

論文 鋼板巻き補強 RC 柱の交番載荷実験

菅野 貴浩*¹・石橋 忠良*²・大庭 光商*³・山内 俊幸*⁴

要旨：耐震補強として鋼板巻き補強を行った鉄筋コンクリート（以下、RCという）柱の地震時変形性能を解明するために、正負水平交番載荷実験を行った。その結果、無補強のRC柱に対して大幅にじん性が向上することが確認された。また実験結果から、既往の研究で提案されているじん性率算定式に対し、終局時における鋼板のはらみ出し領域を考慮し柱の断面高さによる補正を行った、より精度の高いじん性率算定式を提案した。なお、本論文における提案式には、柱断面の寸法効果の影響が考慮されている。

キーワード：鋼板巻き補強RC柱、じん性率、増加じん性率、補強鋼材比

1. はじめに

平成7年1月の阪神・淡路大震災における経験・反省から、既存のRC構造物の耐震補強対策の早急な実施が望まれている。せん断破壊による脆性的な破壊を避け、十分な地震時変形性能を付与することにより耐震性能を向上させる工法として、一般に鋼板巻き補強による耐震補強が知られている。鋼板巻き補強については、既往の研究[1]により、その耐震補強効果を考慮したじん性率算定式が提案されてはいるが、パラメータ・データ数が少なく、十分なものではない。そこで今回、鋼板巻き補強RC柱の鋼板による補強効果、地震時変形性能について確認するために、供試体による正負水平交番載荷実験を行い、その結果についての解析・検討を行ったので報告する。

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、一般的なRCラーメン高架橋の柱を考慮し、鋼板巻き補強RC柱のじん性に影響を及ぼすと考えられる、せん断スパン比 a/d を1.7~3.1、引張鉄筋比 $P_t=100A_t/bd$ (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0.59~1.18%、せん断耐力と曲げ

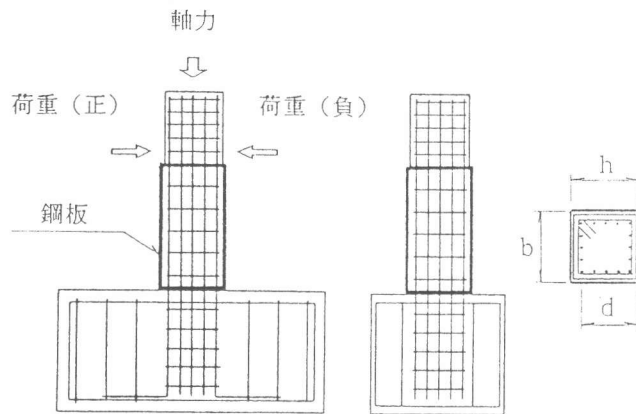


図-1 供試体形状・配筋の例

耐力の比 $S_u a/M_u$ (S_u はせん断耐力、 M_u は曲げ耐力、 a はせん断スパン、以下、耐力比という)を0.7~1.8程度、既往の研究[1]に補強鋼材比 P_{wp} を1.07~2.09%と変化させている。

- * 1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術PT、工修(正会員)
- * 2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部担当部長、工博(正会員)
- * 3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術PT、係長(正会員)
- * 4 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所工事管理室、係長(正会員)

また、鋼板巻きによる耐震補強効果を確認するために、耐力比 0.7 程度のせん断破壊が予想される無補強の供試体（供試体 1 2）についても実験を行った。

なお、ここで P_{wp} として 1% 以上という比較的大きな範囲をパラメータとしたのは、今後の鋼板巻き耐震補強工事で想定される P_{wp} が、1

m × 1 m の断面の柱に対して鋼板厚 6 mm 程度 ($P_{wp}=1.2\%$ 程度) と比較的大きいことと、既往の研究 [1] で既に P_{wp} が 0 ~ 1% 程度の範囲で実験を行っていることが主な理由である。

なお、鉄筋は SD345、鋼板は SS400、コンクリートの設計基準強度は 26.5 MPa とした。

2. 2 載荷方法

載荷は一定軸方向応力度 (0.98 MPa) のもとで、柱頭部付近を載荷点とした正負水平交番載荷を行った。載荷パターンは軸方向鉄筋の降伏までは荷重制御で 1 サイクルの載荷、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 サイクル載荷し、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

実験結果を表 - 2 に、また無補強 RC 柱（供試体 1 2）の荷重 - 載荷点変位、および鋼板巻き補強 RC 柱の代表的な荷重 - 載荷点変位の例（供試体 2）を図 - 2 に示す。表 - 2 より、降伏荷重 P_y 、最大荷重 P_{max} は、鋼板を考慮せずに従来の RC 柱として計算した耐力より若干大きいがほぼ一致すること、図 - 2 より、せん断破壊型のものも鋼板巻き補強により大幅にじん性が向上することがわかる。また、鋼板巻き補強 RC 柱は、耐力が降伏荷重を下回った後も急激

表 - 1 供試体諸元

番号	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋配置 引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋配置	鋼板厚 t (mm)	コンクリート 強度 (MPa)
1	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	2.3	30.3
2	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	3.2	30.7
3	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	4.5	19.6
4	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	2.3	32.7
5	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	3.2	30.6
6	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	4.5	33.6
7	430×430	850	2.27	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.250	3.2	31.9
8	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.225	3.2	31.3
9	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.100	3.2	27.9
10	430×730	1150	1.70	D19×6 (0.59)	D10-1 ctc.250	3.2	26.7
11	430×280	700	3.11	D19×4 (1.18)	—	3.2	28.5
12	400×400	1150	3.07	D19×5 (0.99)	—	—	27.6

※ 引張鉄筋としては、最外縁の軸方向鉄筋のみを考慮。

表 - 2 実験結果一覧

番号	降伏荷重 (KN)			最大荷重 (KN)			降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)
	実験値 $P_{y,e}$	計算値 $P_{y,c}$	$\frac{P_{y,e}}{P_{y,c}}$	実験値 $P_{max,e}$	計算値 $P_{max,c}$	$\frac{P_{max,e}}{P_{max,c}}$		
1	246.0	212.7	1.16	316.5	268.5	1.18	6.6	57.9
2	252.8	213.6	1.19	322.4	269.5	1.20	6.9	64.5
3	243.0	203.8	1.19	343.0	254.8	1.34	5.5	72.3
4	241.1	214.6	1.12	315.6	271.5	1.16	6.3	69.6
5	253.8	212.7	1.19	309.7	269.5	1.15	6.9	71.1
6	240.1	214.6	1.12	320.5	272.4	1.17	5.4	66.6
7	325.4	289.1	1.12	432.2	366.5	1.18	4.9	51.2
8	242.1	213.6	1.13	292.0	270.5	1.08	6.6	59.7
9	238.1	211.7	1.13	331.2	266.6	1.25	6.4	74.7
10	651.7	601.7	1.08	1005.5	809.5	1.24	6.2	61.2
11	166.6	141.1	1.18	219.5	163.7	1.34	5.1	62.2

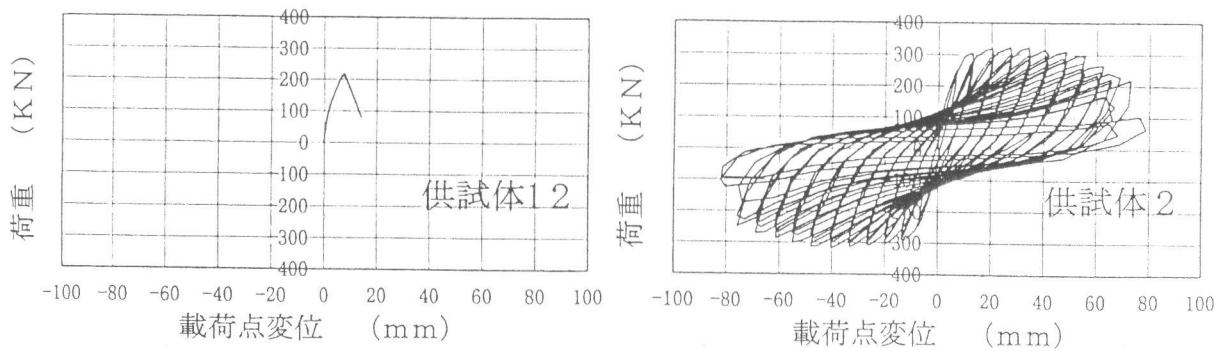


図-2 荷重-載荷点変位の例

な耐力の低下は見られず、粘り強い耐荷性状を示した。

なお、最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏する時点を降伏時、荷重-載荷点変位曲線の包絡線が降伏荷重 P_y を下回る限界を終局時とし、それぞれの変位を δ_y 、 δ_u とする。

供試体12および2の破壊状況の例を図-3に示す。ここで供試体12は降伏前にせん断破壊したもの、供試体2は鋼板巻き補強RC柱の代表的破壊状況である。鋼板巻き補強RC柱は、補強前にはせん断破壊するものであっても、補強の効果により曲げ降伏後しばらく降伏耐力以上を保持し続け、コンクリートの圧壊に連れて鋼板がはらみ出して耐力が低下し、破壊に至るものと考えられる。表-3に鋼板のはらみ出し形状についての測定結果を示す。表中のA、B、FAはそれぞれ、はらみ出し量、柱下端からはらみ出し頂点までの長さ、柱下端からはらみ出し部分の長さ（以下、鋼板はらみ出し領域という）を指す（図-3参照）。

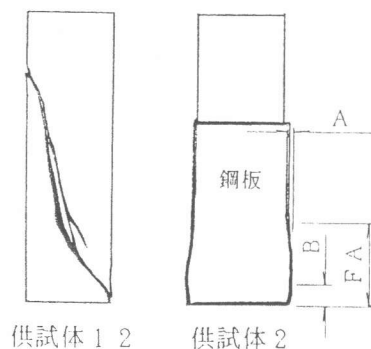


図-3 破壊状況

表-3 鋼板のはらみ出し形状
(単位 mm)

番号	A	B	鋼板はらみ出し領域 FA
1	30	35	465
2	15	100	355
3	28	75	466
4	32	70	405
5	25	20	410
6	15	10	360
7	25	0	340
8	20	0	350
9	20	0	330
10	38	50	500
11	10	55	280

4. じん性率算定式の検討

4.1 じん性の評価方法

じん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。く体部分のみのじん性率 μ_o は、既往の研究[2]から軸方向鉄筋抜け出しによるく体の回転変位 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変位 δ_{y0} 、 δ_{u0} （それぞれ降伏時、終局時）を算出し、 $\mu_o = \delta_{u0} / \delta_{y0}$ で評価する。

4.2 既往のじん性率算定式の検証

図-4に、既往の研究[1]での補強鋼材比 P_{wp} と実験による増加じん性率 $\Delta\mu_o$ との関係について示す。 $\Delta\mu_o$ は、実験による鋼板巻き補強RC柱のく体部分のみのじん性率 μ_o から、既往の研

究[2]により鋼板を考慮せずに求めた μ_o のみのじん性率 μ_o を差し引いて求めた。図中の実線は既往の研究[1]で提案されている増加じん性率算定式で、以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \mu_o &= 11.22 \cdot P_{wp} + 0.24 \\ P_{wp} &= (2t/b) \times 100 \end{aligned} \right\} (1)$$

ここで、

- $\Delta \mu_o$: 増加じん性率
- P_{wp} : 補強鋼材比 (%)
- b : 柱断面幅
- t : 補強鋼板厚さ

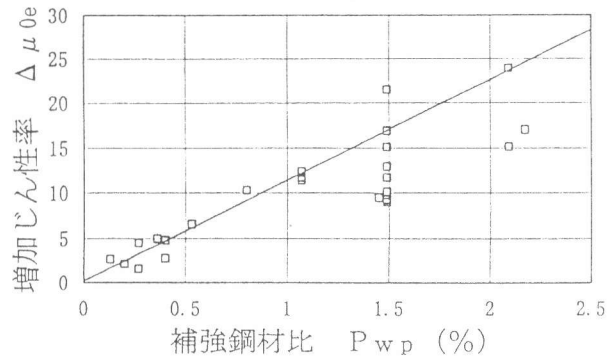


図-4 増加じん性率と補強鋼材比

表-4 大型供試体の諸元

番号	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋配置 引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋配置	鋼板厚 t (mm)	コンクリート 強度 (Mpa)
S 1	830×830	3000	3.97	D32×6 (0.76)	φ9-1 ctc.150	6.0	35.7
S 2	830×830	3000	3.97	D32×6 (0.76)	φ9-1 ctc.150	9.0	36.0

※ 引張鉄筋としては、最外縁の軸方向鉄筋のみを考慮。
軸方向鉄筋にはSD345、帯鉄筋にはSR235を使用。

なお、図-4には既往の研究[1]での実験結果および他機関で行われた比較的大型の供試体による実験結果(供試体諸元を表-4に示す)も併せて載せている。

図-4より、従来の提案式(1)は増加じん性率を比較的良好に表現していると考えられるが、今回の実験結果および表-4の供試体による実験結果においてバラツキが大きいことがわかる。このバラツキの大きな供試体は、既往の研究[1]の供試体に比べて鋼板はらみ出し領域FAが大きいものであり、鋼板巻き補強RC柱がコンクリートの圧壊に伴う鋼板のはらみ出しにより耐力が低下し終局に至るといふ破壊メカニズム、および鋼板のはらみ出しによる内部のRCに対する拘束の低減からも、鋼板のはらみ出し領域が増加じん性率と大きな関係があるものと考えられる。

4.3 じん性率算定式

増加じん性率の実験値 $\Delta \mu_o$ と式(1)による計算値 $\Delta \mu_{oc}$ との比($\Delta \mu_o / \Delta \mu_{oc}$)と、鋼板はらみ出し領域FAとの関係を図-5に示す。

図-5には、今回の実験結果の他に、既往の研究[1]および表-4の大型試験体の実験結果の中で、終局時鋼板はらみ出し領域を測定している全供試体について載せている。これより、($\Delta \mu_o / \Delta \mu_{oc}$)は

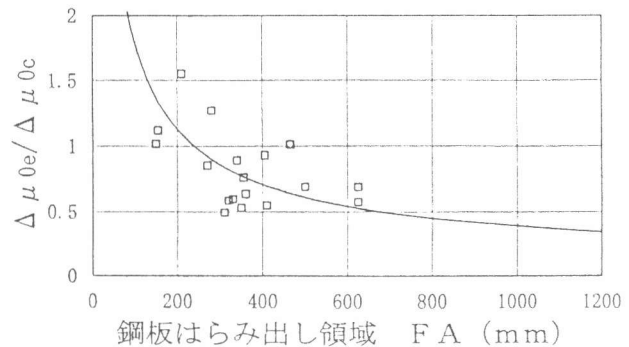


図-5 ($\Delta \mu_o / \Delta \mu_{oc}$)とFAとの関係

FAが大きくなるに従い小さくなる傾向が見られ、前節の考察の通り、鋼板はらみ出し領域の増

加による内部のRCの拘束の低減によるものと考えられる。図中の実線はこの関係を近似したものであり、式(2)で表される。

$$\Delta \mu_{0e} / \Delta \mu_{0c} = (240 / FA)^{2/3} \quad (2)$$

ここで、

$\Delta \mu_{0e}$: 増加じん性率の実験値

$\Delta \mu_{0c}$: 増加じん性率の計算値

FA : 鋼板はらみ出し領域 (mm)

図-6に鋼板はらみ出し領域FAと柱の断面高さhとの関係を示す。hの増加に従いFAも増加する傾向が見られる。図中の実線はこの関係を近似したものであり、式(3)で表される。なお、図-6には図-5と同じ供試体についての結果を載せている。

$$FA = 0.8h \quad (3)$$

式(1)~(3)より、増加じん性率 $\Delta \mu_{0e}$ は、鋼板はらみ出し領域を考慮した補正係数Kにより、次式で表されることがわかる。

$$\Delta \mu_{0e} = 11.22 \cdot P_{wp}' + 0.24$$

$$P_{wp}' = K \cdot (2t/b) \times 100$$

$$K = (300/h)^{2/3}$$

..... (4)

ここで、

$\Delta \mu_{0e}$: 増加じん性率

t : 鋼板厚さ

P_{wp}' : 補強鋼材比 (%)

b : 柱断面幅

h : 柱断面高さ

K : 補正係数 (0.51 ≤ K ≤ 1.0)

なお、ここで補正係数Kの範囲を0.51~1.0の範囲に限定したのは、検討に用いた供試体がこの範囲であったためと、従来式との整合を図るためである。

図-7に、式(4)による補強鋼材比 P_{wp}' と、増加じん性率の実験値 $\Delta \mu_{0e}$ との関係を示す。図中の実線は今回提案する増加じん性率算定式(4)によるもので、図-5に比べ、 $\Delta \mu_{0e}$ を精度良く算定することがわかる。(実験値/計算値)の平均値は1.043で、変動係数は0.259であった。なお、図-7中のデータには、本検討で用いた全実験結果について載せている。

なお、式(4)について、Pt、a/d、Su a/Mu、 P_{wp}' と(実験値/計算値)との関係についても検討を行ったが、特に傾向は見られず、本提案式がこれらの要因を妥当に評価しているものと考え

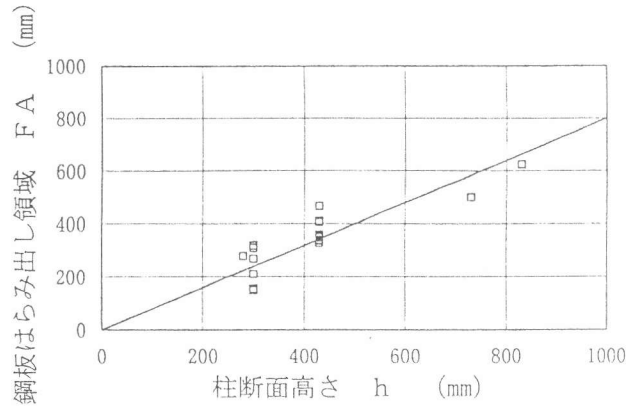


図-6 FAとhとの関係

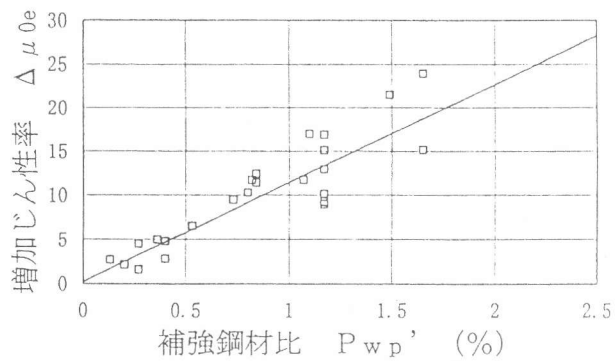


図-7 $\Delta \mu_{0e}$ と P_{wp}' との関係

られる。

以上の検討結果より、鋼板巻き補強RC柱のく体のみのじん性率 μ_o は次式で表されることがわかる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_o &= -1.9 + 6.6 (S_u a / M_u) + (1.3 P_w - 1.6) P_w + \Delta \mu_o \\ \Delta \mu_o &= 11.22 \cdot P_w p' + 0.24 \\ P_w p' &= K \cdot (2t / b) \times 100 \\ K &= (300 / h)^{2/3} \end{aligned} \right\} (5)$$

ここで、

- | | |
|-------------------------------|---------------------------------------|
| μ_o : 鋼板巻き補強RC柱のく体のみのじん性率 | |
| S_u : せん断耐力 | t : 鋼板厚さ (mm) |
| a : せん断スパン | b : 柱断面幅 (mm) |
| M_u : 曲げ耐力 | h : 柱断面高さ (mm) |
| P_w : 帯鉄筋比 (%) | K : 補正係数 ($0.51 \leq K \leq 1.0$) |
| $P_w p'$: 補強鋼材比 (%) | |

4.4 提案式の検証

図-8に、今回の実験結果および大型供試体の実験結果について、く体のみのじん性率の実験値と式(5)による計算値との関係を示す。実験値と計算値との比(μ_{oe} / μ_{oc})の平均値および変動係数はそれぞれ1.062、0.174となり、式(5)は実験値を精度良く近似していることがわかる。

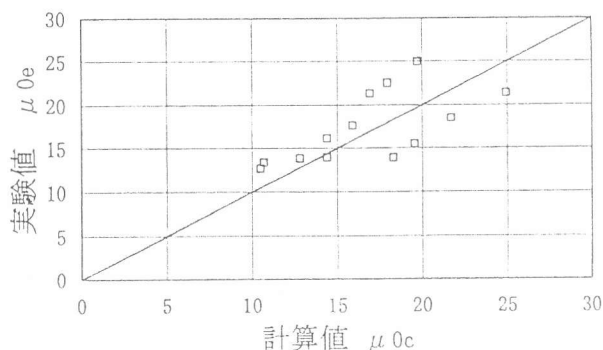


図-8 実験値と計算値との関係

5. まとめ

鋼板巻き補強RC柱供試体による正負水平交番載荷実験、およびその解析・検討によりわかったことを以下に示す。

- ① 従来のRC柱は、鋼板巻き補強により大幅にじん性が増加し、耐震性能が向上する。
- ② 鋼板巻き補強RC柱のく体のみのじん性率は、鋼板のはらみ出し領域を考慮し、柱断面の寸法効果の影響を加味した、式(5)により精度良く算定できる。

【参考文献】

- 1) 宮本征夫・石橋忠良・斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法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.9、No.2、pp275～280、1987
- 2) 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