

論文 高密度配筋 RC 柱の靱性評価に関する研究

菅野 貴浩*1・石橋 忠良*2・堀江 雅直*3

要旨：軸方向鉄筋比 6 % 以下の従来配筋から、軸方向鉄筋比の多い高密度配筋に至る鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能を解明するために、高密度配筋 RC 柱について正負水平交番載荷実験を行った。この実験結果と過去の従来配筋の RC 柱の実験結果から、軸方向主鉄筋抜け出しによる柱部材の回転変位を補正したく体のみの靱性率 μ_0 を、せん断耐力と曲げ耐力の比 $S_u a / M_u$ (a はせん断スパン) と帯鉄筋比 P_w の二つのパラメータから評価する式 $\mu_0 = -0.92 + 3.7 S_u a / M_u + P_w(2.9 - 0.12 P_w)$ を提案した。

キーワード：靱性、高密度配筋 RC 柱、地震時変形性能、引張鉄筋比、軸方向鉄筋比

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という）柱の地震時の脆性的な破壊の危険性を低減するためには、耐力ばかりではなく、部材降伏後の変形性能を十分に確保する必要がある。これらの変形性能に関する実験・研究は数多く行われており、それを定量的に評価する方法も報告されている。しかし、それらは従来の配筋である軸方向鉄筋比 6 % 以下の RC 柱についてであり、近年、部材のスレンダー化等のために使用されるケースの生じてきた、軸方向鉄筋量の多い高密度配筋 RC 柱については、その地震時変形性能について解明されていないのが現状である。そこで今回、高密度配筋 RC 柱の地震時変形性能を実験的に解明し、過去の従来配筋の実験データも含め、従来配筋から高密度配筋に至る RC 柱に適用可能な靱性評価法を見出したので報告する。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

供試体形状・配筋の例を図-1 に、供試体諸元を表-1 に示す。パラメータとして、RC 柱の靱性に影響を及ぼすと考えられる、せん断スパン比 a/d を 2.1~9.8、引張鉄筋比 $P_t = 100A_t / b d$ (A_t は最外縁の鉄筋のみを引張鉄筋として考慮した引張鉄筋量) を 2.1~4.7 %、帯鉄筋比 $P_w = 100A_s / b s$ (A_s は帯鉄筋量、 s は帯鉄筋間隔) を 0~2.00% と変化させている。

なお実験供試体の軸方向鉄筋比は、6.1~8.8 % の範囲である。

実験は 4 シリーズに分けて行い、シリーズ I（基本シリーズ）では供試体 1、2、3 で P_w を変

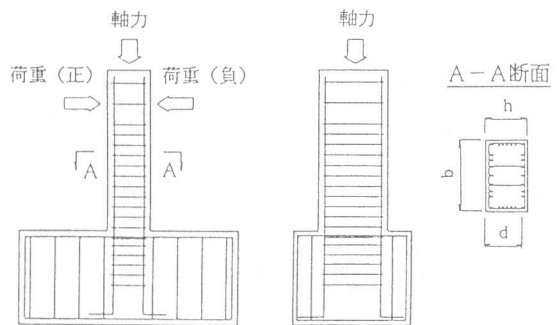


図-1 供試体形状・配筋の例

- *1 東日本旅客鉄道（株） 建設工事事務所 構造技術PT、工修（正会員）
- *2 東日本旅客鉄道（株） 東京工事事務所 工事管理室室長、工博（正会員）
- *3 東日本旅客鉄道（株） 東京工事事務所 工事管理室

化させている。シリーズⅡはⅠに比べて a/d を小さくした実験で、供試体 4、5 で Pw を変化させている。シリーズⅢはⅠに比べて Pt を大きくした実験であり、シリーズⅣは帯鉄筋を配置しない実験である。

また各供試体ともせん断による脆性的破壊を避けるため、せん断耐力と曲げ耐力との比を 0.9 以上確保した。なお鉄筋は全て SD345 を使用し、コンクリート強度は、引張鉄筋比が釣合鉄筋比を上回らないように定めた。

なお主鉄筋降伏時を部材降伏時、荷重-載荷点変位曲線の包絡線が降伏時荷重 P_y を下回る限界を部材終局時とし、それぞれの変位を δ_y 、 δ_u とする。

2. 2 荷重方法

荷重は一定軸方向応力度 (50kgf/cm²) のもとの、柱頭部付近を載荷点とした正負水平交番荷重を行った。荷重パターンは軸方向鉄筋の降伏までは荷重制御で 1 サイクルの荷重、その後は載荷点変位が降伏時変位 δ_y の整数倍となるよう変位制御で最低 3 サイクル荷重し、荷重-載荷点変位曲線が前サイクルと同様とみなせる場合には、次の変位段階に進むものとした。

3. 実験結果

実験結果を一覧として表-2 に、また代表的な荷重-載荷点変位の例 (供試体 1) を図-2 に示す。

表-2 実験結果一覧

シリーズ	供試体番号	荷重 (t)		変位 (mm)							じん性率	
		降伏荷重 P_y	最大荷重 P_{max}	降伏変位			終局変位				μ	μ_0
				δ_y	δ_{y0}	δ_{y1}	δ_u	δ_{u0}	δ_{u1}			
Ⅰ	1	55.9	74.1	0.92	0.50	0.42	6.61	3.95	2.66	7.2	7.9	
	2	50.2	68.5	0.78	0.38	0.40	3.80	1.25	2.55	4.9	3.3	
	3	52.5	69.2	0.80	0.40	0.40	6.35	3.80	2.55	7.9	9.5	
Ⅱ	4	36.3	52.0	0.40	0.19	0.21	3.10	1.66	1.44	7.8	8.9	
	5	34.7	60.0	0.43	0.22	0.21	3.80	2.36	1.44	8.8	10.9	
Ⅲ	6	16.9	32.8	0.78	0.31	0.47	3.90	0.76	3.15	5.0	2.4	
	7	29.2	37.0	0.83	0.34	0.49	4.57	1.30	3.27	5.5	3.8	
Ⅳ	8	15.0	21.7	0.85	0.56	0.29	1.61	1.05	0.56	1.9	1.9	
	9	8.4	13.1	1.59	1.05	0.54	3.93	2.64	1.29	2.5	2.5	

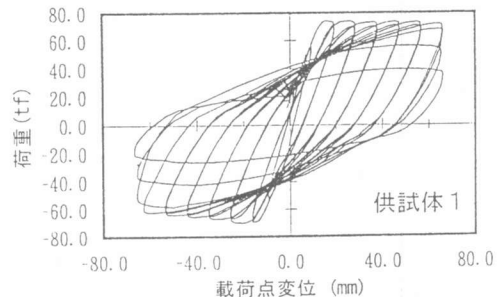


図-2 荷重-載荷点変位の例

3. 1 破壊状況

各シリーズごとの破壊状況の例を図-3 に示す。シリーズⅠ、Ⅲについては、曲げひびわれ発生後、斜めひびわれへと進展し、最終的には圧縮部のコンクリートの圧壊により終局状態に至った。せん断スパン比の小さなシリーズⅡについては、引張鉄筋降伏まではシリーズⅠ、Ⅲと同様

であるが、最終的には、せん断破壊と圧縮部コンクリートの圧壊が複合した形で終局状態に至った。また、帯鉄筋を配置しないシリーズIVについては、曲げひびわれ発生後、引張鉄筋が降伏し、その後大きな斜めひびわれが発生するとともに急激にせん断破壊を起こした。

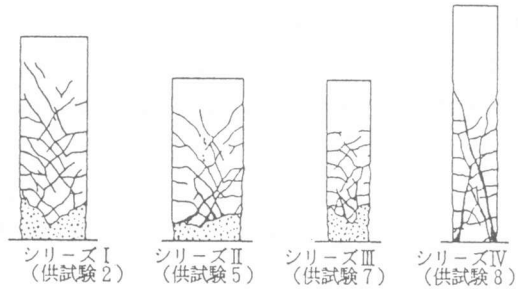


図-3 破壊状況

3. 2 フーチング内での主鉄筋ひずみ分布と荷重-主鉄筋ひずみ関係

供試体1、8の降伏時、終局時でのフーチング内主鉄筋ひずみ分布を図-4に、柱下端における荷重-主鉄筋ひずみ曲線を図-5にそれぞれ示す。供試体1では、主鉄筋ひずみは柱下端において最大値を示し、 $2\delta_y$ 時に $14\,000\sim 16\,000\mu$ となり、その後若干増加するが変化は少ない。この傾向は変位段階が $3\delta_y$ 以上の荷重を受けた供試体全てに共通し、終局時での柱下端の主鉄筋ひずみは $20\,000\mu$ 前後であった。また終局時におけるフーチング内主鉄筋が降伏している範囲は、フーチング天端から約 $1.3d$ 程度と広い範囲に及び、これについても変位段階 $3\delta_y$ 以上の荷重を受けた供試体について共通し、主鉄筋が大きな引張力を受けたことによる鉄筋のひずみ硬化と、主鉄筋に束ね鉄筋を用いたことによる付着力低減の影響によるものと考えられる。一方、帯鉄筋のない供試体8では主鉄筋ひずみは柱下端において最大値を示すが、破壊が $2\delta_y\sim 3\delta_y$ の変位段階で脆性的に起きており、フーチング内主鉄筋は終局時でも柱下端近傍でのみ降伏しており、その終局時ひずみは $5\,000\mu$ 程度であった。この傾向は供試体9についても同様で、変位段階が $3\delta_y$ 以下の荷重で脆性的に破壊した供試体について共通のものと考えられる。

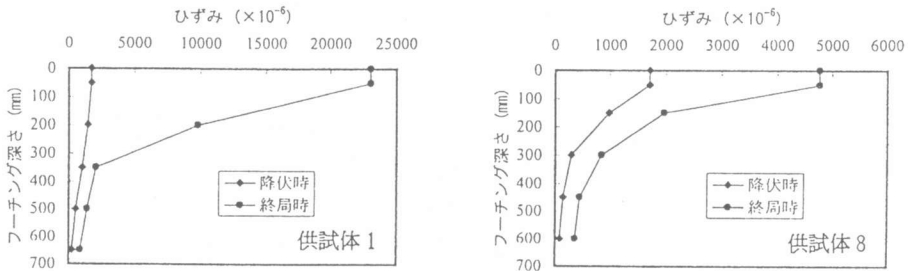


図-4 フーチング内での主鉄筋ひずみ分布

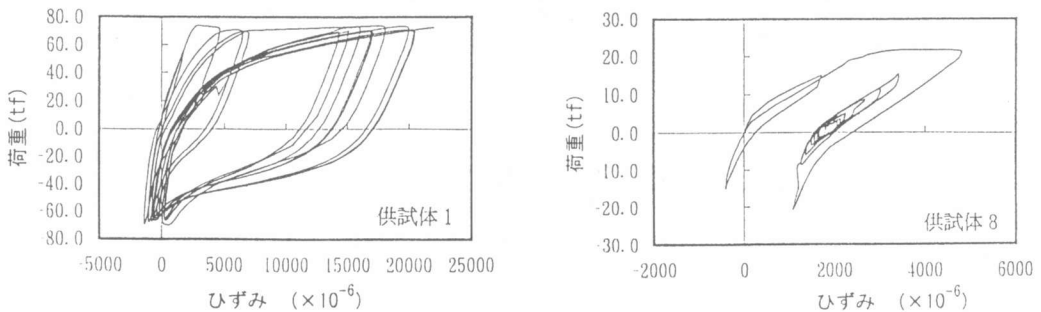


図-5 荷重-主鉄筋ひずみ曲線

4. 靱性率算定式の検討

4. 1 靱性の評価方法

靱性の評価方法としては、降伏時変位 δ_y と終局時変位 δ_u との比から求めることとする。今回検討するのはく体部分のみの靱性率 μ_0 であり、これはフーチング内の軸方向主鉄筋のひずみ分布から主鉄筋抜け出しによるく体の回転による載荷点変位 δ_{y1} 、 δ_{u1} （それぞれ降伏時、終局時）を求め、全変位 δ_y 、 δ_u から差し引くことによりく体のみの変位 $\delta_{y0} = \delta_y - \delta_{y1}$ 、 $\delta_{u0} = \delta_u - \delta_{u1}$ （それぞれ降伏時、終局時）を算出し、 $\mu_0 = \delta_{u0} / \delta_{y0}$ で評価する。

4. 2 軸方向主鉄筋抜け出しによるく体回転変位の補正

実験で得られる供試体の変位は、く体のみの弾性・塑性変位と軸方向主鉄筋がフーチングから抜け出すことによるく体の回転変位が合計されたものであり、実験供試体のように断面の小さいもの場合は、全変位に占めるく体の回転変位の割合はかなり高いものと考えられる。そこで、4. 1で述べたようにく体の回転変位を補正し、く体のみの靱性率を求めなければならない。

ここで、主鉄筋抜け出しによるく体の回転変位 δ_1 は図-6より以下の方法により求めることが出来る。

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \Delta \ell / (d - x_n) \\ \delta_1 &= h \cdot \theta \\ &= h \cdot \Delta \ell / (d - x_n) \end{aligned} \right\} (1)$$

ただし、 x_n : 圧縮縁より中立軸までの距離
 (力のつり合い、平面保持の法則より)
 h : せん断スパン (載荷点までの高さ)
 $\Delta \ell$: 軸方向主鉄筋抜け出し量
 d : 有効高さ

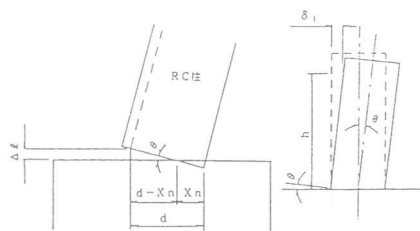


図-6 主鉄筋抜け出しによる
柱の回転変位

今回の実験結果では3. 2で述べたように、 $3\delta_y$ 以上の載荷を受けた供試体では、終局時のフーチング内主鉄筋ひずみは柱下端で $20\ 000\ \mu$ 程度、その降伏している範囲は、鉄筋のひずみ硬化および束ね配筋の影響によりフーチング天端から約 $1.3d$ と広い範囲にわたり、一方、 $3\delta_y$ 以下の載荷で脆性的に破壊した供試体では、終局時でそれぞれ $5\ 000\ \mu$ 程度、フーチング天端近傍でのみ降伏という傾向が得られた。そこで軸方向主鉄筋抜け出し量 $\Delta \ell$ については、変位段階 $3\delta_y$ 以下の載荷を受けた供試体には既往の研究[1]より式(2)、(3)を、変位段階 $3\delta_y$ 以上の載荷を受けた供試体には、既往の研究[2]より、ひずみ硬化と束ね配筋の影響を考慮した式(2)、(4)を適用することにする。

$$\Delta \ell_y = 0.70 - 0.054 (D/\phi) + 0.0017 (D/\phi)^2 \quad (2)$$

$$\Delta \ell_u = 0.83 - 0.054 (D/\phi) + 0.0015 (D/\phi)^2 \quad (3)$$

$$\Delta \ell_u = [2.8 - 0.22(D/\phi) + 0.0064(D/\phi)^2] \times [1 + 0.56 (n-1)^{0.89}] \quad (4)$$

ここで、 $\Delta \ell_y$ 、 $\Delta \ell_u$: それぞれ降伏時、終局時軸方向主鉄筋抜け出し量(mm)

n : 主鉄筋束ね本数

D : 主鉄筋中心間隔

ϕ : 主鉄筋径

$2 \leq D/\phi \leq 16$

$1 \leq n \leq 4$

※ ここで束ね鉄筋の場合のDと ϕ は、それぞれ等断面積の1本の鉄筋に換算した場合の値とする。

4. 3 靱性率算定式

過去の文献[3]では、高密度配筋RC柱の実験結果からその靱性率算定式を提案しているが、く体のみの靱性率 μ_0 を求める際の軸方向主鉄筋抜け出しによるく体の回転変位の補正に、主鉄筋のひずみ硬化および束ね配筋の影響による終局時主鉄筋抜け出し量の増大を考慮していない。

本研究では、4. 2で述べたように既往の研究[2]の抜け出し量算定式を適用し、上記影響を考慮した、軸方向主鉄筋抜け出しによるく体部分の回転変位の補正を行い、さらに高密度配筋RC柱の今回の実験結果と従来配筋の過去の実験結果[1][2]から、従来配筋から高密度配筋に至るRC柱に適用可能な靱性率評価式を求める。

一般にRC部材は、せん断耐力と曲げ耐力との比 Su_a/Mu が大きくなると靱性が大きくなると考えられているため、帯鉄筋を配置しないシリーズIVの実験結果および過去の実験結果から、 Su_a/Mu と靱性率 μ_0 との関係を求めると、図-7より式(5)のようになる。

既往の研究[1]によると、従来配筋の場合の上記関係は、 $\mu_0 = -1.9 + 6.6 Su_a/Mu$ となっており、一般に設計されるせん断耐力と曲げ耐力の比 Su_a/Mu が1以上の範囲では、式(5)のように高密度配筋のものを含めた場合、靱性率の値が小さくなる。すなわち、引張鉄筋比の大きな場合には変形性能が小さくなることがわかる。

$$\mu_0 = -0.92 + 3.7 Su_a/Mu \quad (5)$$

ここで、 Su : せん断耐力
(算定方法は文献[1] 参照)
a : せん断スパン
Mu : 終局曲げモーメント

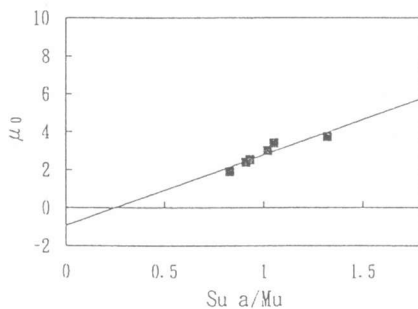


図-7 μ_0 と Su_a/Mu との関係

式(5)では、帯鉄筋の効果をせん断耐力としてのみ考慮しており、帯鉄筋が内部コンクリートを拘束することによる内部コンクリートの強度増加、圧縮鉄筋のはらみだし、座屈防止等により変形性能を向上する効果は考慮されていない。そこで、次に帯鉄筋によるこれらのせん断耐力以外の靱性向上効果を求めることにする。この靱性向上効果は帯鉄筋比の関数であると考えられ、実験値 μ_{0i} と式(5)で得られた靱性率 μ_{0c} との差 $\mu_{0i}' = (\mu_{0i} - \mu_{0c})$ と帯鉄筋比Pwの関係を求めると、式(6)のように表される。

$$\mu_{0i}' = Pw(2.9 - 0.12Pw) \quad (6)$$

式(5)、(6)よりく体部分の靱性率 μ_0 は次式で表される。

$$\mu_o = -0.92 + 3.7 Su a / Mu + Pw(2.9 - 0.12Pw) \quad (7)$$

図-8に今回の検討で用いた実験値 μ_{o1} と式(7)で求めた計算値 μ_{oc} との関係を示す。実験値と計算値との比(μ_{o1}/μ_{oc})の平均値および変動係数はそれぞれ1.03、0.221となり、式(7)は実験値を良く近似していることがわかる。また同じデータを用い、Pt、a/d、Pwと(μ_{o1}/μ_{oc})との関係を図-9に示すが、特に傾向が見られないことから式(7)はこれらの要因を妥当に評価しているものと考えられる。

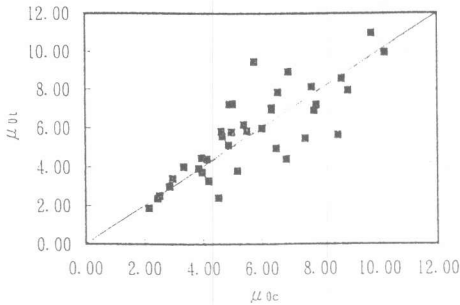


図-8 計算値と実験値との関係

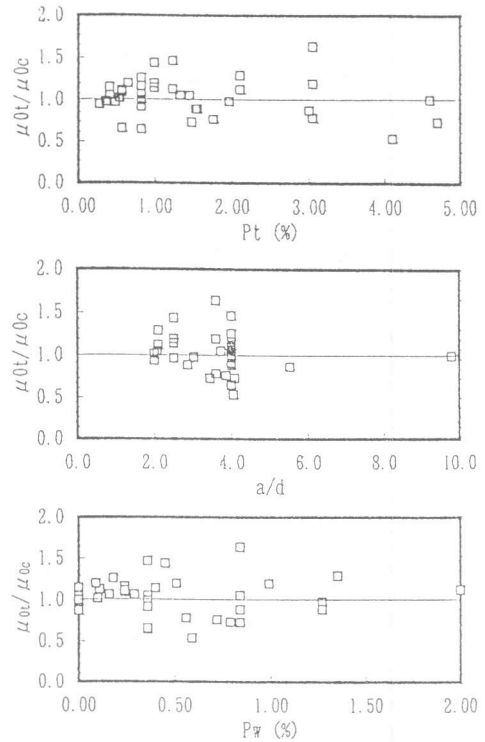


図-9 Pt、a/d、Pwと
 μ_{o1}/μ_{oc} との関係

5. まとめ

軸方向鉄筋比6%以下の従来配筋からそれ以上の高密度配筋に至るRC柱の靱性評価法を解明するために、引張鉄筋比2.1~4.7%、軸方向鉄筋比6.1~8.8%の高密度配筋RC柱供試体を用いて実験を行い、その実験結果と過去の従来配筋の実験結果から、く体部分の靱性率 μ_o 評価式を求めた。

$$\mu_o = -0.92 + 3.7 Su a / Mu + Pw(2.9 - 0.12Pw)$$

ここで、 $0.83 < Su a / Mu < 2.7$

$Pw < 2.00\%$

a : せん断スパン

Pt : 引張鉄筋比(%)

$0.28\% < Pt < 4.7\%$

Su : せん断耐力

Mu : 終局曲げモーメント

Pw : 帯鉄筋比(%)

【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、pp57~66、1988. 2
- 2) 菅野貴浩・石橋忠良・古谷時春・堀江雅直：束ね鉄筋を用いたRC柱の鉄筋抜け出し量と変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp1259~1264、1994
- 3) 今井政人・石橋忠良・古谷時春・菅野貴浩：高密度配筋RC橋脚の地震時変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp1097~1100、1993