

論文 炭素繊維帯(CFB)で補強した鉄筋コンクリート柱の変形性能

京野 光男*1・岡本 大*2・谷村 幸裕*3・小牧 秀之*4

要旨：鉄道ラーメン高架橋に関して、駅部などの施工上の制約がある場合については、耐震補強が未実施の部分も残されており、このような場合にも適用可能な施工性に優れた耐震補強工法が必要である。本研究では炭素繊維帯(以下、CFB と示す)により補強した柱の変形性能の検討を行った。実大モデルの RC 柱を CFB で補強し、補強量をパラメータとして交番載荷試験を実施した。試験結果から、CFB による柱を補強することで、脆性的なせん断破壊を防止でき曲げ破壊になることを確認した。さらに、既往の研究の実験結果と合わせて、変形性能の算定方法を示した。

キーワード：耐震補強, 炭素繊維, CFB, 変形性能, 交番載荷

1. はじめに

兵庫県南部地震による被害を契機に、コンクリート構造物の耐震補強が実施されてきた。鉄道ラーメン高架橋に関しては、重機が利用できるなど、比較的施工上の制約が少ないラーメン高架橋については、鋼板巻立てによる耐震補強が実施されてきた。しかし、駅部や高架下が店舗や機械室等により利用されている場合など施工上の制約がある場合には、耐震補強が未実施な部分も残されている。こうした制約条件の多いラーメン高架橋柱にも適用可能な補強工法がいくつか開発されており、その中の一つとしてで、CFB による柱の耐震補強が提案されている。¹⁾

CFB は、せん断補強鉄筋と同じ方向に一定間隔に巻き付けた帯状の炭素繊維シートに樹脂を含浸し、柱部材のせん断耐力および変形性能の向上を期待するものである。本工法は、鋼板巻立て補強をする場合に用いる、重機や溶接工等は必要とせず、**図-1** に示すように人力で施工が可能であるため、従来の柱全面に巻き付ける炭

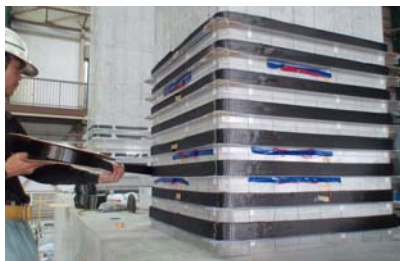


図-1 CFB の施工状況

素繊維シートによる耐震補強工法と比較し施工性に優れており、施工個所が狭隘で耐震補強が実施しにくい柱の補強に適している。一方で、CFB の間隔が変形性能に与える影響や、面的に柱を拘束する炭素繊維シート補強と同様に補強効果が得られることを確認する必要がある。

本研究では、CFB 工法で補強した RC 柱の交番載荷試験を実施し、変形性能の検討を行った。さらに、既往の研究の実験結果と合わせて、補強量および寸法効果を考慮した変形性能の算定方法を示した。

2. 交番載荷試験の概要

2.1 試験体諸元

試験体諸元を**表-1**に示す。また、試験体一般図および配筋図を**図-2**に示す。試験体は柱基部から 1.5D 区間 (D: 断面高さ)の補強量をパラメータとした。1.5D 区間以外のせん断力に対する補強に関しては、別途 CFB により補強した梁の載荷試験の結果を基に補強量を決定した。補強前の柱試験体は、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)²⁾(以下、RC 標準と示す)に準じて算出した曲げ耐力時のせん断力 V_{mu} と補強前のせん断耐力 V_{ud} の比 V_{mu}/V_{ud} が 2.18 となっており、せん断破壊形態と判定されている。

2.2 使用材料

試験体に使用した材料を**表-2**に示す。柱の補強に用いた CFB は、幅 50mm, 厚さ 0.556mm/層のものを用い

表-1 試験体諸元

試験体	断面寸法(mm)	せん断スパン(mm)	じん性補強区間	CFB 補強量($\rho_{CFB}[\%]$) [*]		引張鉄筋	帯鉄筋
				じん性補強区間	左記区間以外		
No.1	800×800	3000	1.5D	ctc100-8 層 (0.556)	ctc150-4 層 (0.185)	SD345-D32 6 本	SR235-φ9 ctc150
No.2				ctc100-4 層 (0.278)			

^{*} $\rho_{CFB} = A_{CFB} / (b \cdot S_{CFB})$ A_{CFB} : CFB1 組の断面積(mm²) S_{CFB} : CFB の間隔(mm) b : 柱端部の断面幅(mm)

- *1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室 研究員 工修 (正会員)
- *2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室 主任研究員 工修 (正会員)
- *3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室 主任研究員 工博 (正会員)
- *4 JX 日鉱日石エネルギー(株) 化学品本部 機能化学品 2 部 CF 事業室 担当マネージャー (正会員)

表-2 使用材料
(a)コンクリート

試験体	柱コンクリート		フーチングコンクリート	
	f_c	E_c	f_c	E_c
No.1	28.4	29.8	28.2	30.4
No.2	28.9	29.3	28.9	30.2

f_c :コンクリートの圧縮強度(N/mm²) E_c :コンクリートの弾性係数(kN/mm²)

(b)鋼材およびCFB

軸方向鉄筋		帯鉄筋		CFB	
f_{sy}	E_s	f_{sy}	E_s	f_{CFB}	E_{CFB}
386	202	335	203	4978	264

f_{sy} :鉄筋の降伏強度(N/mm²) E_s :鉄筋の弾性係数(kN/mm²)
 f_{CFB} :CFBの破断強度(N/mm²) E_{CFB} :CFBの弾性係数(kN/mm²)

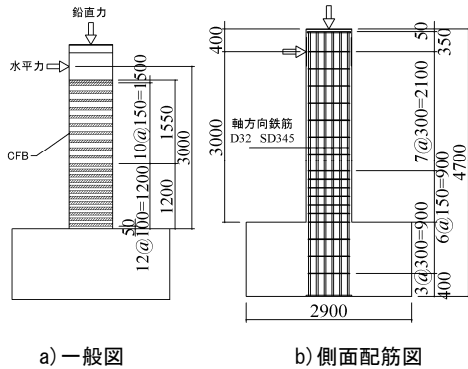


図-2 試験体一般図および配筋図

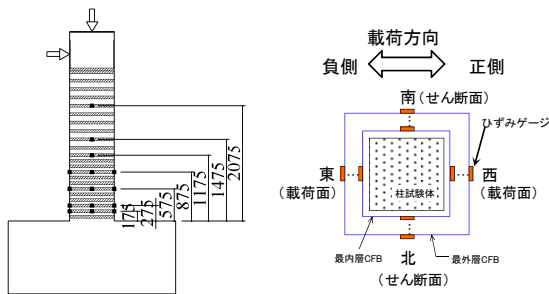


図-3 CFB ひずみの計測位置

た。

2.3 荷重方法および計測項目

荷重方法は、各試験体ともに一定軸力下における定変位の正負交番荷重とした。軸力は、地震時に高架橋の柱に作用する軸力を想定した軸圧縮応力 3.68N/mm^2 とした。水平荷重は、各試験体とも軸方向鉄筋が降伏した時点の荷重を P_y 、降伏変位を δ_y とし、その後、変位制御とし、 $\pm 1\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 4\delta_y$ 、 $\pm 6\delta_y$ 、 $\pm 8\delta_y$ 、・・・と正負3回ずつの繰返し荷重とした。計測項目は、荷重点の水平変位・鉛直変位、鉄筋のひずみ、CFBのひずみおよび、ひび割れ状況である。CFBのひずみに関しては、図-3に示すように、内層と外層の表面のひずみを計測した。



図-4 No.1 損傷状況 (南面)

3. 試験結果

3.1 破壊経過

No.1 と No.2 は概ね同様の破壊経過を示したので、No.1 の破壊経過について述べる。No.1 は約 200kN で荷界面(東西方向)の柱基部に曲げひび割れが発生した。軸方向鉄筋の降伏変位である $1\delta_y$ では、2D 区間に曲げひび割れが発生し、南北の面(せん断面)には、曲げひび割れから延びる斜めひび割れが見られた。2 δ_y の各サイクルでは、顕著なひび割れの変化や、荷重低下は見られなかった。4 δ_y の3サイクル目では、荷界面の基部から $0.5D$ 区間の範囲で、CFBの間のコンクリートの剥離や、コンクリートの圧縮破壊が見られたものの、過大なせん断ひび割れは見られなかった。6 δ_y では帯鉄筋が降伏ひずみに達し、図-4a)に示すように荷界面の基部から $0.5D$ 区間の範囲でCFBのはらみ出しが見られた。8 δ_y では、CFBのはらみ出しがさらに進行し、CFBの間から、コンクリートの剥落が見られた。10 δ_y では、図-4b)に示すように、柱基部コンクリートの損傷が顕著となり、1サイクル目で降伏荷重をしまわったため荷重を終了した。

3.2 荷重-変位関係

図-5 および図-6 に No.1 および No.2 の荷重-変位関係を示す。また、図-7 に No.1 および No.2 試験体の荷重-変位関係の包絡線を示す。いずれの試験体も、軸方向鉄筋が先行して降伏する曲げ破壊となった。また、軸方向鉄筋の座屈が見られる $6\delta_y$ までは、紡錘型の履歴を示した。変形性能を比較すると、M点(顕著に耐力低下を生じない点)はNo.1が $6\delta_y$ 、No.2が $4\delta_y$ であり、M点変位はNo.1の方が大きくなった。さらに、図-7に示すように、 $6\delta_y$ 以降は、No.2の荷重低下の割合が比較的大きくなっている。これらの結果より、柱の補強量に応じて、柱の変形性能が大きくなることがわかった。

3.3 CFBのひずみ

(1) 柱の荷界面におけるCFBの内外のひずみの関係

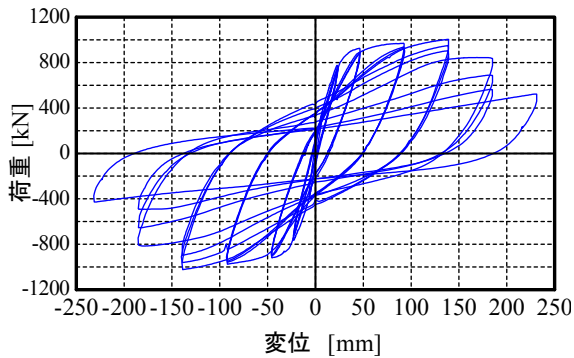


図-5 No.1の荷重-変位関係

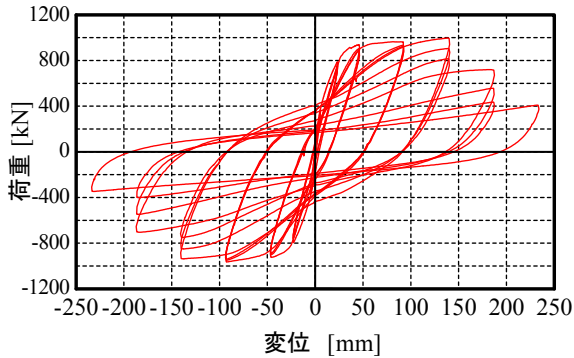


図-6 No.2の荷重-変位関係

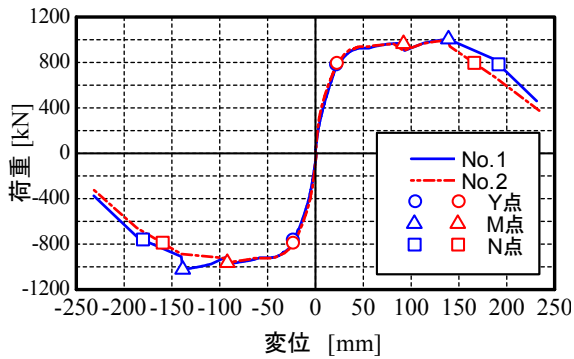


図-7 No.1 および No.2 の荷重包絡線

図-8に、 $4\delta_y$ から $8\delta_y$ の正側の1サイクル目の、東面の柱下端から575mmの位置のCFBのひずみの、内層および外層の分布を示した。いずれの試験体も、 $4\delta_y$ 以降に、CFBのひずみの増加の割合が大きくなっており、軸方向鉄筋の座屈に対して、CFBが拘束効果を発揮していると考えられる。また、 $4\delta_y$ 以降でCFBのひずみが外層は増加傾向を示し、内層は減少傾向を示した。これは、軸方向鉄筋の座屈によって、CFBに曲げが作用し、CFBの外層に引張応力、内層に圧縮応力が作用したものだと思われる。なお、じん性補強区間については、図-3に示す測点の東西面のCFBもほぼ同様の傾向を示している。

(2)柱のせん断面におけるCFBの内外のひずみの関係

図-9に、 $4\delta_y$ から $8\delta_y$ の正側の1サイクル目の、南面の柱下端から875mmの位置のCFBのひずみの、内層および外層の分布を示した。図-9に示すように、総層厚の厚いNo.1は、外層のひずみよりも内層のひずみが大きくなっている。一方、総層厚の薄いNo.2は、内層と外層のひずみの差は比較的小さいという傾向が見られた。な

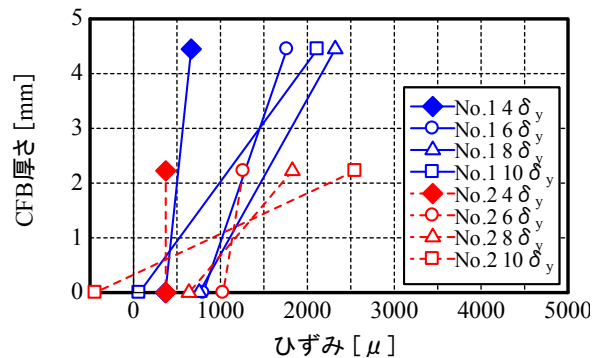


図-8 載荷面のCFBひずみ(東面 下端から575mm)

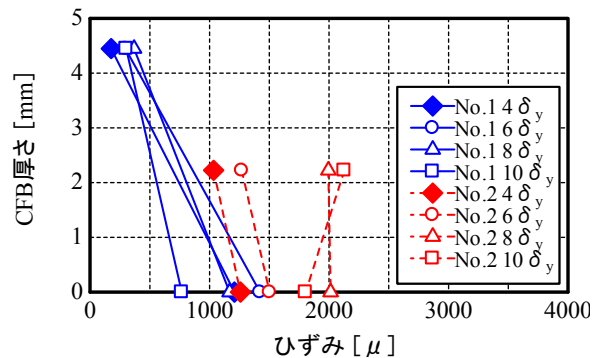


図-9 せん断面のCFBひずみ(南面 下端から875mm)

お、柱の全長にわたって、図-3に示す測点の南北面のCFBもほぼ同様の傾向がみられた。

4. 骨格モデルの検討

骨格モデルは、本研究で実施した試験結果の他に、既往の研究¹⁾の試験結果も合わせて検討を行った。既往の研究の試験体諸元を表-3に示す。既往の研究の試験体はせん断スパン、断面寸法およびCFBの間隔が本研究の試験体と異なるものとなっている。

4.1 骨格モデル

変形性能の評価は、RC標準²⁾に準じ、骨格モデルを部材端の曲げモーメントと部材角の関係として表し、図-10に示すようなテトラリアモデルとした。ここで、曲げモーメントは柱下端の曲げモーメント、部材角は載荷点位置の水平変位をせん断スパンで除したものである。また、各折れ点は以下のように定義されている。

- ・C点 (M_c, θ_c) : 曲げひび割れ点
- ・Y点 (M_y, θ_y) : 引張鉄筋が降伏するときの変形点
- ・M点 (M_m, θ_m) : 繰り返し載荷において顕著な耐力低下を生じない最大変形点
- ・N点 ($M_n (=M_y), \theta_n$) : M_y を維持できる最大変形点

4.2 曲げモーメントの検討

Y点およびM点の曲げモーメントの計算値は、RC標準²⁾に準じて求めた。Y点とM点の計算値と試験値を比較したものを図-11に示す。計算値は試験値と概ね一致しており、試験値/計算値が、Y点で1.03から1.11となり、M点で1.12から1.18となった。

表-3 既往の試験体諸元

a)試験体諸元			
断面寸法(mm)	せん断スパン(mm)	引張鉄筋	帯鉄筋
1000×1000	2650	SD345-D25 10本	SD345-D13 ctc300
b)補強パラメータ			
試験体	じん性補強区間	CFB 補強量(断面積比)(%)	
		じん性補強区間	左記区間以外
JRW07-04	1.0D	ctc100-10層 (0.556)	ctc100-5層 (0.278)
JRW07-03		ctc150-8層 (0.297)	ctc100-8層 (0.297)

4.3 Y点部材角の検討

Y点の部材角 θ_y は、RC標準²⁾に準じて求めた。Y点の部材角 θ_y の計算値と試験値の比較を図-12に示す。試験値/計算値は、いずれの試験体も約1.3となっており。計算値は試験値と概ね一致しており、精度よく算定できている。

4.4 M点部材角の検討

M点の部材角 θ_m は、RC標準と同様に、式(1)~式(3)に示すように、躯体変形と軸方向鉄筋の定着部からの伸出しの和とし、躯体変形は塑性ヒンジ部(柱基部より1D区間、D:断面高さ)の変形と塑性ヒンジ部以外の変形に分離し検討した。³⁾

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (1)$$

$$\theta_{m0} = (\delta_{mb} + \delta_{mp}) / L_a \quad (2)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3)$$

ここに、 θ_{m0} : 躯体変形による回転角(rad), θ_{m1} : 軸方向鉄筋の伸出しによる回転角(rad), δ_{mb} : 塑性ヒンジ部以外の躯体変形(mm), δ_{mp} : 塑性ヒンジ部の躯体変形(mm), θ_{pm} : 塑性ヒンジ回転角(rad), L_a : せん断スパン(mm), L_p : 塑性ヒンジ長(mm), である。

(1)塑性ヒンジ部以外の躯体変形

塑性ヒンジ部以外の躯体変形 δ_{mb} は、塑性ヒンジ部以外の各断面の曲率を部材軸方向に二階積分することにより求めた。

(2)塑性ヒンジ回転角

塑性ヒンジ回転角の試験値 $\theta_{pm,exp}$ は、試験で得られた $\theta_{m,exp}$ を用い、式(1)の θ_{m1} および式(2)の δ_{mb} に計算値を用い式(1)から式(3)に代入することにより逆算した。本研究では、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} が、CFB補強を除いたRC部材の塑性ヒンジ回転角 θ'_{pm} とCFB補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 θ''_{pm} の和と仮定し、式(4)により算定されるものとした。

$$\theta_{pm} = \theta'_{pm} + \theta''_{pm} \quad (4)$$

θ'_{pm} は、既往の研究³⁾に従い、式(5)により算定した。

$$\theta'_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (5)$$

$$\text{ただし, } 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここに、 p_t : 引張鉄筋比(%)で $p_t = A_t / (b \cdot d)$, A_t : 最外縁の軸方向鉄筋の断面積(mm²), d : 有効高さ(mm), b : 柱

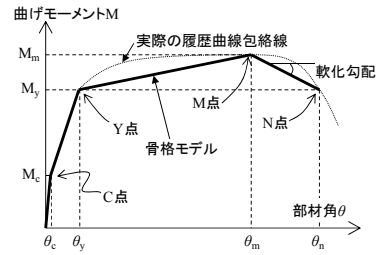


図-10 骨格曲線モデル

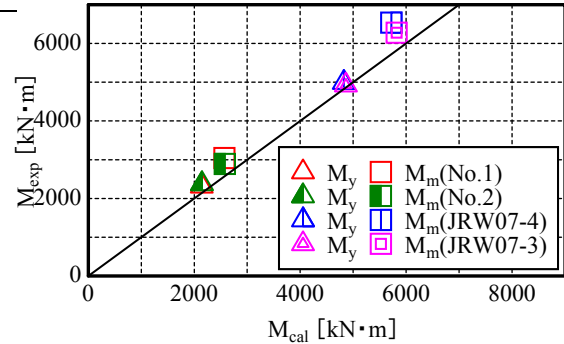


図-11 曲げモーメント計算値と実験値の比較

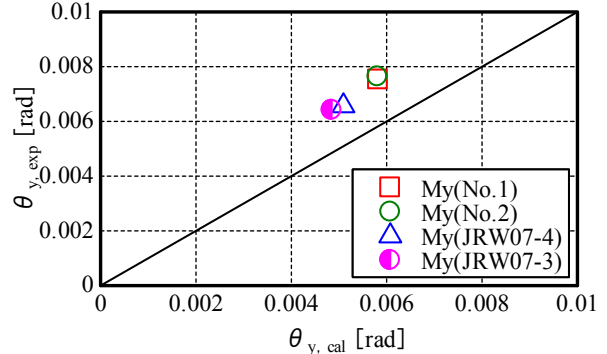


図-12 Y点部材角の計算値と試験値の比較

端部の断面幅(mm), k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0} = f_{swy} / 345$, f_{swy} : 帯鉄筋の降伏強度(N/mm²), p_w : 帯鉄筋比(%)で $p_w = A_w / (b \cdot s)$, A_w : 帯鉄筋1組の断面積(mm²), s : 帯鉄筋の間隔(mm), である。

CFB補強による塑性ヒンジ回転角の増加分は、式(5)で求めた θ'_{pm} と $\theta_{pm,exp}$ の差分で求めることとした。3.2節に示すように、じん性補強区間のCFBは帯鉄筋と同様に軸方向鉄筋を拘束して、座屈を防止する機能があると考えられる。また、既往の研究³⁾では、RC柱の変形性能が、塑性ヒンジ回転角が引張鉄筋比に影響することが示されている。そのため、塑性ヒンジ回転角はCFB補強量の断面積比 p_{CFB} および引張鉄筋比 p_t をパラメータとして検討した。図-13には、じん性補強区間のCFB間隔が同一の100mmである試験体の $\theta''_{pm,exp} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ とCFBの断面積比 p_{CFB} との関係を示す。図-13から、CFBの断面積比 p_{CFB} が大きくなるほど、CFB補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 $\theta''_{pm,exp}$ が増加する傾向が見られた。試験体は少ないものの、 $\theta''_{pm,exp} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ と p_{CFB} の間に線形関係を仮定し回帰すると次式が得られた。

$$\theta''_{pm\text{ cal1}} = 0.0289p_{CFB} / (0.79p_t + 0.153) \quad (6)$$

ここに、 p_{CFB} : CFB 断面積比で $p_{CFB} = A_{CFB} / (b \cdot S_{CFB})$,
 A_{CFB} : CFB1 組の断面積(mm²), S_{CFB} : CFB の間隔(mm),
 である。

さらに、図-13 から、CFB 補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 θ''_{pm} について、式(6)による計算値は、柱寸法 800 の試験値に対して過少な、柱寸法 1000mm の試験値に対して過大になる傾向となった。断面寸法が大きくなると、補強材による軸方向鉄筋の座屈に対する拘束効果が小さくなる傾向を示しており、既往の研究⁴⁾の鋼板巻き補強でも同様の傾向が見られている。図-14 には、柱寸法 b と $\theta''_{pm,exp} / \theta''_{pm,cal1}$ の関係を示す。柱の寸法 b が大きくなると $\theta''_{pm,exp} / \theta''_{pm,cal1}$ は小さくなる傾向を示しており、今回の試験の範囲で柱の寸法とその影響を線形関係で仮定すると次式が得られた。

$$k_{rb} = \theta''_{pm,exp} / \theta''_{pm,cal1} = -0.0024b + 3.1 \quad (7)$$

ただし、 $800\text{mm} \leq b \leq 1000\text{mm}$

ここに、 k_{rb} : 柱寸法を考慮する係数、である。

以上により、柱の寸法を考慮した CFB 補強による塑性ヒンジ回転角の増加分として、次式を得た。

$$\theta''_{pm\text{ cal2}} = 0.0289p_{CFB} \cdot k_{rb} / (0.79p_t + 0.153) \quad (8)$$

図-15 に寸法効果を考慮した $\theta''_{pm,cal2} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ と $\theta''_{pm,exp} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ との関係を示す。図には、CFB 間隔の異なる JRW07-3 を合わせて示しており、式(8)で補強材間隔の大きい JRW07-3 を評価した場合、過大評価となる結果になった。そのため、式(8)を用いて評価する場合には、CFB 間隔を 100mm 以下とすることとした。以上の検討から、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} は、次式で示すことができると考えられる。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.0289p_{CFB} \cdot k_{rb} + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (9)$$

ただし、 $0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$, $S_{CFB} \leq 100\text{mm}$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78, \quad 0.278 \leq p_{CFB} \leq 0.556$$

なお、CFB 断面積比 p_{CFB} および CFB の間隔 S_{CFB} については、実験の範囲から提案式の適用範囲を示している。

(3)軸方向鉄筋伸出し

軸方向鉄筋の伸出しによる回転角 θ_{m1} は、既往の研究⁵⁾を参考に CFB がせん断補強鉄筋と同様の機能があると仮定し、式(10)により求めることとした。

$$\theta_{m1} = \{2.7(k_{w1} \cdot p_w + p_{CFB}) + 0.22 \cdot (1 - N'/N'_b) + 1\} \theta_{y1} \quad (10)$$

ただし、 $N'/N'_b \leq 1.5$, $S_{CFB} \leq 100\text{mm}$, $0.278 \leq p_{CFB} \leq 0.556$

ここに、 N'/N'_b : 釣合軸力比、 N' : 作用軸力(kN), N'_b : 釣合軸力で、軸方向鉄筋の降伏と同時にコンクリート最外縁圧縮ひずみ ϵ'_c が 0.0035 となる場合の軸力(kN), k_{w1} : 帯鉄筋の強度を考慮する係数で $k_{w1} = k_{w0}$, である。

以上に示す手法でそれぞれ算出した計算値と試験値の比較および θ_m の計算値の内訳を、図-16 および表-

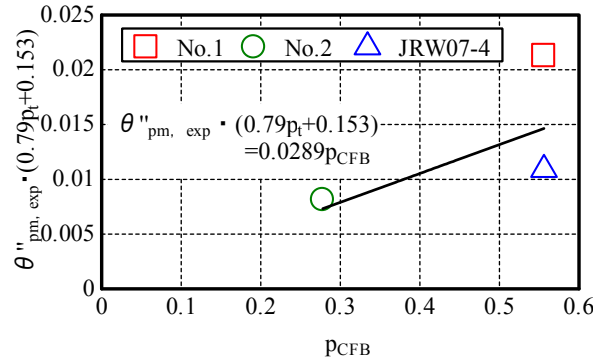


図-13 回転角の増加分と補強量の関係

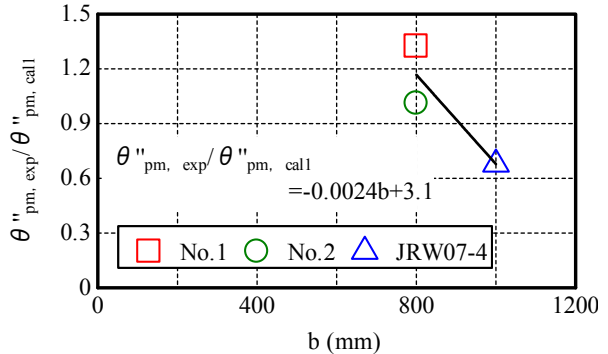


図-14 柱寸法の影響

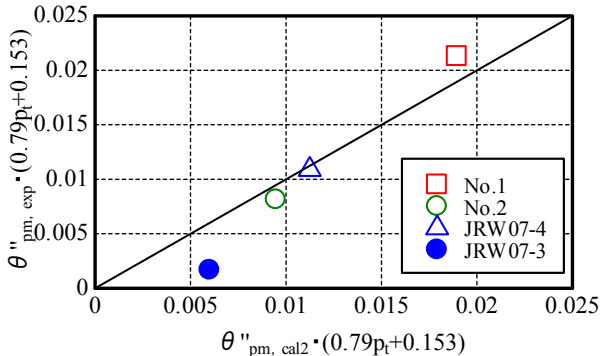


図-15 k_{rb} を考慮した回転角の増加分と補強量の関係

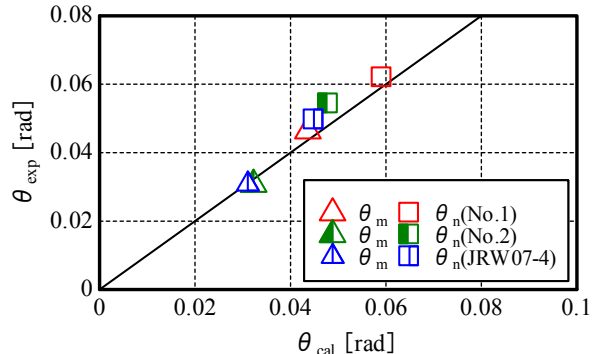


図-16 M 点および N 点部材角の計算値と試験値の比較

表-4 θ_m の計算値の内訳

		No.1	No.2	JRW07-4	
θ_{m0}	δ_{mb}/L	0.00182	0.00182	0.00082	
	θ_{pm}	θ'_{pm}	0.01922	0.01922	0.01801
		$\theta''_{pm\text{ cal2}}$	0.01896	0.00948	0.01125
θ_{m1}		0.00434	0.00339	0.00451	

記号は文章中に記載 単位(rad)

4 に示す。M 点の部材角 θ_m の試験値/計算値は、0.95 から 1.06 となった。

4.5 N点部材角の検討

終局点の部材角 θ_n については、M点の部材角 θ_m と同様に、式(11)～式(13)に各要因を分離して、検討を行った。

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (11)$$

$$\theta_{n0} = (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a \quad (12)$$

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (13)$$

ここに、 θ_{n0} ：躯体変形による回転角(rad)、 θ_{n1} ：軸方向鉄筋の伸出しによる回転角(rad)、 δ_{nb} ：塑性ヒンジ以外の区間の躯体変形(mm)、 δ_{np} ：塑性ヒンジの変形(mm)、 θ_{pn} ：塑性ヒンジの回転角(rad)、である。

(1)塑性ヒンジ部の躯体変形

塑性ヒンジの回転角 θ_{pn} は、以下の式(14)、式(18)から算定することとした。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pnm} \quad (14)$$

$$\Delta\theta_{pnm} = k(M_m - M_y) / M_m \quad (15)$$

ここに、 $\Delta\theta_{pnm}$ ：M点からN点への塑性ヒンジ回転角の増加量(rad)、 k ：軟化勾配を表す係数、である。

式(15)の k は、図-10のテトラリニアモデルの軟化勾配を表す係数である。RCの柱の場合³⁾、帯鉄筋等などの諸元によらず概ね一定であることがわかっている。本研究では、実験パラメータの影響が明確とならなかったため、データの平均値とし、式(16)、式(17)から求めた。

$$k = \sum_{i=1}^i [\Delta\theta_{pnm,exp} / ((M_m - M_y) / M_m)] / i \quad (16)$$

$$\Delta\theta_{pnm,exp} = (\delta_{n,exp} - \delta_{m,exp}) / (L_a - L_p / 2) \quad (17)$$

CFB補強をした柱の場合、M点以降の軟化勾配を表す係数については、 $k=0.11$ と求められた。これは、RC柱の軟化勾配を表す係数 $k=0.1$ と同程度の値となった。

(2)塑性ヒンジ部以外の躯体変形

塑性ヒンジ部以外の躯体変形は、塑性ヒンジ部以外の各断面の曲率を部材軸方向に二階積分することにより求めた。

(3)軸方向鉄筋の伸出し

M点以降は、曲げモーメントが減少するため伸出し量の増加はないと仮定し、終局点での軸方向鉄筋の伸出しによる回転角 θ_{n1} は、 θ_{m1} と同値とした。

以上に示す手法でそれぞれ算出した計算値と試験値の比較を、図-16に示す。N点の部材角 θ_n 試験値/計算値は、1.05から1.13となった。

5. まとめ

本研究では、じん性補強区間のCFB補強量および断面寸法をパラメータとした、RC柱の交番載荷試験を実施した。以下に本研究で得られた知見を示す。

(1)脆性的なせん断破壊を防止でき曲げ破壊になることを確認した。

表-5 試験値と提案式による計算値との比較

試験体		No.1	No.2	JRW07-4	
Y点	曲げモーメント	実験値(kN・m)	2314.9	2376.5	4990.0
		計算値(kN・m)	2142.1	2145.6	4822.8
		実験値/計算値	1.08	1.11	1.03
	部材角	実験値(rad)	0.0075	0.0076	0.0066
		計算値(rad)	0.0058	0.0058	0.0051
		実験値/計算値	1.29	1.31	1.29
M点	曲げモーメント	実験値(kN・m)	3043.2	2891.4	6534.9
		計算値(kN・m)	2571.9	2580.8	5722.3
		実験値/計算値	1.18	1.12	1.14
	部材角	実験値(rad)	0.0463	0.0307	0.0308
		計算値(rad)	0.0436	0.0323	0.0311
		実験値/計算値	1.06	0.95	0.99
N点	部材角	実験値(rad)	0.0620	0.0543	0.0496
		計算値(rad)	0.0592	0.0479	0.0449
		実験値/計算値	1.05	1.13	1.10

(2)No.1(補強量 0.556%)と No.2(補強量 0.278%)の試験体を比較すると、No.2と比較してNo.1の方が繰返しに載荷において顕著な耐力低下を生じない変形が大きく、荷重低下の割合が小さい結果となり、この補強量の範囲では、補強量の増加に伴い変形性能が向上することが確認できた。

(3)CFBにより補強した柱の変形性能算定式を示した。提案式は、CFB補強量および柱の寸法効果が考慮されているものであり、表-5に示すように試験値を評価した。今回示した提案式は、数少ないデータを基にした提案式であるため、提案式の検証と精度向上が今後の課題であると考えられる。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、広島大学大学院工学研究科 佐藤良一教授、西日本旅客鉄道(株) 藤井大三氏、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 竹山純徳氏、広成建設(株) 安田秀樹氏には多大なるご協力を頂きました。ここに深く感謝の意を申し上げます。

7. 参考文献

- 1) 森康弘, 中瀬理至, 竹山純徳, 小牧秀之: CFB耐震補強工法の鉄道高架橋への適用について, 土木学会第64回年次学術講演会, 2007.9
- 2) (財)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), 2004.4
- 3) 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, 2001.8
- 4) 前田友章, 岡本大, 谷村幸裕: 鋼板巻立て補強した鉄筋コンクリート柱の変形性能算定手法, 日本コンクリート工学協会年次大会論文集, 2009.
- 5) 前田友章, 岡本大, 谷村幸裕, 庄野昭, 中村敏晴: 補強鋼材と吹付けモルタルで補強したRC柱の変形性能算定手法, 土木学会第64回年次学術講演会, 2007.9.