

論文 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する一考察

杉田 清隆*1・井口 重信*1・大澤 章吾*2・築嶋 大輔*3

要旨: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計は、損傷後の応答変位や部材角を指標に照査が行われているため、地震時の部材の塑性変形レベルに応じた損傷状況を適切に把握する必要がある。軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を配置した鉄筋コンクリート柱においては、このスパイラル鋼材に囲まれたコンクリートが圧縮力を負担し続けることで、通常軸方向鉄筋の外側だけに帯鉄筋を配置した RC 柱と比較して、変形性能が飛躍的に向上することが確認されている。今回、この鉄筋コンクリート柱の部材の塑性変形レベルに応じた損傷状況を適切に把握することを目的に、各損傷レベルにおける変位の算定方法を提案した。

キーワード: 内巻き帯鉄筋, 鉄筋コンクリート柱, 変形性能, 正負交番載荷実験, 耐震設計

1. はじめに

鉄道鉄筋コンクリート構造物の耐震設計には、従来から構造物の変形性能を考慮したじん性設計を採用している¹⁾。このじん性を考慮した設計は、鉄筋コンクリート構造物が塑性化した後の挙動も考慮し、塑性変形性能により構造物に作用する地震動のエネルギーを吸収させるものであり、部材がある程度の損傷（塑性化）を受けることを前提としている。一方、構造物の耐震性能は、その重要度に応じて、復旧の難易度に影響を与える部材の損傷程度を制御する必要がある。つまり、耐震設計を合理的に行うためには、構造物（部材）の地震による塑性変形レベルと損傷状態の相関を明確に把握する必要がある。

鉄筋コンクリート（以下、RC という）柱の軸方向鉄筋の内側に、円形スパイラル状の鋼材（以下、内巻き帯鉄筋という）を部材端から高さ 1D（D：柱断面高さ）付近の間に配置した RC 柱は、通常軸方向鉄筋の外側だけに帯鉄筋（以下、外巻き帯鉄筋という）を配置した RC 柱と比較して、変形性能が飛躍的に向上することが確認されている。これは大変形領域において、外巻き帯鉄筋のフックが外れた後においても、内巻き帯鉄筋の内側のコンクリート（以下、コアコンクリートという）の損傷が軽微となり、断面内の圧縮抵抗が維持されることで一定の耐力を保持できるからである²⁾。

これまで、内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の大変形領域における耐荷機構や耐力の算定方法について提案されてきたが³⁾、変位の算定方法については十分に検証されてきていない。

そこで本論では、構造物（部材）の地震による塑性変形レベルと損傷状態の相関を明確に把握することを目的

に、これまで既往の研究^{2), 3), 4)}で実施してきた正負交番載荷実験結果に加えて、新たに実施した正負交番載荷実験結果を用いて、各損傷レベルにおける変位の算定方法を提案し、その精度について検証したので報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

これまで既往の研究^{2), 3), 4)}で実施してきた正負交番載荷実験および新たに実施した正負交番載荷実験の供試体諸元および形状寸法を表-1 および図-1 に示す。表-1 の供試体名称に、今回用いた既往の研究^{2), 3), 4)}を併記する。新たに実施した供試体は、S-5～S-9 の 5 体である。供試体は、載荷装置への固定のためのフーチングを有する片持ち形式の柱部材としている。供試体の主な実験変数は、断面形状 300mm×300mm・400mm×400mm・600mm×600mm、せん断スパン (a) 900～1650mm、引張鉄筋比 (p_t) 0.995～1.273% ($p_t = \Sigma A_{st} / (B \cdot D)$ 、ここに ΣA_{st} : 引張鉄筋の断面積、B: 柱断面幅、D: 柱断面高さ)、内巻き帯鉄筋比 (体積比) (ρ_s) 0.508～6.913% ($\rho_s = 4 \cdot A_h / (s \cdot d)$ 、ここに A_h : 内巻き帯鉄筋 1 本の断面積、s: 高さ方向の内巻き帯鉄筋の間隔、d: 内巻き帯鉄筋の有効長)、内巻き補強量 ($\rho_s \cdot f_{wy}$) 0.29～95.38 (ここに ρ_s : 内巻き帯鉄筋比 (体積比)、 f_{wy} : 内巻き帯鉄筋の実降伏強度)、内巻き耐力比 (V_y/V_{mu}) 0.75～22.08 (ここに V_y : 内巻き帯鉄筋によるせん断耐力、 $V_{mu} = M_u/l_a$ 、 M_u : 曲げ耐力、 l_a : せん断スパン) 外巻き帯鉄筋比 (p_w) 0.317～1.324% ($p_w = A_w / (b_w \cdot s)$ 、ここに A_w : 外巻き帯鉄筋 1 本の断面積、 b_w : 柱断面幅、s: 高さ方向の外巻き帯鉄筋の間隔)、軸圧縮応力度 0.98～9.8N/mm²としている。

内巻き帯鉄筋は、軸方向鉄筋に内接するように配置し、

*1 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 主席 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 工修（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 課長（正会員）

表-1 供試体諸元

供試体名称	柱断面寸法 D (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (mm)	軸方向鉄筋		内巻き帯鉄筋			外巻き帯鉄筋			軸圧縮応力度 (N/mm ²)	
				種類×本数	引張鉄筋比 p _t (%)	種類 - ピッチ	帯鉄筋比 (体積比) ρ _s (%)	内巻き補強率 ρ _s · f _{wy}	内巻き耐力比 V _y /V _{mu}	1D 区間 種類 - ピッチ	帯鉄筋比 (1D区間) ρ _w (%)		1D 区間 種類 - ピッチ
RCK-1 ^{2,3)}	400	360	1150	D19×16	0.995%	φ6-50	0.833%	2.25	0.94	D13-200	0.317%	D13-125	0.98
RCK-3 ^{2,3)}	400	360	1150	D19×16	0.995%	φ6-24	1.736%	4.69	1.35	D13-200	0.317%	D13-90	0.98
RCK-5 ^{2,3)}	400	360	1150	D19×16	0.995%	φ6-10	4.167%	11.25	2.44	D13-200	0.317%	D13-90	0.98
RCK-6 ^{2,3)}	400	360	1150	D19×16	0.995%	D3-10	0.982%	2.51	0.98	D13-200	0.317%	D13-125	0.98
RCK-7 ^{2,3)}	300	260	950	D16×16	1.273%	φ6-10	6.250%	16.88	3.32	D10-150	0.317%	D10-90	0.98
RCK-8 ^{2,3)}	300	260	950	D16×16	1.273%	φ6-50	1.250%	3.38	1.18	D10-150	0.317%	D10-90	0.98
RCK-9 ^{2,3)}	300	260	950	D16×16	1.273%	φ6-10	5.890%	0.29	2.77	D10-150	0.317%	D10-90	4.90
RCK-10 ^{2,3)}	300	260	950	D16×16	1.273%	φ6-10	5.890%	0.58	2.51	D10-150	0.317%	D10-90	9.80
RCK-11 ^{2,3)}	600	550	1650	D25×24	1.075%	φ13-20	5.770%	16.56	3.40	D16-200	0.331%	D10-90	0.98
RCK-12 ^{2,3)}	600	550	1650	D25×24	1.075%	φ6-50	0.508%	1.37	0.75	D16-200	0.331%	D16-100	0.98
RCK-16 ^{2,3)}	400	360	1150	D19×16	0.995%	φ9-28	3.134%	10.25	2.30	D13-200	0.317%	D13-125	0.98
A-2 ³⁾	400	360	900	D19×16	0.995%	φ5.1-22	1.288%	15.97	2.60	D13-190	0.333%	D13-110	0.98
A-3 ³⁾	400	360	900	D19×16	0.995%	φ5.1-13	2.179%	27.03	4.10	D13-190	0.333%	D13-110	0.98
A-5 ³⁾	400	360	900	D19×16	0.995%	φ7.1-30	1.852%	25.37	3.94	D13-190	0.333%	D13-110	0.98
A-6 ³⁾	400	360	900	D19×16	0.995%	φ10.7-61	2.049%	28.28	4.20	D13-190	0.333%	D13-110	0.98
S-3 ⁴⁾	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.2-10	6.250%	95.38	15.14	D10-150	0.317%	D10-90	1.00
S-4 ⁴⁾	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.5-10	6.913%	45.00	7.53	D10-150	0.317%	D10-90	1.00
S-5	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.2-10	6.250%	95.38	15.14	D16-100	1.324%	D16-70	1.00
S-6	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.2-10	6.250%	95.38	15.36	D13-100	0.845%	D13-70	1.00
S-7	300	260	1000	D13×16	0.812%	φ6.2-10	6.250%	95.38	22.08	D10-150	0.317%	D10-90	1.00
S-8	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.2-10	6.250%	95.38	13.36	D10-150	0.317%	D10-90	4.90
S-9	300	260	1000	D16×16	1.273%	φ6.2-10	6.250%	95.38	12.61	D10-150	0.317%	D10-90	9.80

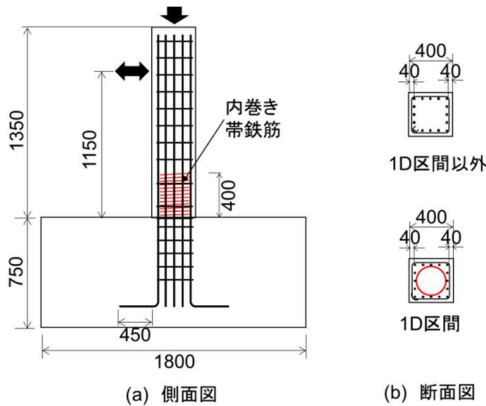


図-1 供試体形状寸法 (RCK5)

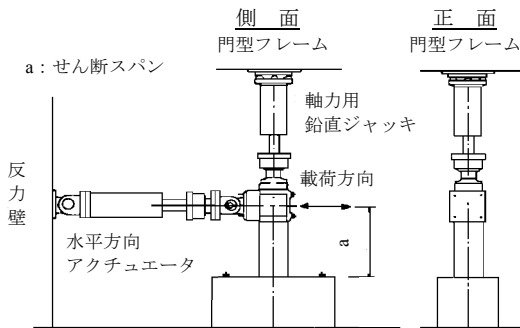


図-2 荷重装置概要図

高さ方向の配置範囲は、1Dを基本としている。また、大変形領域における変形性能を確保するため、1D区間に配置する外巻き帯鉄筋は直角フックによる定着とし、軸方向鉄筋の座屈により容易に外れ、軸方向鉄筋の座屈長を長くすることにより、軸方向鉄筋座屈後の鉄筋破断を生じにくくし、急激な耐力低下を避けるようにしている。1D区間以外の区間(以下、一般区間という)においては、

表-2 材料試験値

供試体名称	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm ²)	内巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	外巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm ²)
RCK-1	34.2	393	270	383
RCK-3	35.8	393	270	383
RCK-5	36.4	393	270	383
RCK-6	31.1	393	256	383
RCK-7	25.9	346	270	355
RCK-8	34.8	346	270	355
RCK-9	30.8	346	270	355
RCK-10	36.4	346	270	355
RCK-11	30	369	287	346
RCK-12	28.9	369	270	346
RCK-16	30.1	393	327	383
A-2	32.8	387	1240	381
A-3	29	387	1240	381
A-5	23.3	389	1370	405
A-6	34.7	389	1380	405
S-3	28.2	388	1526	383
S-4	37.1	371	651	381
S-5	28.2	388	1526	388
S-6	33.9	371	1526	377
S-7	26.4	382	1526	383
S-8	31.3	371	1526	381
S-9	30.3	371	1526	381

この区間での破壊を避けるため、曲げ耐力に達するときのせん断力に対する比率が 1.0 以上となるよう外巻き帯鉄筋を配置している。なお、一般区間においては、外巻き帯鉄筋のみの配置とし、外巻き帯鉄筋は鋭角フックおよびフレア溶接にて閉合している。供試体の RCK シリーズは、内巻き帯鉄筋に SR235 を、A シリーズ、S シリーズは、内巻き帯鉄筋に高強度せん断補強鉄筋を用いている。各供試体の使用材料の材料試験値を表-2 に示す。

2.2 静的正負交番荷重実験概要

荷重方法は、軸力を一定とした静的正負交番荷重実験である。軸力用鉛直ジャッキは、供試体が水平変位して

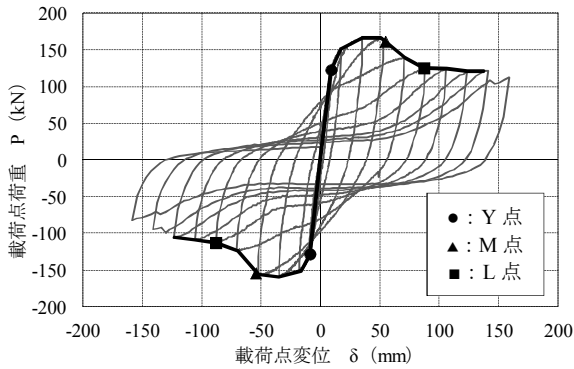


図-3 荷重—変位関係(S-3)

も常に所定軸力が鉛直に荷重できるように、ジャッキ下部がヒンジとなり、ジャッキ上部がスライドするような治具を取り付けている。実験の荷重パターンは、最外縁の軸方向鉄筋ひずみの測定値が材料試験結果から求めた降伏ひずみに達した荷重点変位を降伏変位 δ_y とし、 δ_y を基準として変位制御で正負1サイクルずつ荷重した。1 δ_y 以降は δ_y の偶数倍の変位毎の荷重を基本としている。

2.3 実験結果 (荷重—変位関係)

内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の荷重—変位曲線の例を図-3 に示す。なお、交番荷重の水平荷重は、水平荷重に軸力による2次モーメントの水平力成分を加えた値である。図中に各損傷レベルの限界点 Y 点、M 点、L 点を併記しているが、それぞれの点の定義は以下のとおりである。

- ・ Y 点：軸方向鉄筋が降伏する時の点
- ・ M 点：最大荷重（耐力）を維持する点
- ・ L 点：大変形領域において耐力を保持し始める点

Y 点は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時の点であり、M 点は、かぶりコンクリートが剥落し荷重低下する前の最大荷重を維持する点と定義している。既往の研究⁵⁾では、最大荷重の97%を維持する点として整理しており、本論でも同様としている。L 点は、既往の研究²⁾より、内巻き帯鉄筋を一定量以上配置した供試体は、大変形領域において一定荷重を保持することが確認できており、この荷重を保持し始める点としている。この耐荷機構は、M 点以降、内巻き帯鉄筋よりも外側のかぶりコンクリートが剥落し荷重が低下するものの、コアコンクリートと軸方向鉄筋のみで軸力および水平力を負担する機構へと変化するため、荷重の低下が緩やかになる。この大変形領域において荷重を保持し始める点を L 点と定義している。

この M 点、L 点における変位算出方法について提案し、その精度について検証する。なお、Y 点については、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物¹⁾ (以下、RC 標準という) の Y 点と同様と考える。

3. 変形性能における検証

3.1 M 点の変位算出方法の提案と検証

通常の RC 柱における M 点変位は、RC 標準より、式(1)で算出される。

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (1)$$

ここで、 δ_m ：M 点変位

δ_{mb} ：塑性ヒンジ部以外の躯体変形による変位

δ_{mp} ：塑性ヒンジ部の回転による変位

δ_{m1} ：軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転による変位

この3つの変形成分のうち、塑性ヒンジ部以外の躯体変形による変位、軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転による変位の2つの成分は、内巻き帯鉄筋による影響はないと考え、従来通りの RC 標準を適用し、もう1つの成分である塑性ヒンジ部の回転による変位、つまり塑性ヒンジ部の回転角(以下、塑性ヒンジ回転角という)について内巻き帯鉄筋による影響を検証した。

内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱では、1D 区間に配置した①外巻き帯鉄筋の直角フック②内巻き帯鉄筋という2つの特有な配筋の影響を考慮する必要があると考えた。

今回は、RC 標準の従来の塑性ヒンジ部の回転角に①を考慮した θ'_{pm} に、②の影響を考慮した回転角の増分 θ''_{pm} を足し合わせる形とした式(2)で算出する。

$$\theta_{pm} = \theta'_{pm} + \theta''_{pm} \quad (2)$$

ここで、 θ_{pm} ：M 点の塑性ヒンジ回転角

θ'_{pm} ：外帯鉄筋の直角フックの影響を考慮した塑性ヒンジ回転角

θ''_{pm} ：内巻き帯鉄筋の影響による回転角の増分

それぞれの回転角の算出方法については、以下に詳述する。

(1) 外帯鉄筋の直角フックの影響を考慮した

塑性ヒンジ回転角 θ'_{pm}

内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱では、1D 区間に配置する外帯鉄筋の定着を直角フックとしている。これは、軸方向鉄筋の座屈により容易に外れ、軸方向鉄筋の座屈長を長くすることにより、軸方向鉄筋座屈後の鉄筋破断に

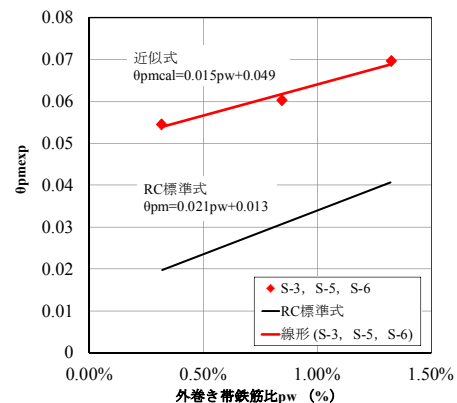


図-4 塑性ヒンジ回転角・実験値—外帯鉄筋比関係

よる急激な耐力低下を避けるためである。しかしながら、結果として通常の鋭角フックの外帯鉄筋を配置した RC 柱と比較した場合には、M 点の変位が小さくなることが考えられる。

この影響を考慮するため、RC 標準による塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} の式 (3) を基に、外巻き帯鉄筋の直角フックの影響を検証した。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (3)$$

実験結果から得られる M 点変位 δ_{mexp} から、前述した RC 標準による塑性ヒンジ部以外の躯体変形による変位 δ_{mb} と軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転による変位 δ_{m1} を差し引き、 $(La - Lp/2)$ (ここに La : せん断スパン, Lp : 等価塑性ヒンジ長) で除して算出した塑性ヒンジ回転角・実験値 θ_{pmexp} と外巻き帯鉄筋比 p_w の関係を図-4 に示す。ここでは、外巻き帯鉄筋の影響を検証するため、外巻き帯鉄筋比以外同一の供試体の実験結果を用いている。

図-4 では、RC 標準式を導いた既往の研究⁹⁾の供試体諸元等の諸条件が今回とは異なるため、今回求めた近似式は、図に併記した RC 標準式より回転角が大きくなっている。外帯鉄筋比 p_w の大小による影響は、近似式の傾きで表現できることから、近似式の傾きだけを採用し、式 (4) を導いた。

$$\theta_{pm}^* = (0.015k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (4)$$

(2) 内巻き帯鉄筋の影響による回転角の増分 θ''_{pm}

内巻き帯鉄筋の影響を検証するため、塑性ヒンジ回転角実験値 θ_{pmexp} から、(4) で算出した θ_{pm}^* を差し引いた θ''_{pmexp} と内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ の関係を図-5 に示す。ここでは、内巻き補強量の影響を確認するため、釣合軸力比 N/Nb および柱寸法が同程度の供試体の実験結果を用いている。

図-5 の関係から、内巻き補強量が大きくなるほど塑性ヒンジ回転角が増加する傾向が認められ、式 (5) を導いた。

$$\theta''_{pmcal1} = 0.0001\rho_s \cdot f_{wiy} + 0.025 \quad (5)$$

さらに内巻き補強量以外に、塑性ヒンジ回転角に影響が大きいと考えられる軸力、寸法効果について検証するため、 $\theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal1}$ と釣合軸力比 N/Nb の関係を図-6 に、 $\theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal2}$ と柱寸法 b の関係を図-7 に示す。

図-6 および図-7 の関係から、内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ と同様に、それぞれ式 (6)、式 (7) を導いた。

$$\theta''_{pmcal2} = \theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal1} = -0.384N/Nb + 1.068 \quad (6)$$

$$\theta''_{pmcal3} = \theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal2} = -0.0015b + 1.519 \quad (7)$$

よって θ''_{pm} は、式 (8) となり、

$$\theta''_{pm} = (0.0001\rho_s \cdot f_{wiy} + 0.025) \cdot (-0.384N/Nb + 1.068) \cdot (-0.0015b + 1.519) \quad (8)$$

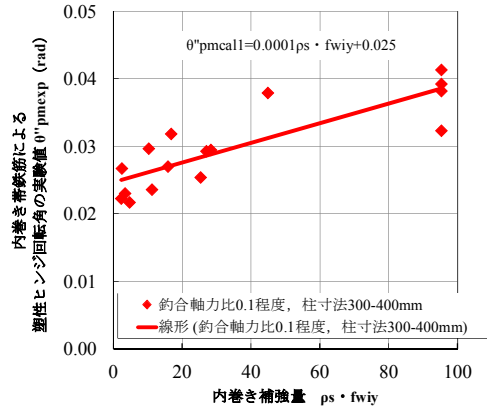


図-5 塑性ヒンジ回転角・実験値-内巻き補強量関係

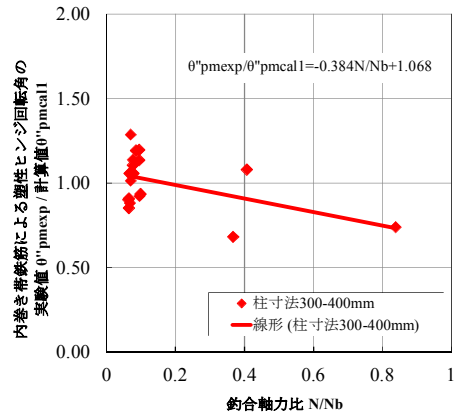


図-6 $\theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal1}$ と釣合軸力比関係

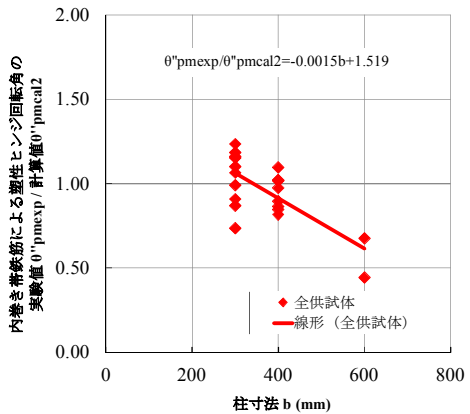


図-7 $\theta''_{pmexp}/\theta''_{pmcal2}$ と寸法効果の関係

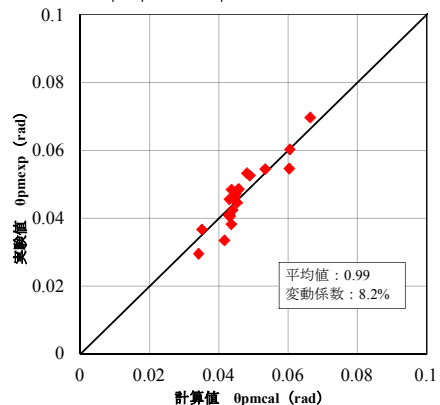


図-8 θ_{pm} 実験値と計算値の比較

式 (2) は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \theta_{pm} &= \theta_{pm}^* + \theta_{pm}^{**} \\ &= (0.015k_w0 \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \\ &\quad + (0.0001\rho_s \cdot f_{wiy} + 0.025) \\ &\quad \cdot (-0.384N/Nb + 1.068) \cdot (-0.0015b + 1.519) \end{aligned}$$

上記の式から算出された θ_{pmcal} と実験値 θ_{pmexp} の比較を 図-8 に示す。 $\theta_{pmexp}/\theta_{pmcal}$ の平均値は 0.99, 変動係数は 8.2%であり精度よく評価できていることがわかる。

3.2 L 点の変位算定方法の提案と検証

L 点変位は、RC 標準による N 点算出方法と同様、M 点変位の回転角 θ_{pm} と、M 点から L 点への塑性ヒンジ回転角の増加量 $\Delta\theta_{pml}$ の和とし、式 (9) で算出する。

$$\theta_{pL} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pml} \quad (9)$$

ここで、 θ_{pL} : L 点の塑性ヒンジ部の回転角

$\Delta\theta_{pml}$: M 点から L 点の塑性ヒンジ回転角の増加量

塑性ヒンジ回転角の増加量 $\Delta\theta_{pml}$ においても、RC 標準による N 点と同様に、曲げモーメントの減少分 ΔM_{mL} (= $M_L - M_m$) を M_m で除して無次元化した $\Delta M_{mL}/M_m$ との関係式・式 (10) を正負交番実験結果から各実験変数において検証することで増分係数 k を導くこととした。

$$\Delta\theta_{pml} = k(M_m - M_L)/M_m \quad (10)$$

ここで、 k : 増分係数

M_m : M 点における (最大) 曲げモーメント

M_L : L 点における曲げモーメント

なお、ここで用いる M_m , M_L は、既往の研究³⁾による内巻き帯鉄筋の拘束効果を考慮した曲げ耐力算定方法により算出した。また、塑性ヒンジ回転角の増分の実験値 $\Delta\theta_{pml,exp}$ は、M 点の塑性ヒンジ回転角・実験値 $\theta_{pm,exp}$ の算出時と同様に、実験結果から得られる L 点変位 $\delta_{L,exp}$ から、各種変形成分を除いた L 点の塑性ヒンジ回転角・実験値 $\theta_{pL,exp}$ から M 点の回転角・実験値 $\theta_{pm,exp}$ を差し引いて算出した。 $\Delta\theta_{pml,exp}/(\Delta M_{mL}/M_m)$ と各実験変数との関係は以下に詳述する。

(1) 外巻き帯鉄筋比 p_w

$\Delta\theta_{pml,exp}/(\Delta M_{mL}/M_m) = k_{exp}$ と外巻き帯鉄筋比 p_w の関係を 図-9 に示す。図-9 の関係から、係数 k_{call} の式 (11) を導いた。

$$k_{call} = 0.086p_w + 0.130 \quad (11)$$

(2) 内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$

k_{exp}/k_{call} と内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ の関係を 図-10 に示す。図-10 の関係から、内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ が 16 以上の場合において、式 (12) を導いた。

$$k_{cal2} = k_{exp}/k_{call} = -0.0087\rho_s \cdot f_{wiy} + 1.814 \quad (12)$$

内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ が 16 以上の場合、内巻き耐力比に換算すると 2.4 程度以上となる。これは既往の研究²⁾において、内巻き耐力比 2.4 程度以上の供試体は、コア

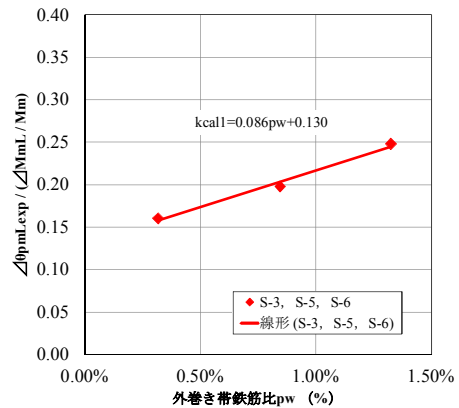


図-9 $\Delta\theta_{pml,exp}/(\Delta M_{mL}/M_m)$ と外巻き帯鉄筋比 p_w 関係

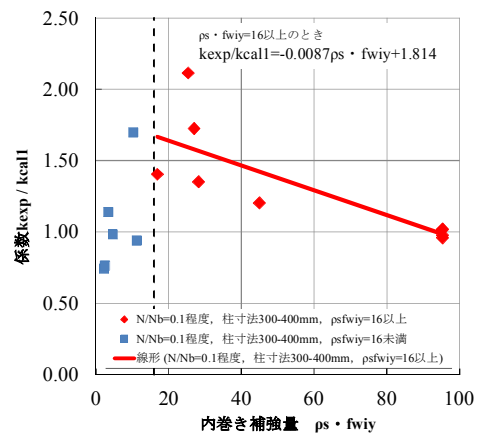


図-10 k_{exp}/k_{call} と内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wiy}$ 関係

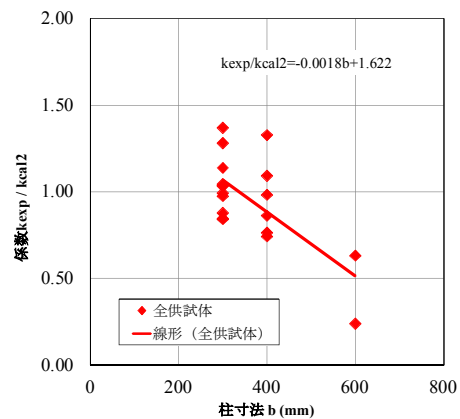


図-11 k_{exp}/k_{cal2} と柱寸法 b 関係

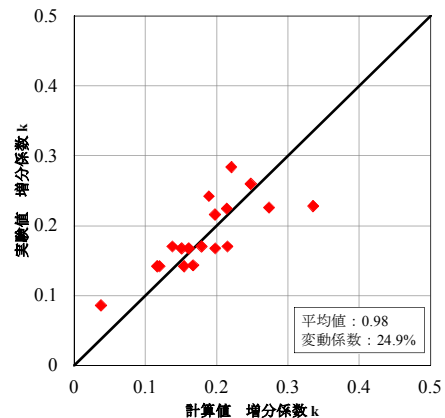


図-12 増分係数 k 実験値—計算値関係

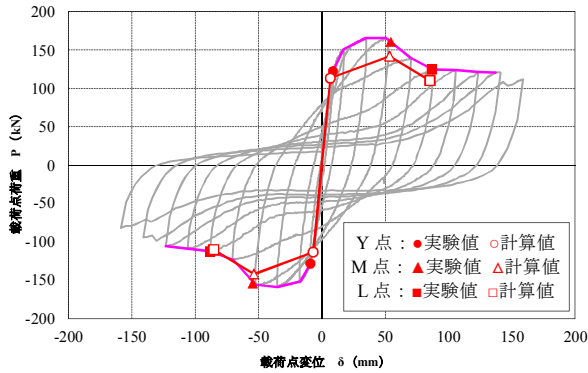


図-13 荷重-変位関係 (S-3)

コンクリートがほとんど欠損せず、大変形領域において一定荷重を保持し続けるという知見とも関係している。つまり、内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wi}$ がある一定量（内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wi}$ 16 以上）を超えないと内巻き補強量の効果は期待できないと考える。内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wi}$ が 16 未満の場合には、図-10 から傾向は確認できないことから、内巻き補強量 $\rho_s \cdot f_{wi}$ が 16 未満の場合には、内巻き帯鉄筋による影響を考慮しないこととした。

(3) 柱寸法 b (寸法効果)

k_{exp}/k_{cal2} と柱寸法 b の関係を図-11 に示す。図-11 の関係から、式 (13) を導いた。

$$k_{cal3} = k_{exp}/k_{cal2} = -0.0018b + 1.622 \quad (13)$$

上記以外の実験変数として、引張鉄筋比 p_t 、軸力（釣合軸力比 N/N_b ）についても検証したが、傾向が確認できないことから、考慮しないこととした。

よって増分係数 k は、式 (14) のとおりとなる。

$$k = (0.086p_w + 0.13) \cdot (-0.0087\rho_s \cdot f_{wi} + 1.814) \cdot (-0.0018b + 1.622) \quad (14)$$

上記の式から算出された k_{cal} と増分係数・実験値 k_{exp} の比較を図-12 示す。 k_{exp}/k_{cal} の平均値は 0.98、変動係数は 24.9% であることから概ね評価できていることがわかる。変動係数が、M 点算出時よりも若干大きくなっており、バラつきが大きい。これは、L 点の実験値が包絡線等から荷重を保持し始める点を決定していること、载荷パターンによってもバラつきがあるためと考えられる。

4. 骨格曲線

実験結果の荷重-変位関係の包絡線と合わせて、前述した算定方法により δ_m 、 δ_L を、既往の研究³⁾の算定方法より M_m 、 M_L を算出した各損傷レベルの骨格曲線（白抜

き)を図-13に併記して示す。ここでは、一例として図-3で用いた供試体 S-3 の結果を図-13に示す。

この結果からも、今回提案した M 点、L 点変位の算出方法は、概ね評価できていると考える。

5. まとめ

今回用いた供試体諸元・実験変数の範囲において、提案した各損傷レベルの限界点 M 点、L 点の変位の算定方法の精度について検証した結果、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) M 点変位 δ_m は、塑性ヒンジ回転角に、1D 区間に配置した外巻き帯鉄筋の直角フック、内巻き帯鉄筋による影響を考慮した式 (2) を用いることにより精度よく評価できる。
- (2) L 点変位 δ_L は、M 点変位の回転角 θ_{pm} に、外帯鉄筋比、内巻き補強量、寸法効果の影響を考慮した塑性ヒンジ回転角の増加量 $\Delta\theta_{pmL}$ を足し合わせた式 (9) を用いることにより概ね評価できる。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4
- 2) 石橋忠良，菅野貴浩，木野淳一，小林薫，小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番载荷実験，土木学会論文集，No.795/V-68，pp.95-110，2005.8
- 3) 山田章史，築嶋大輔，井口重信：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.36，No.2，pp.127-132，2014.7
- 4) 菅野貴浩，石橋忠良，木野淳一，小林薫：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能，コンクリート工学論文集，第20巻第2号，pp.1-12，2009.5
- 5) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，吉田徹，海原卓也：大変形領域の交番载荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究，土木学会論文集，No.711/V-56，pp.45-57，2002
- 6) 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