建設工事事部 構造技術センター 所長 工博（正会員）

表-1 供試体諸元

試験体No.	断面寸法 B×H (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 a/d	軸方向鉄筋 (径)×(本)	軸方向鉄筋比 ρ _a =A _s /(BH) (%)	側鉄筋 (径)×(本)	帯鉄筋 (径)-(組)(間隔)	帯鉄筋比 ρ _s (%)	軸方向圧縮応力度 σ' _{no} (N/mm ²)	耐力比 V _{yd} /V _{mu}	載荷パターン
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	D19×3	D13-1ctc 70	0.905	0.98	2.26	A
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
III-3	350×350	300	3.83	D19×16	3.742	D19×3	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	B
A 2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.52	B
A 3	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 70	0.905	0.49	2.94	B
A 4	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98	3.86	B
A 5	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc140	0.453	0.98	2.66	B
A 6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 50	1.267	0.98	2.87	B
A 7	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.51	A
A 8	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc120	0.528	0.98	1.98	B
A 9	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D16-1ctc 60	1.655	0.98	3.94	B
A 10	400×700	660	1.52	D19×18	1.842	D19×4	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.01	B
A 11	500×500	460	2.81	D19×16	1.834	D19×3	D13-1ctc 60	0.845	0.98	2.36	B
No.6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	2.56	B

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タブ等、上部工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 (δ_y)、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フチングの接合面 (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ー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

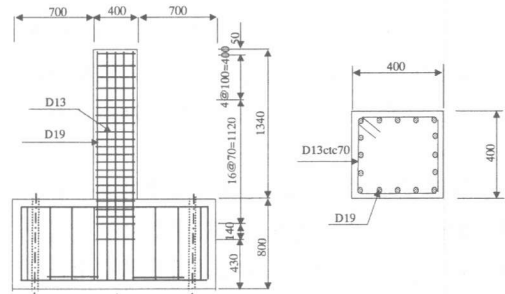


図-1 配筋図 (I-2 供試体)

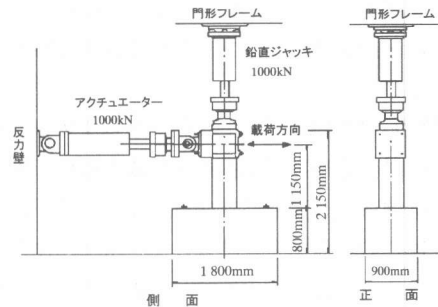


図-2 交番載荷試験装置

負交番載荷している。表-1 中の載荷パターン A は、2δ_y 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 1δ_y ずつ変位を増加させて正負各 3 サイ

別の荷重を行った。荷重パターン B は $2\delta y$ 以降から $1\delta y$ ずつ変位を増加し、正負各 1 サイクルずつ荷重を行った。

荷重パターンをこのようにしたのは、当初パターン A で交番荷重したところ、 $10\delta y$ 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。各供試体の荷重荷重パターンを表-1、図-3 に示す。

交番荷重試験は、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、ワイヤストレー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リフト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} 、 P_y_{test} としている。

3. 実験結果

3.1 降伏荷重

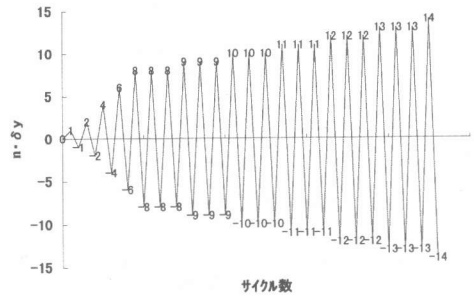
実験結果から接合面の主鉄筋降伏ひずみを解析的に同定したときの降伏荷重 (P_y_{test}) と、あらかじめ計算した降伏荷重 ($P_{y_{cal}}$) の関係を図-4 に示す。

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。

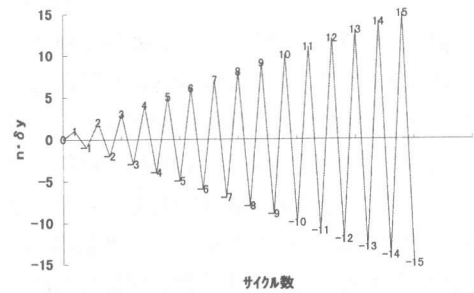
実験値と計算値の比の平均値は 1.06 であり、実験値の方が若干大きな値となっている。

3.2 荷重-変位曲線

荷重-変位曲線の一例を図-5 に示す。図-



(a) 荷重パターン A の一例



(b) 荷重パターン B

図-3 交番荷重荷重方法

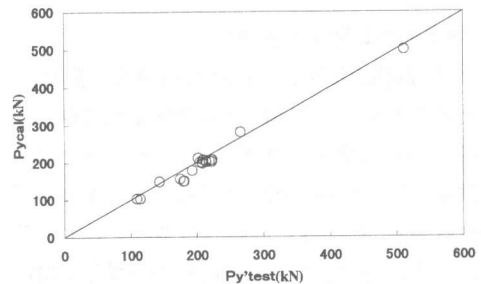
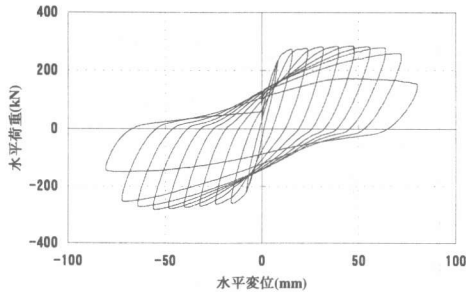


図-4 降伏荷重 (cal-test)

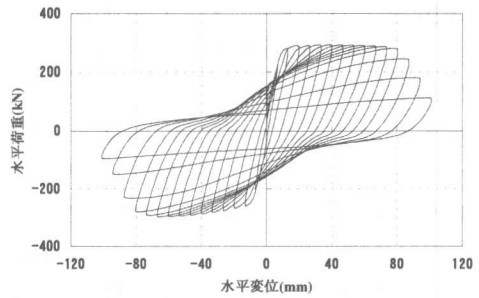
5(a)および(b)は p_s がそれぞれ 0.792%、1.655%の供試体での荷重-変位曲線である。両供試体とも $2\delta y$ 以降からは荷重がほぼ一定に保たれており、降伏以降も非常に安定した変形性能を有している。

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



(a) ps=0.792%



(b) ps=1.655%

図-5 荷重変位曲線

が圧縮びりんの方向に伸びるが、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 主鉄筋の拔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、 δy_0 という) に、主鉄筋がフチングから拔出しすることによるく体の回転変位 (以下、 δy_1 という) が含まれているため、本研究では δy_0 と δy_1 を分離して検討することとした。

主鉄筋の降伏時拔出し量の実験値は、フチング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、フチング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、拔出し量の計算値は接合面における拔出し量を仮定して、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

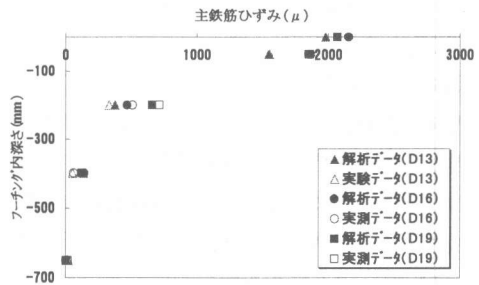


図-6 主鉄筋ひずみ分布 (cal-test)

$$\Delta l_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon_y (2 + 3500 \epsilon_y) / (f'_{ck})^{2/3} \quad (1)$$

$$\alpha = 1 + 0.9 e^{0.45(1 - C_s / \phi)}$$

ここに、 Δl_y : 鉄筋の拔出し量 (cm)

α : 鉄筋間隔の影響

ϵ_y : 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)

C_s : 鉄筋間隔 (cm)

$$\delta y_1 = l_a \cdot \Delta l_y / (d - x_{yn}) \quad (2)$$

ここに、 δy_1 : 鉄筋拔出しによるく体の回転変位 (cm)

l_a : せん断スパン (cm)

Δl_y : 鉄筋の拔出し量 (cm)

d : 有効高さ (cm)

x_{yn} : 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、

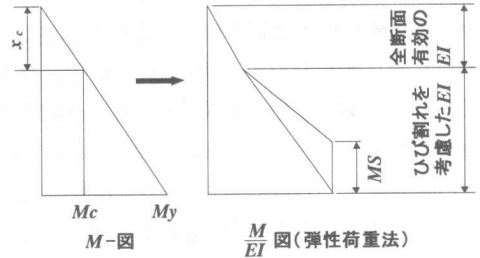
いずれの鉄筋径を用いた場合でも、フチグ内部において精度よく鉄筋ひずみが捉えられていることがわかる。そこで本文では、以下の検討において、主鉄筋の降伏時拔出し量の算定手法として島らの提案する式(1)⁶⁾を用いている。なお、鉄筋の拔出しによる柱く体の回転変位は、式(2)⁶⁾によって算定することができる。

4. 2 柱く体みの変位

δy_0 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 δy_0 を算出し、実験による降伏変位から軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位を減じたく体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。

5. じん性率(μ)の再検討



Mc: 曲げひび割れモーメント
My: 曲げ降伏モーメント

図-7 δy_0 の算定方法

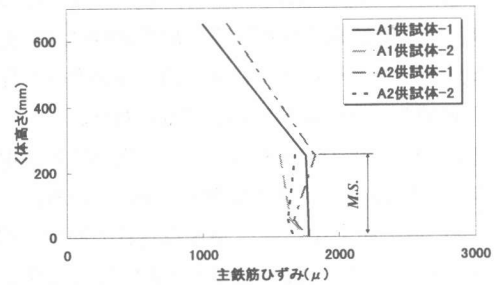


図-8 降伏時の主鉄筋ひずみ

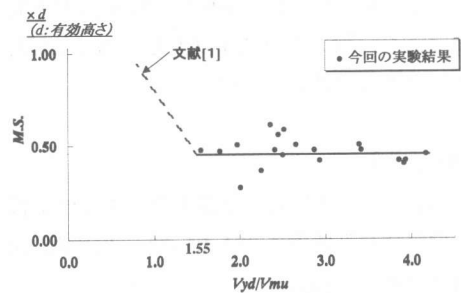


図-9 M.S. - V_{yd}/V_{μ}

$$M.S. = (1.5 - 0.7V_{yd} \cdot la / Mud) \cdot d \quad (3)$$

ここに、 Mud : 設計曲げ耐力 ($tf \cdot m$)

ただし、 $V_{yd} \cdot la / Mud \leq 1.5$ の場合

$$0 < M.S. < d$$

$$M.S. = 0.45d \quad (4)$$

ただし、 $1.5 < V_{yd} \cdot la / Mud \leq 4.0$ の場合

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 中の載荷パターン 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、 p_s 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。

- ① RC 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。
- ② RC 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ーン B の供試体は、耐力比が 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】

- 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・鬼柳雄一：帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能、コンク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

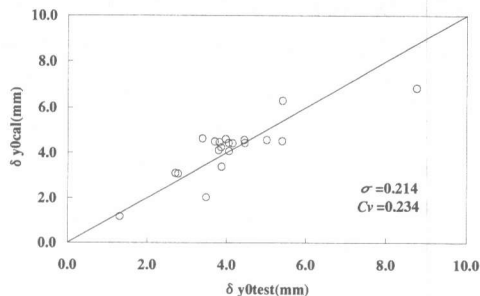


図-10 降伏時のく体のみの変位

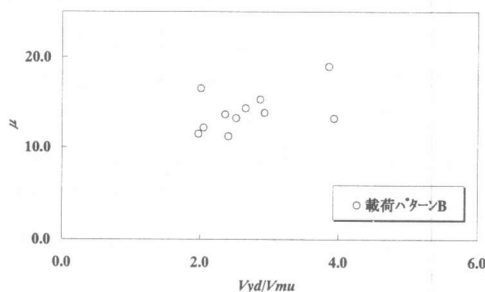


図-11 $\mu - V_{yd}/V_{mu}$

- 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靱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、pp.33-40、1990.5