

論文 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

前田 友章*1・岡本 大*2・谷村 幸裕*3

要旨: 兵庫県南部地震以降、鋼板巻立てによる耐震補強が、多くの鉄道ラーメン高架橋柱に実施されている。鋼板巻立て補強した柱は、曲げ変形性能の向上が期待でき、その評価指標として、じん性率が用いられていた。しかし、じん性率は、降伏変位と終局変位の比であるため、降伏変位の変動により値が変化するという問題点がある。くわえて、構造物の設計方法が、性能照査型へ移行するのにもない、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）では、変形性能を部材角で評価する方法が採用された。本研究では、鋼板巻立て補強柱の骨格曲線を示し、部材降伏点、最大耐力点、終局点の曲げモーメントと部材角の算定手法を提案した。

キーワード: 鋼板巻立て補強, 変形性能, 骨格曲線

1. はじめに

兵庫県南部地震によるコンクリート構造物の被害を契機として、高架橋の耐震補強が進められており、鉄道ラーメン高架橋柱においては、鋼板巻立て工法が一般的な耐震補強工法として採用されている。鋼板巻立て補強は、せん断耐力を向上してせん断破壊を防止するほか、曲げ変形性能を向上させる効果が期待できる。

高架橋柱の曲げ変形性能の評価指標は、長年、じん性率が用いられており、耐震補強効果もじん性率を指標として評価されていた。しかし、じん性率は、降伏変位と終局変位の比であるため、終局変位が変わらなくても降伏変位の変動により値が変化してしまい、変形性能の評価指標としては難点がある。特に耐震補強された柱の場合は、工法や部材端部の詳細によって部材剛性が変化するため、その影響が大きく、じん性率は評価指標として不向きである。また、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）では、鉄筋コンクリート柱の変形性能を部材角

で評価する方法が採用されており、耐震補強された柱についても同様の評価方法が求められていた。

そこで、本研究では、鋼板巻立て補強した鉄筋コンクリート柱の骨格曲線を、実大試験体の載荷実験結果を用いて構築することとした。

2. 交番載荷実験の概要

2.1 試験体の諸元

これまでに実施した実大交番載荷実験の結果^{1~4)}から、十分なせん断補強効果が得られ、破壊形態が曲げ破壊型となった実験結果を選定し、検討の対象とした。①T, W シリーズの補強鋼板は、鉛直方向に溶接継手を用い、母材の全強を伝達できる^{1,2)}。一方、②K, O シリーズの補強鋼板は、鉛直方向の継手が機械式継手等になっており、母材の全強を伝達できない^{3,4)}。表-1に試験体諸元、材料試験値、図-1に試験体概要を示す。試験体は、十分な強度を有するフーチング部に接合された矩形断面

表-1 試験体諸元, 材料試験値

	試験体諸元, 材料試験値														軸圧縮 応力度 (N/mm ²)
	柱下端部 断面幅×断面幅 ×せん断スパン (モルタルを含む)(mm)	軸方向鉄筋(引張)				帯鉄筋		補強鋼板					コンクリート		
		配置	かぶり (mm)	E _s (kN/mm ²)	f _{sy} (N/mm ²)	配置	f _{swy} (N/mm ²)	鋼板厚 t (mm)	E _{sp} (kN/mm ²)	f _{spy} (N/mm ²)	モルタル 厚 u (mm)	下端 あき (mm)	柱 (N/mm ²)	フーチング (N/mm ²)	
T2	660×660×2900	D32-4	44	191	349	φ 9@100	317	6	188	325	30	0	27.9	30.2	3.27
T3	600×600×2900	D32-4	44	191	349	φ 9@100	317	6	188	325	—	0	28.6	30.3	3.27
T4	600×600×2900	D32-4	44	191	349	φ 9@100	317	6	188	325	30	100	30.4	30.2	3.27
T7	600×600×2000	D32-4	44	202	347	φ 9@300	342	6	199	368	—	0	23.6	34.7	3.27
W1	800×800×3000	D32-6	44	194	350	φ 9@150	318	6	189	308	30	100	23.2	28.8	3.68
W2	800×800×3000	D32-6	44	194	350	φ 9@150	318	6	189	308	30	100	25.9	31.4	3.68
W3	860×860×3000	D32-6	44	194	350	φ 9@150	318	6	189	308	30	0	28.6	30.6	3.68
K0	900×900×3150	D32-7	44	199	341	φ 9@300	352	9	207	319	50	30	31.0	44.0	3.70
K1	600×600×2100	D22-7	29	190	319	φ 6@200	344	6	185	304	20	30	32.6	33.7	3.70
K2	600×600×2100	D22-7	29	190	319	φ 6@200	344	4.5	194	276	20	30	30.7	30.2	3.70
K3	600×600×1500	D22-7	29	190	319	φ 6@200	344	6	185	304	20	30	33.9	34.7	3.70
K4	600×600×1680	D22-7	29	191	346	φ 6@200	295	6	196	205	20	30	29.0	35.3	3.70
K6	600×600×1375	D22-7	29	191	346	φ 6@200	295	6	186	252	20	30	31.7	36.7	3.70
O1	600×600×1800	D32-4	44	203	363	φ 9@300	336	3.2	190	344	30	30	26.7	26.7	2.45
O2	900×900×2700	D32-8	44	204	372	φ 9@300	331	4.5	195	350	30	30	33.3	33.3	2.50

※E_s: 軸方向鉄筋のヤング係数 f_{sy}: 軸方向鉄筋の引張降伏強度 f_{swy}: 帯鉄筋の引張降伏強度
E_{sp}: 鋼板のヤング係数 f_{spy}: 鋼板の引張降伏強度

- *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 構造物技術研究部耐震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室長 博(工) (正会員)

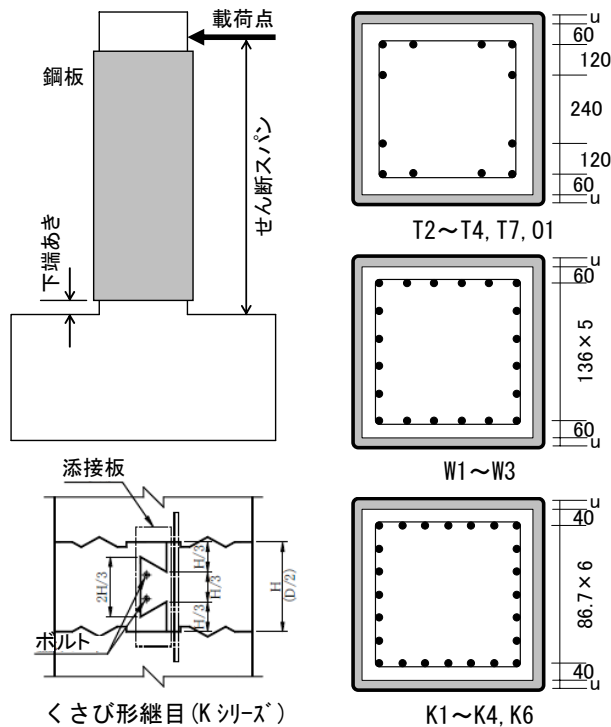


図-1 試験体概要 (単位: mm)

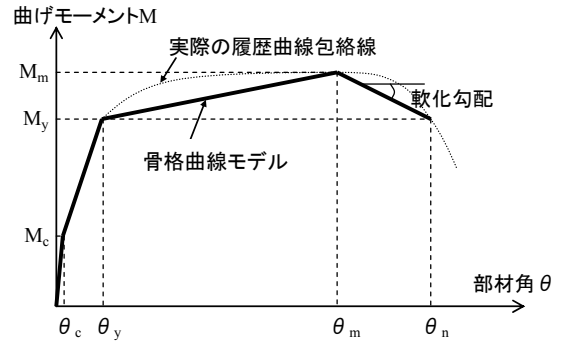


図-3 骨格曲線モデル

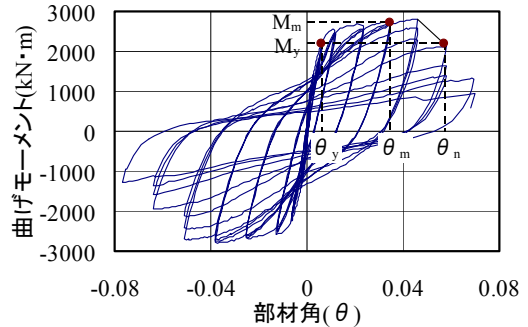


図-4 履歴曲線 (W1)

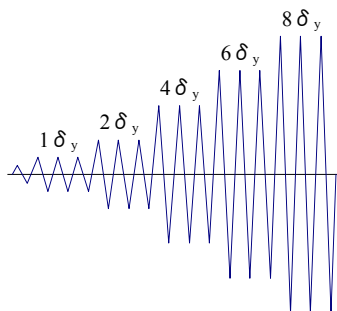


図-2 荷重パターン

表-2 実験結果

	部材降伏点 (Y点)				最大耐荷力点 (M点)				終局点 (N点)	
	モーメント (kN·m)		部材角 (rad)		モーメント (kN·m)		部材角 (rad)		部材角 (rad)	
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側
T2	1131	-1165	0.0054	-0.0057	1387	-1529	0.0545	-0.0438	0.0760	-0.0769
T3	1020	-1037	0.0083	-0.0080	1173	-1231	0.0486	-0.0480	0.0836	-0.0788
T4	1052	-992	0.0060	-0.0056	1266	-1284	0.0440	-0.0447	0.0634	-0.0665
T7	978	-1035	0.0090	-0.0094	1172	-1150	0.0359	-0.0379	0.0805	-0.0763
W1	2181	-2244	0.0060	-0.0064	2719	-2790	0.0347	-0.0382	0.0568	-0.0586
W2	2218	-2231	0.0063	-0.0063	2806	-2727	0.0372	-0.0372	0.0541	-0.0520
W3	2345	-2324	0.0057	-0.0056	3087	-3037	0.0335	-0.0340	0.0687	-0.0706
K0	3363	-3298	0.0048	-0.0043	4517	-4537	0.0365	-0.0364	0.0607	-0.0639
K1	954	-914	0.0054	-0.0057	1226	-1243	0.0337	-0.0335	0.0571	-0.0529
K2	953	-960	0.0057	-0.0056	1193	-1222	0.0226	-0.0342	0.0465	-0.0480
K3	1010	-966	0.0075	-0.0067	1195	-1128	0.0293	-0.0296	0.0503	-0.0446
K4	1018	-1032	0.0048	-0.0053	1271	-1303	0.0323	-0.0323	0.0467	-0.0489
K6	1031	-972	0.0049	-0.0044	1291	-1304	0.0338	-0.0337	0.0482	-0.0506
O1	964	-920	0.0062	-0.0061	1156	-1159	0.0367	-0.0367	0.0489	-0.0519
O2	3111	-3158	0.0050	-0.0049	4122	-4166	0.0198	-0.0196	0.0424	-0.0414

の鉄筋コンクリート柱であり、鋼板巻立て補強前の断面幅と断面高さが 600mm、または 800mm の柱である。また、補強目的がせん断補強と変形性能の向上であることから、鋼板のフーチング部への接合は行っていない。

2.2 荷重方法

荷重はフーチング部を床に固定し、鉛直方向に油圧ジャッキで、常に表-1に示す軸圧縮応力度となるよう軸力を加え、図-1に示す荷重点に水平方向に正負交替荷重を行った。最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時点の荷重点位置の水平変位を降伏変位 $1\delta_y$ とし、これを基準に図-2の荷重パターンで正負3回繰り返し荷重を行った。

3. 骨格曲線の検討

3.1 骨格曲線モデル

本研究では、骨格曲線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-3のようなテトラニアモデルとした。ここで、曲げモーメントは柱下端の曲げモーメント、部材角は荷重点位置の水平変位をせん断スパンで除したものである。各折れ点は以下に定義する。

(1) ひび割れ発生点 (M_c, θ_c)

柱下端断面の縁応力度が断面高さの寸法効果を考慮したコンクリートの曲げ強度に達する点

(2) 部材降伏点 (M_y, θ_y)

柱下端断面の最外縁の軸方向鉄筋が降伏する点

(3) 最大耐荷力点 (M_m, θ_m)

最大耐力に達した後、同一変位での繰り返し荷重による顕著な耐力低下が生じないような最大変形点 (図-4)

(4) 終局点 ($M_n (=M_y), \theta_n$)

最大耐荷力点以降の耐力低下時に、降伏耐力を維持できる最大変形点

3.2 曲げモーメントおよび部材角

表-2に各試験体の部材降伏点、最大耐力力点、終局点の曲げモーメントと部材角を示す。なお、表-2のモーメントには、水平荷重によるもののほか、軸圧縮力の偏心による付加モーメントの影響を考慮した。

3.3 曲げモーメントの検討

鋼板がフーチング部へ接合されていないことから、曲げモーメントの計算値は、鋼板を無視した柱下端部の断面において、平面保持の仮定により算定した。材料強度は、材料試験結果(表-1)を用いて、材料係数を1.0として計算した。コンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係は、材料強度を用い、土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾に示すモデルにより算定した。部材降伏点の曲げモーメントは最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時点、最大耐力力点の曲げモーメントはコンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_c=0.0035$ となる時点の柱下端部のモーメントとした。

部材降伏点と最大耐力力点の計算値と実験値を比較したものを図-5、6に示す。実験値/計算値は、部材降伏点で平均値1.15、変動係数3.9%、最大耐力力点で平均値1.20、変動係数5.5%となった。計算値は実験値よりもやや小さいものの、おおむね一致した。計算値が実験値よりもやや過小評価となった原因としては、鋼板の拘束効果などが考えられる。

3.4 部材角の検討

部材降伏点以降、塑性ヒンジ部の鋼板は、帯鉄筋と同様に軸方向鉄筋を拘束して、座屈を防止するため、①T、Wシリーズと②K、Oシリーズの場合で変形性能の向上度合いが異なると推測される。そこで、最大耐力力点と終局点の部材角は、それぞれについて検討した。

3.4.1 部材降伏点の部材角

部材降伏点の部材角 θ_y は、式(1)に示すように、躯体変形と軸方向鉄筋の定着部からの抜出しの和として、算出することとした⁶⁾。

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} \quad (1)$$

ここに、 θ_{y0} ：躯体変形による回転角(rad)

θ_{y1} ：軸方向鉄筋の抜出しによる回転角(rad)

(1) 躯体変形

躯体変形は以下の手順で求めた。

- (a) 柱部材を部材軸方向に分割する
- (b) 各断面の曲げモーメントと軸力に対応する曲率を求める
- (c) 曲率を部材軸方向に二階積分する

なお、各断面の曲率を求める際、鋼板と既設柱との付着が確保され一体化している断面では、鋼板を鉄筋とみなした鉄筋コンクリート断面として断面剛性を算定した。ただし、フーチング部に接合されていない鋼板下端

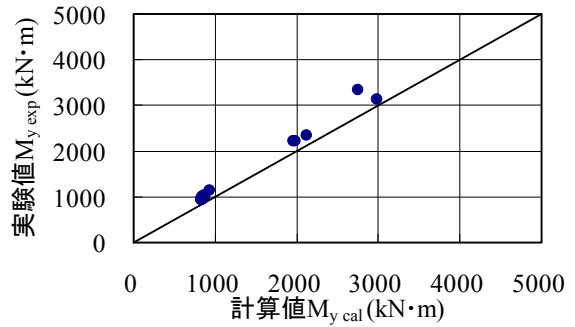


図-5 部材降伏点での曲げモーメント

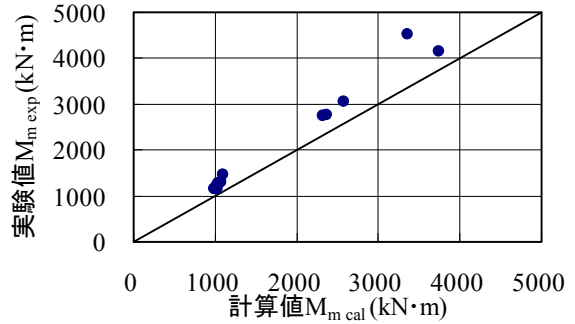


図-6 最大耐力力点での曲げモーメント

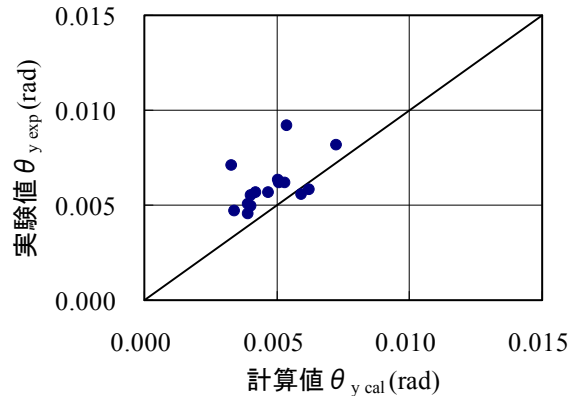


図-7 部材降伏点での部材角

部は、水平荷重が作用した際に一定区間の鋼板と既設柱との一体性がなくなると考えられる。よって、ここでは柱下端部から鉛直方向に柱断面高さまでの区間で、鋼板による断面剛性の増加を無視することとした。

(2) 軸方向鉄筋の抜出し

軸方向鉄筋の抜出しによる回転角 θ_{y1} は、式(2)、式(3)により求めた⁷⁾。

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y) \quad (2)$$

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon_y (6 + 3500 \epsilon_y) \phi / f_{cf}^{2/3} \quad (3)$$

ここに、 ΔL_y ：軸方向鉄筋の抜出し量(mm)

d ：有効高さ(mm)

x_y ：軸方向鉄筋降伏時の中立軸位置(mm)

α ：鉄筋間隔の影響を表わす係数

$$\alpha = 1 + 0.9 \exp\{0.45(1 - D/\phi)\}$$

ϵ_y ：軸方向鉄筋の降伏ひずみ

ϕ ：軸方向鉄筋の直径(mm)

D ：軸方向鉄筋の中心間隔(mm)

f'_{cf} : フーチング部のコンクリート強度(N/mm²)

以上の手法により算出した部材降伏点の部材角 θ_y の計算値と実験値の比較を図-7に示す。計算値と実験値が乖離している2体を除くと、実験値/計算値は平均1.20、変動係数11.8%となり、計算値は実験値よりもやや小さいものの、おおむね一致していることを確認した。乖離の一因として、部材降伏点での曲げモーメントや軸方向鉄筋の抜出しの算定精度などが推測されるが、部材角の算定精度を向上するための研究の余地がある。

3.4.2 最大耐力点の部材角

最大耐力点の部材角 θ_m は、式(4)~式(6)に示すように、躯体変形と軸方向鉄筋の定着部からの抜出しの和とし、躯体変形は塑性ヒンジ部の変形と塑性ヒンジ部以外の変形に分離して、検討した⁶⁾。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (4)$$

$$\theta_{m0} = (\delta_{mb} + \delta_{mp}) / L_a \quad (5)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (6)$$

ここに、 θ_{m0} : 躯体変形による回転角(rad)

θ_{m1} : 軸方向鉄筋の抜出しによる回転角(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=柱の断面高さ(mm)

(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は、部材降伏点での躯体変形と同様に、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) 軸方向鉄筋の抜出し

軸方向鉄筋の抜出しによる回転角 θ_{m1} は、式(7)により求めた⁶⁾。

$$\theta_{m1} = (6 - 3N'_d / N'_b) \cdot \theta_{y1} \quad (7)$$

ただし、 $N'_d / N'_b \leq 1.5$

ここに、 N'_d / N'_b : 釣合軸力比

N'_d : 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)

(3) 塑性ヒンジ回転角

①母材の全強を伝達できる鋼板巻立て補強柱(T, W シリーズ)

最大耐力点の塑性ヒンジ回転角については、まず、鉛直方向の継手による強度の低下を考慮する必要のないT, Wシリーズについて検討を行った。式(4)~式(6)から、塑性ヒンジ回転角の実験値 $\theta_{pm \text{ exp}}$ を求めた。このとき、最大耐力点の部材角 θ_m は実験値を、 δ_{mb} 、 θ_{m1} は上述した方法で求めた計算値を用いた。

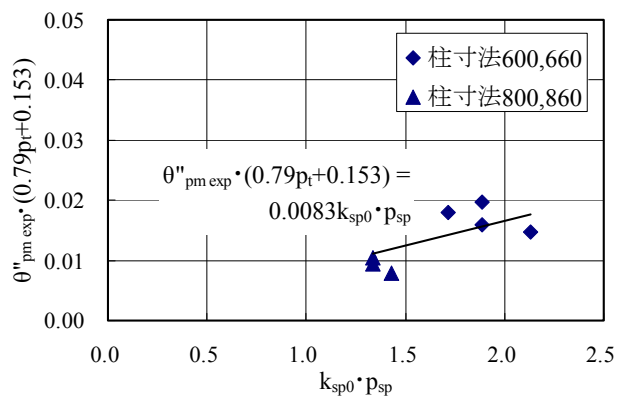


図-8 補強鋼材(鋼板)の影響(T, W)

本研究では、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} が、鋼板巻立て補強を除いたRC部材の塑性ヒンジ回転角 θ'_{pm} と鋼板巻立て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(8)により算定されるものとした。

$$\theta_{pm} = \theta'_{pm} + \theta''_{pm} \quad (8)$$

θ'_{pm} は、既往の研究⁸⁾に従い、式(9)により算定した。

$$\theta'_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (9)$$

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_w : 帯鉄筋比(%) $p_w = A_w / (b \cdot s)$

p_t : 引張鉄筋比(%) $p_t = A_t / (b \cdot d)$

A_w : 帯鉄筋1組の断面積(mm²)

b : 柱下端部の断面幅(鋼板厚除く)(mm)

s : 帯鉄筋の間隔(mm)

A_t : 最外縁の軸方向鉄筋の断面積(mm²)

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0} = f_{swy} / 345$

式(8)、式(9)から、鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分の実験値 $\theta''_{pm \text{ exp}}$ を求めた。塑性ヒンジ部の鋼板は、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。そのため、塑性ヒンジ回転角に補強鋼材比 p_{sp} や軸方向鉄筋比(引張鉄筋比) p_t が大きな影響を与えると考え、これらの値をパラメータとして検討を行った。

図-8に $\theta''_{pm \text{ exp}} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ と補強鋼材比 p_{sp} × 補強鋼材強度を考慮する係数 k_{sp0} との関係を示す。補強鋼材比が大きくなるほど、鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 θ''_{pm} が増加する傾向が見られた。

図-8から、 $\theta''_{pm \text{ exp}} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ と $k_{sp0} \cdot p_{sp}$ の間には線形関係が見られ、これを回帰して次式が得られた。

$$\theta''_{pm \text{ call}} = 0.0083k_{sp0} \cdot p_{sp} / (0.79p_t + 0.153) \quad (10)$$

また、図-8から、鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 θ''_{pm} について、式(10)による計算値は、柱寸法600,660の実験値に対して幾分小さく、柱寸法800,860の実験値に対してやや大きくなる傾向となった。図-9に柱寸法 b と $\theta''_{pm \text{ exp}} / \theta''_{pm \text{ call}}$ の関係を示す。

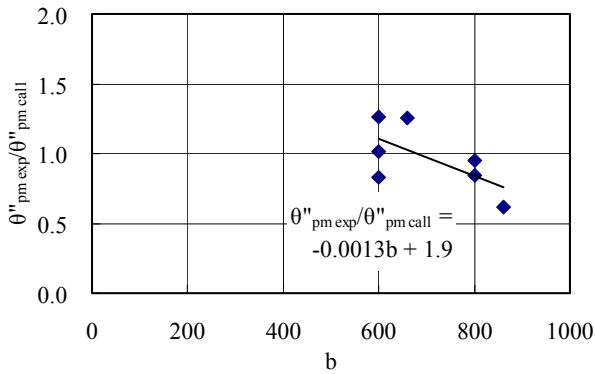


図-9 柱寸法の影響(T, W)

柱の寸法 b が大きくなると $\theta''_{pm\ exp} / \theta''_{pm\ cal}$ は小さくなる傾向を示し、線形関係を仮定すると次式が得られた。

$$k_{rb} = \theta''_{pm\ exp} / \theta''_{pm\ cal} = -0.0013b + 1.9 \quad (11)$$

ここに、 k_{rb} ：柱寸法を考慮する係数

よって、柱の寸法を考慮した鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分として、式(12)が得られた。

$$\theta''_{pm\ cal2} = 0.0083k_{sp0} \cdot k_{rb} \cdot p_{sp} / (0.79p_t + 0.153) \quad (12)$$

これらの検討から、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} は、式(13)で示すことができると考えられる。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.0083k_{sp0} \cdot k_{rb} \cdot p_{sp} + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (13)$$

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_{sp} ：補強鋼材比(%) $p_{sp} = 2t/b$

t ：鋼板厚(mm)

k_{sp0} ：補強鋼材強度を考慮する係数 $k_{sp0} = f_{spsy} / 345$
 なお、補強鋼材比 p_{sp} は鉛直方向の柱断面に占める鋼板面積の比を示している。

②鉛直方向の機械式継手等により母材の全強を伝達できない鋼板巻立て補強柱(K, Oシリーズ)

鉛直方向の機械式継手等により母材の全強を伝達できない鋼板についても、全強を伝達できる鋼板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仮定し、 $\theta''_{pm\ exp} / \theta''_{pm\ cal2}$ を求めた。

K, Oシリーズの $\theta''_{pm\ exp} / \theta''_{pm\ cal2}$ の平均は0.74であった。K, Oシリーズは、鉛直方向の機械式継手等が全強を伝達できない鋼板であることから、その違いによる影響があると推測される。本研究ではこれを継手等による強度の低減を考慮する係数 k_{sq} とし、今回の場合は $k_{sq} = 0.74$ とした。

図-10に $\theta''_{pm\ exp} \cdot (0.79p_t + 0.153)$ と補強鋼材比 p_{sp} × 補強鋼材強度を考慮する係数 k_{sp0} × 柱寸法を考慮する係数 k_{rb} × 継手による強度の低減を考慮する係数 k_{sq} との関係を示す。図-10から、 $p_{sp} \cdot k_{sp0} \cdot k_{rb} \cdot k_{sq}$ が大きくなるほど、鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分 θ''_{pm} が増加する傾向が見られた。

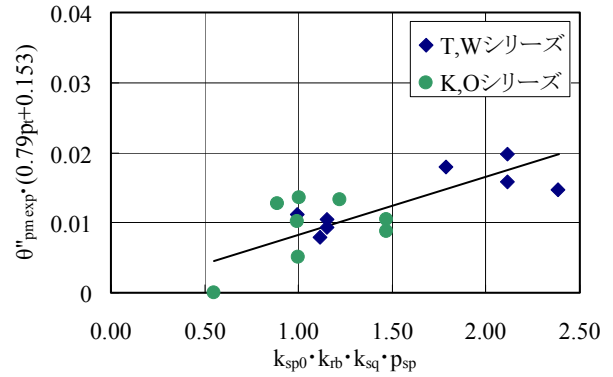


図-10 補強鋼材(鋼板)の影響(T, W, K, O)

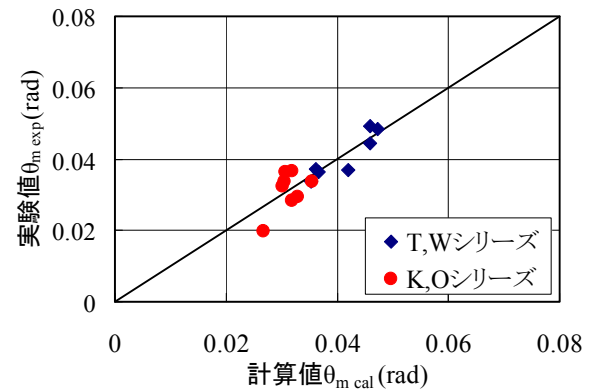


図-11 最大耐力点での部材角

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。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.0083k_{sp0} \cdot k_{rb} \cdot k_{sq} \cdot p_{sp} + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (14)$$

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、 k_{sq} ：継手による強度の低減を考慮する係数

$$k_{sq} = 1 \quad (\text{T, W シリーズ})$$

$$k_{sq} = 0.74 \quad (\text{K, O シリーズ})$$

以上の手法により算出した最大耐力点の部材角 θ_n の計算値と実験値の比較を図-11に示す。実験値/計算値は、平均値0.99、変動係数11.9%となった。計算値は実験値とおおむね一致しており、精度よく算定できていることが確認できた。

3.4.3 終局点の部材角

終局点の部材角 θ_n については、最大耐力点の部材角 θ_m と同様に、式(15)～式(17)に各要因を分離して、検討を行った⁶⁾。

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (15)$$

$$\theta_{n0} = (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a \quad (16)$$

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (17)$$

ここに、 θ_{n0} ：躯体変形による回転角(rad)

θ_{n1} ：軸方向鉄筋の抜出しによる回転角(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)

(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(18)、式(19)から算定することとした。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pmn} \quad (18)$$

$$\Delta\theta_{pmn} = k(M_m - M_y)/M_m \quad (19)$$

ここに、 $\Delta\theta_{pmn}$: 最大耐力点から終局点への塑性ヒンジ回転角の増加量(rad)

M_y : 部材降伏点の曲げモーメント(kN・m)

M_m : 最大耐力点の曲げモーメント(kN・m)

k : 軟化勾配を表す係数

式(19)の k は、図-3のテトラニアモデルの軟化勾配を表す係数であるが、実験パラメータの影響が明確とならなかったため、試験体データの平均値とし、式(20)、式(21)から求めた。

$$k = \sum_{n=1}^i \{ \Delta\theta_{pmn \text{ exp}} / ((M_m - M_y) / M_m) \} / i \quad (20)$$

$$\Delta\theta_{pmn \text{ exp}} = (\delta_{n \text{ exp}} - \delta_{m \text{ exp}}) / (L_a - L_p / 2) \quad (21)$$

最大耐力点以降の耐力低下について、K、O シリーズは、T、W シリーズに比べ低下割合が大きくなった。

K、O シリーズの鋼板の鉛直方向の機械式継手等が開き、急速に軸方向鉄筋の座屈が進んだことが原因と推測される。計算の結果、T、W シリーズは $k=0.21$ 、K、O シリーズは $k=0.10$ と求められた。

(2)塑性ヒンジ部以外の躯体変形

部材降伏点、最大載荷点と同様にして求めた。

(3)軸方向鉄筋の抜出し

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

以上の手法により算出した終局点の部材角 θ_n 計算値と実験値の比較を図-12に示す。実験値/計算値は、平均値 1.05、変動係数 12.8%となった。計算値は実験値とおおむね一致しており、精度よく算定できていることが確認できた。

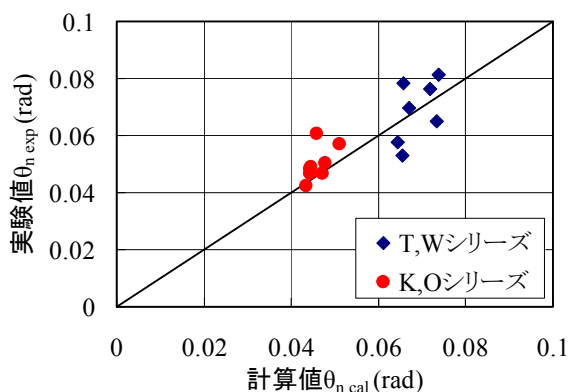


図-12 終局点での部材角

4. まとめ

鋼板巻立て補強された鉄筋コンクリート柱の骨格曲線を部材端の曲げモーメントと部材角の関係で示し、部材降伏点、最大耐力点、終局点の曲げモーメントと部材角の算定手法を提案した。提案した算定手法は、標準的なラーメン高架橋として、軸圧縮応力度を $2 \sim 4 \text{N/mm}^2$ 程度と想定している。あわせて、以下の知見が得られた。

- (1)鋼板がフーチング部と接合されていない場合は、鋼板を無視して曲げモーメントを求めることができる。
- (2)最大耐力点の部材角は、塑性ヒンジ部の躯体変形、塑性ヒンジ部以外の躯体変形、軸方向鉄筋の抜出しによる回転角から、式(4)、式(5)で妥当に評価できる。このとき塑性ヒンジ部の躯体変形は、鋼板巻立て補強を除いた RC 部材の塑性ヒンジ回転角と鋼板巻立て補強による塑性ヒンジ回転角の増加分の和から求めることができる。
- (3)機械式継手等により母材の全強を伝達できない鋼板を使用した補強柱の部材角は、それを考慮した係数を用いることにより、妥当に評価することができる。

参考文献

- 1) 田畑裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 安原真人: 鋼板巻き補強におけるディティールの影響に関する実験的研究, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集第 5 部, pp.1056-1057, 1996
- 2) 谷村幸裕, 宮村正博, 奥井明彦, 佐藤勉, 渡邊忠朋: RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集第 5 部, pp.1058-1059, 1996
- 3) 小林宏光, 篠原巖, 大越靖広, 斎藤孝志: 波形分割鋼板巻立て工法(耐震ラップ工法)の耐震補強効果に関する実験的研究, 土木学会第 61 回年次学術講演会概要集第 5 部, pp.959-960, 2006
- 4) 岡野素之, 岩田秀治, 小松章, 相京博幸: 鋼製パネル組立補強による RC 柱のじん性補強の評価, 土木学会第 62 回年次学術講演会概要集第 5 部, pp.327-328, 2007
- 5) (社)土木学会: コンクリート標準示方書, 2008.3
- 6) 玉井真一, 佐藤勉: 鋼板巻立て補強した RC 柱の変形性能, 鉄道総研報告, Vol.12, No.9, 1998.9
- 7) 靱性評価 WG: 鉄筋コンクリート部材の靱性率評価式について, 土木学会コンクリート技術シリーズ 12, pp.42-82, 1996
- 8) 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