塑性ヒンジ領域の補強鋼材を広げて配置した 補強 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

小林 將志¹・石橋 忠良²・下村 匠³

¹フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木2丁目2番地2号)

E-mail: masa-kobayashi@jreast.co.jp

²フェロー会員 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社
(〒171-0021 東京都豊島区西池袋1丁目11番地1号)

E-mail: ishibashi@jrc.jregroup.ne.jp

³正会員 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603 番地 1 号)

E-mail: takumi@nagaokaut.ac.jp

既設鉄筋コンクリート柱の耐震補強を合理的に進めるためには、支障物の撤去復旧を最小限にする必要があり、せん断補強鋼材の間隔を広げて配置する技術が求められている。しかし、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔は、変形性能に直接影響するため、部材断面の最小寸法の1/2以下にするなど、一定の間隔以上に広げることができないとされてきた。そこで、せん断補強鋼材を柱外周に配置し柱の四隅で定着する耐震補強方法を用いて、塑性ヒンジとなる領域の補強鋼材の配置間隔を断面高さの0.5~1.3倍程度に広げて配置した柱型試験体を製作して静的正負交番載荷試験を実施した。その結果、塑性ヒンジとなる領域の補強鋼材の間隔を断面高さの1/2以上に広げても、配置する補強鋼材量をコントロールすることで、破壊形態と変形性能を制御できることを示した。

Key Words: seismic retrofitting design, reinforced concrete column, lateral reinforcement, ductility

1. はじめに

現在、鉄道における鉄筋コンクリート（以下、「RC」という）構造物では、構造物が崩壊しないことを目的に柱部材を対象として耐震補強が行われている。そのためRC柱部材のせん断破壊を抑制し、大規模な地震動による構造物の応答に対して耐えられるように、柱部材の周囲に配置するせん断補強鋼材の補強量を決定することとしている（例えば1）、2）。

高架下を店舗、事務所等で利用しているような狭隘な環境下の場合、図-1に示すように、人力のみで鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着することで耐震補強を行うことができる工法³⁾が提案されている。この工法で既設RC柱を補強した場合、軸圧縮応力度が 6N/mm^2 程度以下の条件下において、部材じん性率が10程度以上にできるとされている。しかし、このような工法でせん断補強鋼材を配置する場合においても、斜めひび割れと交差するようにせん断補強鋼材を配置する必要があると考えられる。このた

め、塑性ヒンジとなる領域の帯鉄筋の部材軸方向の間隔の構造細目⁴⁾に準拠して「部材断面の最小寸法の1/2以下」で配置することとしている。

一方、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、図-2に示すように、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合がある。このような場合の耐震補強工事では、撤去復旧工事が必要となり、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている。このため、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている。

そこで、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の間隔を断面高さの1/2以上に広げて補強したRC柱の補強効果を検証することを目的に、補強RC柱を模擬した試験体に対して、静的正負交番載荷試験を実施した。その結果、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の間隔を広げて配置した補強RC柱が大きく損傷する区間の推定

図-1 研究対象の耐震補強工法の概要

図-2 ラーメン高架橋柱の耐震補強が困難な例

図-3 せん断補強鋼材の配置イメージ

フローを提案するとともに、この推定方法を用いることにより、破壊形態の判定と変形性能の予測が可能であることを検証したので、以下に報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体諸元

表-1に試験体諸元及び材料試験値を、図-3に試験体側面から見たせん断補強鋼材の配置イメージを示す。試験体は、実物のラーメン高架橋柱の1/2スケール13体、実大スケール2体の計15体である。主な試験パラメータは、せん断補強鋼材を断面高さ h の1/2より広げて配置する区間（以下、「拡大区間」という）の最大中心間隔（以下、拡大間隔（ s_1 ）とよび、フーチングから拡大区間を設定した場合は、フーチング上面から1本目の鋼材中心までの距離とす

る）、拡大区間直上直下の鋼材量、断面寸法である。

断面内の軸方向鉄筋の配置は、圧縮、引張、側方鉄筋を均等間隔に配置する矩形配置とした。断面内の帯鉄筋は、試験区間にはB5、B6のみD6を100mmピッチで配置し、その他の試験体には配置していない。試験区間外の荷重点付近およびフーチング内には、D13（B7、C4はD25）を100mmピッチで配置した。

試験体は3シリーズで行い試験体番号のアルファベットで分類した。

Aシリーズは、塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を構造細目よりも広げて配置した補強RC部材の耐震性能を確認することを目的としている。Bシリーズは、Aシリーズに対し拡大区間直上のせん断補強鋼材を一般区間よりも太径のもの（以下、「集中補強鋼材」という）を配置した試験シリーズであり、集中補強鋼材の配置によりAシリーズよりも高い耐震性能を効率よく発揮できるかどうかを確認することを目的としている。Cシリーズは、拡大区間の下方にもせん断補強鋼材を設置した試験シリーズであり、柱周辺の支障物が塑性ヒンジ区間内の上方に存在した場合に、せん断補強鋼材の配置間隔を拡大しても、一定の耐震性能を確保できるかどうかを確認することを目的としている。

主要材料の材料試験値は、柱部材のコンクリートの圧縮強度が $24.0 \sim 38.7 \text{ N/mm}^2$ 、軸方向鉄筋の降伏強度が $359.5 \sim 412.1 \text{ N/mm}^2$ 、柱外周のせん断補強鋼材の降伏強度が $360.8 \sim 391.6 \text{ N/mm}^2$ であった。

柱外周の補強鋼材の定着部には、既往の研究³⁾において定着部材の形状や山形鋼の分割の有無等により変形性能に影響を及ぼさないことが確認されている。そのため、既往の研究に示される定着部の構造と同様とした。

表-2に耐力、変位の計算値と実験値を示す。降伏耐力に達する時のせん断力の計算値（ $V_{my,c}$ ）、曲げ終局耐力に達する時のせん断力の計算値（ $V_{mu,c}$ ）は、それぞれ、最外縁の軸方向鉄筋が降伏点に達する荷重と、断面の最外縁コンクリートが終局ひずみに達する際の荷重の計算値である。補強前のせん断耐力の計算値（ $V_{y,c}$ ）は、コンクリートが負担するせん断耐力の計算値（ $V_{c,c}$ ）が文献4)を参考に、軸方向力を受けるRC部材の設計せん断耐力の式（1）、（2）、（3）により算定し、断面内に帯鉄筋を配置しているものについてはその寄与分（ $V_{s,c}$ ）として、せん断補強鋼材の負担分を累加することにより算出した。

表-1 試験体諸元及び材料試験値

試験体 No.	断面寸法 b×h (mm)	鋼材配置							材料特性 ^{※2}											
		軸方向鉄筋		帯鉄筋	柱外周のせん断補強鋼材				コンクリート		断面内の鉄筋				柱外周のせん断補強鋼材					
		有効高 d	径x本数	径-間隔	鋼材径(mm)		配 置 ^{※1}	拡大間隔	s1/h	柱	フーチング	軸方向		帯鉄筋		一般		集中		
		(mm)	(mm)	(mm)	(一般) (集中)	(mm)	s1 (mm)		f'c1 (N/mm ²)	f'c2 (N/mm ²)	fsy (N/mm ²)	ε sy (N/mm ²)	fwy (N/mm ²)	ε wy (x10 ⁶)	fw1y (N/mm ²)	ε w1y (x10 ⁶)	fw2y (N/mm ²)	ε w2y (x10 ⁶)		
A1	400x400	360	D19x16	—	D13	—	230-380-530-680-830	230	0.58	24.0	29.7	412	2,480	—	—	376	2,000	—	—	
A2							330-480-630-780	330	0.83	28.1	29.2	412	2,480	—	—	376	2,000	—	—	
A3							430-580-730-880	430	1.08	34.7	32.9	412	2,480	—	—	376	2,000	—	—	
A4							530-680-830	530	1.33	38.7	29.8	412	2,480	—	—	376	2,000	—	—	
B1	400x400	360	D19x16	—	D13	D22	330-480-630-780	330	0.83	31.1	22.9	412	2,480	—	—	376	2,000	392	1,950	
B2						D29	330-480-630-780	330	0.83	33.4	33.7	412	2,480	—	—	376	2,000	361	1,950	
B3						D25	430-580-730-880	430	1.08	25.3	29.5	412	2,480	—	—	376	2,000	372	1,970	
B4						D32	430-495-560-625-690-755	430	1.08	36.6	28.2	383	2,070	—	—	373	1,950	364	1,950	
B5			D19x20	D6-100		D22	300-450-600-750	300	0.75	34.7	32.8	368	2,070	350	2,270	374	2,110	372	1,990	
B6						D22	400-550-700-850	400	1.00	31.8	27.8	383	2,070	353	2,180	373	1,950	368	1,990	
B7	700x700	650	D29x24	—	D25	D41	575-825-1075-1325-1575	575	0.82	24.6	24.6	359	1,910	—	—	361	2,120	364	1,930	
C1	400x400	360	D19x16	—	D13	D16	60-260-410-560-710	200	0.50	30.5	33.8	360	2,040	—	—	380	2,120	372	2,280	
C2						D19	60-420-570-720-870	360	0.90	24.0	40.5	360	2,040	—	—	380	2,120	365	2,010	
C3						D19	60-210-570-720-870	360	0.90	28.4	23.7	360	2,040	—	—	380	2,120	365	2,010	
C4	700x700	650	D29x24	—	D25	D38	100-350-975-1225-1475	625	0.89	29.4	24.7	359	1,910	—	—	361	2,120	367	1,820	

※1: フーチン上から各補強鋼材までの高さ。下線付きの値は集中補強鋼材の位置を示す。

※2: 材料特性は、f'c1, f'c2が、コンクリートの圧縮強度を、fsy, fwy, fw1y, fw2y, が鋼材の降伏強度を、ε sy, ε wy, ε w1y, ε w2yが鋼材の降伏ひずみを示す。

表-2 耐力, 変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値							実験値							
	Vmy,c (kN)	降伏変位 δ y,c (mm)	Vmu,c (kN)	補強前の せん断耐力 Vy,c (kN)	補強前の 耐力比 Vy,c/Vmu,c	拡大区間以外の区 間のせん断耐力 V'y,c (kN)	拡大区間以外の区 間の耐力比 V'y,c/Vmu,c	降伏荷重 Py,e (kN)	Py,e Vmy,c	降伏変位 δ y,e (mm)	δ y,e δ y,c	最大荷重 Pu,e (kN)	Pu,e Vmu,c	終局変位 δ u,e (mm)	じん性率 μ (δ u,e/δ y,c)
A1	216.7	7.81	267.8	165.2	0.62	363.9	1.36	221.7	1.02	7.11	0.91	268.0	1.00	42.4	5.42
A2	219.7	7.73	271.9	169.4	0.62	368.2	1.35	235.8	1.07	7.61	0.98	268.2	0.99	38.5	4.98
A3	223.8	7.20	277.9	181.5	0.65	380.2	1.37	224.8	1.00	7.88	1.09	260.9	0.94	27.9	3.87
A4	223.8	7.29	283.3	186.3	0.66	384.9	1.36	233.0	1.04	7.01	0.96	272.2	0.96	22.8	3.12
B1	221.7	7.95	274.7	175.1	0.64	373.9	1.36	224.6	1.01	7.23	0.91	266.5	0.97	41.2	5.18
B2	222.3	7.44	281.1	179.1	0.64	377.8	1.34	218.2	0.98	6.38	0.86	270.2	0.96	41.3	5.55
B3	216.5	7.86	270.6	163.6	0.60	362.3	1.34	220.5	1.02	7.17	0.91	258.2	0.95	34.5	4.40
B4	209.7	6.24	268.9	185.1	0.69	648.7	2.41	232.3	1.11	7.30	1.17	275.4	1.02	35.8	5.74
B5	242.0	6.43	309.5	263.8	0.85	461.8	1.49	272.4	1.13	7.30	1.14	345.5	1.12	54.6	8.49
B6	248.6	6.89	316.2	258.6	0.82	455.9	1.44	279.8	1.13	8.60	1.25	326.8	1.03	41.7	6.05
B7	643.9	11.04	811.5	446.4	0.55	1273.1	1.57	664.1	1.03	14.47	1.31	859.7	1.06	67.3	6.09
C1	194.7	6.00	248.7	175.0	0.70	375.7	1.51	211.5	1.09	6.78	1.13	278.5	1.12	53.8	8.96
C2	191.0	6.01	240.7	162.1	0.67	362.8	1.51	211.9	1.11	7.26	1.21	263.4	1.09	34.4	5.72
C3	193.6	6.68	246.2	171.1	0.70	371.9	1.51	208.8	1.08	7.15	1.07	269.4	1.09	36.4	5.45
C4	651.7	10.69	837.6	472.8	0.56	1299.5	1.55	722.1	1.11	17.44	1.63	874.9	1.04	54.1	5.06

$$V_{y,c} = V_{c,c} + V_{s,c} \quad (1)$$

$$V_{c,c} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

ここに,

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする. p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし, $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする. M_u : 曲げ耐力 (kN・m) M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m) N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²) b_w : 腹部の幅 (mm) d : 有効高さ (mm)

$$V_{s,c} = A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s \quad (3)$$

ここに,

 A_w : 区間 s_s における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm²) f_{wy} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²) θ_s : 帯鉄筋が部材軸となす角度 s_s : 帯鉄筋の配置間隔 (mm)

なお, 本試験に使用した試験体の補強前の曲げせん断耐力比は, 0.53~0.85 であり, 全ての試験体の補強前の破壊形態は, せん断破壊モードの試験体で

図-4 荷重装置の概要

図-5 鋼材のひずみ計測位置 (B7)

写真-1 荷重後の損傷状況 (A シリーズ)

ある。拡大区間以外の区間のせん断耐力の計算値 ($V''_{y,c}$) は、補強前のせん断耐力 $V_{y,c}$ に、拡大区間以外の区間の内、図-3 に示す一般区間の柱外周に配置したせん断補強鋼材が部材全長に配置されていると仮定して、その寄与分を累加して算出した。拡大区間以外の区間の曲げせん断耐力比は、1.34~2.41 の

範囲とし、1.4 程度の試験体を中心とした。これは、既往の研究³⁾より、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を断面高さの 1/2 以下とし、軸圧縮応力度が 0.98N/mm^2 とした場合、耐力比 1.4 程度以上となるように補強すれば、部材じん性率 15 程度の大きな変形性能が得られることが確認されていることから、この知見と比較することを目的としたためである。なお、降伏荷重の実験値 ($P_{y,e}$)、最大荷重の実験値 ($P_{u,e}$) は、それぞれ、曲げにより最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの水平荷重と、実験時に水平力が最大となる時の水平荷重である。

(2) 荷重方法および計測

荷重装置の概要を図-4 に示す。荷重時の荷重条件は、一般的な鉄道ラーメン高架橋柱の死荷重載荷時の応力状態を模擬した一定の鉛直圧縮応力度 0.98N/mm^2 を鉛直に載荷した状態とした。載荷は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を実験上の降伏変位 ($\delta_{y,e}$) とし、1 $\delta_{y,e}$ までは荷重制御にて行った。2 $\delta_{y,e}$ 以降の載荷は、 $\delta_{y,e}$ の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ変位制御で交番載荷し、 $P_{y,e}$ を再び下回る変位 (以下、終局変位 ($\delta_{u,e}$) という) を超え、試験体が最大水平荷重の 20% 程度を負担できなくなるまで行った。載荷速度は、載荷点での載荷速度の上限値が 1mm/sec 程度となるよう載荷速度を調整した。載荷高さ (せん断スパン) は、1/2 スケール試験体で 1,150mm、実大スケール試験体で 2,050mm とした。

載荷中の荷重および変位は、載荷点の水平変位、水平荷重、柱頂部の鉛直変位および鉛直荷重を計測した。鋼材のひずみは、図-5 に示すように柱基部の軸方向鉄筋のひずみ、柱外周の補強鋼材中央のひずみを計測した。なお、変位はワイヤ巻込型変位計により、荷重はジャッキと試験体の間に設置したロードセルにより、ひずみはワイヤストレインゲージによりそれぞれ測定した。

3. 荷重試験の結果

(1) 試験時の損傷状況

a) A シリーズの損傷状況

初期ひび割れ発生から荷重低下までの損傷状況から、各シリーズおよび各試験体で顕著な差は確認されなかった。降伏変位である 1 $\delta_{y,e}$ までの載荷では、まず柱部材の載荷面とフーチングの境界部付近に曲げによる水平ひび割れが発生し、徐々に高い位置に曲げひび割れが発生した。その後、部材全長に

わたって載荷面における曲げひび割れ、載荷方向に平行なく体の面（以下、「側面」という）における斜め方向に伸びる曲げせん断ひび割れが発生し、柱基部の最外縁の引張鉄筋が降伏ひずみに達した。

Aシリーズの試験体は、降伏変位以降の変位で拡大区間付近を中心に側面に斜めひび割れが発生した。その後、せん断補強鋼材定着部下から対角の柱基部を結ぶ斜めひび割れと、最下段の補強鋼材に交差する斜めひび割れのひび割れ幅が拡大し、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性

ヒンジが形成した。その後、この領域において塑性化領域が広がり、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋に押し出されて剥落するとともに水平荷重が低下した。

写真-1は、Aシリーズ試験体の試験終了後の損傷状況を示したものである。斜めひび割れ幅が拡大するとともに著しく塑性化した領域は、試験体ごとに差異があった。A1, A2, A3は、拡大区間直上の1段目と2段目のせん断補強鋼材の中間からフーチング上面までの範囲で発生した。一方、A4は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部下付近からフーチング上面までの範囲で発生した。

b) Bシリーズの損傷状況

集中補強鋼材を拡大区間直上に配置したBシリーズ試験体では、降伏変位以降の変位で拡大区間付近を中心に斜めひび割れが発生した。その後、最下段のせん断補強鋼材の定着部下から対角の柱基部を結ぶ斜めひび割れ幅が拡大するとともに、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性ヒンジが形成され、この範囲で斜めひび割れが増加しながら塑性化の領域が広がり、かぶりコンクリートの剥落とともに水平荷重が低下した。

写真-2は、Bシリーズ試験体の試験終了時の損傷状況を示したものである。Bシリーズ試験体は、最下段の補強鋼材と交差する斜めひび割れは発生するものの、Aシリーズでは、例えば写真-1のA3のように、最下段の補強鋼材よりも上方まで塑性化領域が広がっているものがあるのに対し、Bシリーズでは、写真-2のように、塑性化領域が最下段の補強鋼材より上に広がるような試験体は見られなかった。

試験体の損傷範囲は、拡大区間直上のせん断補強鋼材からフーチング上面までの範囲に集中している。なお、実大サイズの試験体B7の損傷状況を確認したものの、他の試験体と同様の状況であり、比較して特筆すべき差異は確認されなかった。

c) Cシリーズの損傷状況

A, Bシリーズに比べて拡大区間を柱基部のやや上方に配置したCシリーズ試験体においても、降伏変位以降の載荷で拡大区間付近の斜めひび割れが発生した。

写真-3は、Cシリーズ試験体の試験終了時の損傷状況を示したものである。C1, C3は拡大区間下側の補強鋼材と交差するひび割れのひび割れ幅が水平変位の増加に伴って拡大し、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性ヒンジが形成され、かぶりコンクリートの剥落とともに水平荷重が低下した。一方、C2, C4は、Bシリーズと同様に最下段の補強鋼材と交差する斜めひび割れは発生す

図-6 荷重変位関係 (A シリーズ)

図-7 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (A シリーズ)

図-8 荷重変位関係 (B シリーズ)

図-9 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (B シリーズ (1))
るものの、水平変位が増加しても、そのひび割れ幅が拡大することはなかった。その後、拡大区間に発生した斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなり、こ

の区間で塑性化領域が形成し、かぶりコンクリートの剥落にともない水平荷重が低下した。

斜めひび割れ幅が拡大し、部材断面が著しく塑性化した領域は、試験体ごとに異なる傾向がみられた。C1, C3 の塑性化領域は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部の下付近から拡大区間直下のせん断補強鋼材を超えた範囲まで達した。一方、C2, C4 の塑性化領域は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部の下付近から拡大区間直下のせん断補強鋼材定着部の上付近の拡大区間内であった。なお、実大サイズの試験体 C4 の損傷状況を確認したものの、C2 と比較して特筆すべき差異は確認されなかった。

d) 試験パラメータが損傷状況におよぼす影響

試験体のパラメータが損傷状況におよぼす影響をまとめると以下の通りであった。せん断補強鋼材の拡大間隔による影響は、A シリーズの 4 体を比較分析した結果、拡大区間が広がると、塑性化する区間も広がる傾向にあることが確認された。集中補強鋼材の有無による影響は、A シリーズと B シリーズの損傷状況进行分析することにより、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.58h \sim 1.33h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、塑性化の領域を拡大区間内に制御できることが確認された。拡大区間を柱基部のやや上方に配置した影響は、C シリーズの損傷状況の分析より、塑性化の領域も上方になることが確認された。試験体の断面寸法の影響は、実大試験体の B7, C4 の損傷状況から、損傷に対する顕著な寸法効果は確認されなかった。

(2) 荷重変位関係

a) 載荷点の水平変位

載荷試験の結果、試験体の破壊形態は、曲げ終局耐力程度を保持した後に荷重が低下し、降伏変位の計算値^{5), 6)} ($\delta_{y,c}$) を基準に算定したじん性率 (μ) は $3.12 \sim 8.96$ であった。以下に各シリーズの代表的な試験体の荷重変位関係および履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係について述べる。

図-6 は A シリーズの荷重変位曲線の包絡線および A2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである。A シリーズの試験体は、荷重変位曲線の包絡線の比較から、A1, A2 の荷重低下点の変位塑性率が、正側でほぼ同程度であるものの、負側で A1 の方が大きく、拡大間隔が大きいほど荷重低下点の変位塑性率が小さくなる傾向を示している。図-7 は A シリーズの履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を示したものである。A シリーズ試験体の履歴吸収エネルギーは、 $3 \delta_{y,c}$ 程度まで拡大間隔に関わらず同

図-10 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (B シリーズ (2))

図-11 荷重変位関係 (C シリーズ)

図-12 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (C シリーズ)

図-13 水平変位と鉛直変位の関係 (A1, A3)

様の増加傾向を示したが、履歴吸収エネルギーの増加の傾きが鈍化する点は、拡大間隔が大きい試験体

ほど小さい変位塑性率で発生する傾向を示した。

図-8 は、B シリーズの荷重変位曲線の包絡線を示すとともに、B2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである。荷重変位曲線の包絡線から、拡大区間直上に集中補強鋼材を配置した B シリーズの試験体は、急激に荷重が低下したものがなく、一定の変形性能を有していたことがわかる。なお、実大サイズの試験体 B7 においても、 s_1/h が同程度の縮小モデル試験体と比較して同様な傾向を示した。

図-9 は A3, B1, B3, B5 の履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。 s_1/h が 1.08 の A3, B3 は、ほぼ同様の増加傾向を示した。また、B3 ($s_1/h = 1.08$) を基準として比較した場合、B1 ($s_1/h = 0.83$) は、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が若干大きいものの、ほぼ同程度の増加傾向を示した。 s_1/h が 0.75 で拡大区間に帯鉄筋が配置されている B5 は、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が大きくなる傾向を示した。図-10 は、1/2 スケールの B1, B3, B5 および実大スケールの B7 における履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。実大スケールの B7 は、 s_1/h がほぼ同程度の 0.83 で 1/2 スケールの B1 と比べ、ほぼ同程度の増加傾向を示し、試験体のサイズによる顕著な差は見られなかった。

図-11 は s_1/h が 0.50 の C1 と、 s_1/h が 0.89~0.90 の C2, C3, C4 の荷重変位曲線の包絡線を示すとともに、C2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである。この荷重変位曲線の包絡線から、 s_1/h が小さい C1 の荷重低下点の変位塑性率が大きく、 s_1/h が同程度の C2, C3, C4 の荷重低下点が同程度で、C1 に比べて荷重低下点の変位塑性率が小さかった。なお、実大サイズの試験体 C4 においても、 s_1/h が同程度の縮小モデルの C2 試験体と比較して著しく異なるような性状は見られなかった。

図-12 は、1/2 スケールの C2 と実大スケールの C4 の履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。実大スケールの C4 は、 s_1/h がほぼ同じ 0.90 で 1/2 スケールの C2 と比べ、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が若干小さいものの、ほぼ同程度の増加傾向を示した。

b) 載荷点の鉛直変位

図-13 は A シリーズの水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図中の●印は、各試験体が部材短縮に転じた点を示したものである。縦軸の鉛直変位量を有効高さ d で無次元化したのは、塑性ヒンジ高さを概ね d とした場合の比率として鉛直変位量を評価できるよう配慮したためである。図より、各試験体とも 3~4 $\delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に

図-14 水平変位と鉛直変位の関係 (A3, B3)

図-15 水平変位と鉛直変位の関係 (B2, B7)

図-16 補強鋼材のひずみと変位の関係 (A2)

図-17 補強鋼材のひずみと変位の関係 (B1)

伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。水

平荷重が減少に転じる点以降は、水平変位の増加に伴って部材が短縮するような傾向を示した。各試験体の挙動を比較すると、荷重低下以降の部材が短縮する側への変位の増加量は、拡大区間の大きい試験体ほど大きくなる傾向を示している。ただし、鉛直変位による部材の短縮量は、A1 が、最大水平荷重の50% 低下時で有効高さ d の2%以下、A3 が、3%以下であった。

図-14 は A3 と集中補強鋼材を配置した B3 の水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図より、両試験体とも $3 \sim 4 \delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。各試験体とも水平荷重低下点以降は、水平変位の増加に伴って部材が短縮する様な傾向を示した。A3, B3 を比較すると、荷重低下点までは同様の傾向を示した。しかし、●印で示す部材が短縮する点の水平変位は、集中補強鋼材を配置していない A3 の方が小さく、 $7 \delta_{y,c}$ 時の鉛直変位は、A3 の方が大きい傾向を示し、集中補強鋼材を配置することにより短縮量が小さくなる傾向が認められた。

図-15 は断面寸法が異なる B2, B7 の水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図より、両試験体とも $5 \delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。各試験体は水平荷重低下点以降、水平変位の増加に伴って部材が縮む様な傾向を示した。B2, B7 を比較すると、荷重低下点の水平変位、荷重低下以降に部材が短縮する状況ともにほぼ同様の傾向を示し、断面寸法による鉛直方向の部材長の短縮量への著しい影響は認められなかった。

以上より、荷重変位関係の分析から、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.58h \sim 1.33h$ 程度に拡大しても、縮小スケール試験体および実大スケール試験体のどちらにおいても、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置した補強 RC 柱は、 $5 \delta_{y,c}$ 程度以上の変形性能を確保することができるとともに、水平変形量が大きくなっても鉛直変位は有効高さ d の2.5% 程度以下であり、耐震補強の方法として部材の耐震性能を向上させることが可能であることが示された。

(3) 拡大区間直近のせん断補強鋼材のひずみと発生力

拡大区間直上および直下のせん断補強鋼材の量および位置は、塑性化領域の形成に影響していると考えられる。このため、拡大区間直上のせん断補強鋼材量が異なる試験体において、せん断補強鋼材の発生ひずみと、ひずみから推定される補強鋼材の発生

図-18 補強鋼材の発生力と変位の関係 (A2, B1, B2)

図-19 補強鋼材の発生力と変位の関係 (B2, B7)

図-20 補強鋼材の発生力と変位の関係 (C3)

力を比較することにより、せん断補強鋼材量が塑性化領域の形成におよぼす影響について分析を行った。

図-16, 図-17 は、それぞれ A2, B1 試験体のフーチングから 1 段目の荷重平行方向に配置したせん断補強鋼材のひずみと水平変位の関係および荷重変位関係の包絡線を示したものである。

A2, B1 試験体とも s_1/h が 0.83 であり、フーチングから 1 段目のせん断補強鋼材がそれぞれ D13 と D22 である。A2 と B1 の拡大区間直上の補強鋼材量の比率は、1 : 3 程度となっている。2 試験体ともせん断補強鋼材の伸びひずみは、各荷重ステップの変位が正側または負側に最大となった時点で各回の最

大の値を示した。また、荷重変位曲線の包絡線の水平荷重がほぼ一定になる 2~5 $\delta_{y,c}$ においても、変位の増加に伴って各荷重ステップの伸びひずみの最大値が前の荷重サイクルの最大値を上回るような傾向を示したが、水平荷重が減少に転じると伸びひずみの各ステップの最大値も減少に転じるような傾向を示した。なお、各サイクルの伸びひずみの最大値は、A2 と B1 において補強鋼材量の逆数の 3 : 1 程度の値を示した。

これらの結果から、各荷重ステップの正側または負側の最大変位時において、フーチングから一段目の補強鋼材の伸びひずみが各荷重ステップの最大値を示し、拡大区間直上に配置した補強鋼材量が大きくなると補強鋼材に発生する伸びひずみの値が相対的に小さくなることが示された。

図-18 は、 s_1/h を 0.83 とした A2, B1, B2 の 3 試験体の最下段せん断補強鋼材（それぞれ、D13, D22, D29）に発生する力（ σ_{rb1} , A_{sw} の積。ここに、 σ_{rb1} は、補強鋼材の計測ひずみと弾性係数 200kN/mm^2 の積として算定した発生する応力、 A_{sw} は、せん断補強鋼材一組の鋼材量）と変位の関係を示したものである。比較のために、縦軸の補強鋼材の発生力は試験時の最大水平力との比、横軸は、降伏変位との比として示した。図より、水平力が低下する 6 $\delta_{y,c}$ 程度までは、3 試験体の最下段補強鋼材に発生する力にほとんど差は無く、6 $\delta_{y,c}$ 以降の B1 の正側で発生する力が増加した以外は、減少に転じる傾向を示した。

図-19 は、 s_1/h が 0.8 程度で断面寸法が異なる B2, B7 試験体の最下段せん断補強鋼材（それぞれ D29, D41）に発生する力と変位の関係を示したものである。水平力が低下する 6 $\delta_{y,c}$ 程度までは、両試験体の最下段せん断補強鋼材に発生する力は増加傾向を示し、6 $\delta_{y,c}$ 以降は、両試験体とも減少傾向に転じる傾向を示した。

図-20 は、C3 試験体の設置高さ 210mm, 570mm に配置した拡大区間を構成するせん断補強鋼材（それぞれ、D13, D19）に発生する力と変位の関係を示したものである。水平力が低下する 5 $\delta_{y,c}$ 程度までは、発生する力は同程度の増加傾向を示し 210mm の補強鋼材正側で若干発生力が大きくなるものの、5 $\delta_{y,c}$ 以降は、両補強鋼材とも減少に転じる傾向を示した。

以上より、せん断補強鋼材の配置間隔を広げて配置した場合、拡大区間直上のせん断補強鋼材の補強効果は、配置位置が同じであれば鋼材に作用する力が変位によって概ね同程度の増加傾向を示すことが確認された。このことから、拡大区間前後に集中補強鋼材を配置するなど補強鋼材量を部分的に大きく

することにより、補強鋼材に発生するひずみを小さくすることができ、拡大区間内にひび割れの進展を制御できると考えられる。

4. 損傷区間の推定方法

(1) 損傷区間推定の考え方

今回行った載荷試験の試験体は、一般区間でせん断破壊しないようにせん断補強鋼材を配置した上で、塑性化領域付近に拡大区間を設けている。これらの試験体に対して行った静的正負交番載荷試験の結果、損傷する区間がせん断補強鋼材を配置した区間を含んだ範囲で発生する場合と拡大区間内のみで発生する場合が観測された。

前項 3. (1) より、拡大区間直上のせん断補強鋼材の補強鋼材量を大きくすると、拡大区間内にひび割れ進展を制御し、せん断補強鋼材を拡大して配置する区間に塑性化する領域を限定できることが示された。このため、拡大区間を設けた補強 RC 柱部材が、地震の応答により、塑性化領域が広がることにより著しく損傷する区間（以下、「損傷区間」という）の発生位置は、せん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを算定することにより推定できると考えられる。

せん断補強鉄筋を有する RC 棒部材のせん断耐力の算定方法は、一般に、載荷点と支持点間の距離をせん断スパンとするコンクリートのせん断耐力に、せん断補強鋼材の降伏を仮定し、圧縮斜材角を 45 度としたトラス理論から算定されるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力を加算する方法が用いられる。しかし、こういったせん断耐力の算定方法は、せん断補強鋼材を不均等に配置した部材のせん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを推定することを意図したものではない。そこで、今回は、部材全長の任意の区間をせん断耐力の算定に用いる区間長として算定したコンクリートの負担分に、その区間のせん断補強鋼材が降伏すると仮定して算定したせん断補強鋼材の負担分を足し合わせることで、任意区間のせん断耐力を算定し、その値が最小となる区間で部材が損傷するものと仮定し、損傷区間の推定を行うこととした。

以下では、損傷区間の発生位置の推定フローを示すとともに、そのフローを用いた損傷区間の推定方法の検証結果について示す。

(2) 損傷区間の推定フロー

損傷区間を推定するためのフローチャートを図-21 に、損傷区間推定における計算イメージを図-22 に示す。任意区間のせん断耐力 (V_{yn}) は、文献 7)、8) を参考に式 (4) により算定するものとした。具体的には、せん断耐力算定上の仮想支持点をまず初めにフーチング面とし、この仮想支持点から相対する柱面に対して直線を描き、その交点をせん断耐力算定上の仮想載荷点として、その部材軸方向の長さをせん断耐力算定上の区間長として、コンクリートが負担するせん断耐力 (V_{cn}) を式 (5)、(6) により算定し、その区間に配置されるせん断補強鋼材と断面内に配置した帯鉄筋が負担するせん断耐力 (V_{sn}) を式 (7) により算定して累加することにより算出する。

$$V_{yn} = V_{cn} + V_{sn} \quad (4)$$

$2.5 \leq a_n/d$ の場合

$$V_{cn} = 0.20(0.75 + 1.4d/a_n) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

$0.5 \leq a_n/d < 2.5$ の場合

$$V_{cn} = 0.76(a_n/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

ここに、

a_n : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間長 (mm)

d : 有効高さ (mm)

b_w : 腹部の幅 (mm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする。

$$\beta_n = 1 + 4M_o / M_u \quad (N'_d < 0 \text{ の場合})$$

ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は 0 とする。

M_u : 曲げ耐力 (kN・m)

M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m)

N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$V_{sn} = A_{wi} \cdot f_{wi} \cdot n_{in} + A_{wo} \cdot f_{wo} \cdot n_{on} \quad (7)$$

ここに、

A_{wi} : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wi} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

図-21 損傷区間推定のフローチャート

図-22 損傷区間推定のイメージ

図-23 せん断耐力の計算値例 (フーチング面を仮想支持点とした場合)

n_{in} : 仮想支持点から仮想荷重点までの区間における断面内の帯鉄筋の総本数

A_{wo} : 仮想支持点から仮想荷重点までの区間にお

図-24 各仮想支持点からのせん断耐力 (A2)

図-25 各仮想支持点からのせん断耐力 (B1)

ける断面外のせん断補強鋼材の総断面積 (mm^2)

f_{woy} : 断面外のせん断補強鋼材の引張降伏強度 (N/mm^2)

n_{on} : 仮想支持点から仮想荷重点までの区間における断面外のせん断補強鋼材の総本数

これらの値の算定を, 仮想荷重点が実際の荷重点高さに達するまで繰り返し行う。終了後は, 仮想支持点をせん断補強鋼材の1段目に変えて, 再度, 仮想荷重点が実際の荷重点高さまで計算し, 仮想支持点を2段目, 3段目と上げて, 全ての補強鋼材が仮想支持点になるまで計算を繰り返した後, 最も小さい計算値 V_{yn} が算定された仮想支持点2点を確定し, この2点間が, 損傷区間であると推定する。

図-23は, A2試験体において, フーチング面を仮想支持点として, 想定破壊面が交差する点を連続的に上方に移動させてせん断耐力を算出した結果を示したものである。図に示すように, コンクリートが負担するせん断耐力 V_{cn} , 断面内の帯鉄筋と断面外に配置するせん断補強鋼材の負担分 V_{sn} , V_{cn} と V_{sn} を累加したせん断耐力 V_{yn} は, 想定した破壊面ごとに任意の値を持つこととなり, a_n/d が 0.5 以上の範囲において連続的に値を算定することができる。この中で最小の値が任意の仮想支持点から想定されるせん断破壊面を示しており, その時に算定されるせん断耐

図-26 載荷終了後の状況と損傷区間の推定結果

表-3 損傷区間の推定結果

試験体 No.	載荷試験時の損傷区間	損傷区間の算定結果	判定
A1	フーチング直上 ～ 2段目直下	フーチング直上 ～ 3段目直下	△
A2	フーチング直上 ～ 2段目直下	フーチング直上 ～ 2段目直下	○
A3	フーチング直上 ～ 2段目直下	フーチング直上 ～ 2段目直下	○
A4	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B1	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B2	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B3	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B4	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B5	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B6	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
B7	フーチング直上 ～ 1段目直下	フーチング直上 ～ 1段目直下	○
C1	1段目直上 ～ 3段目直下	2段目直上 ～ 3段目直下	△
C2	1段目直上 ～ 2段目直下	1段目直上 ～ 2段目直下	○
C3	1段目直上 ～ 3段目直下	1段目直上 ～ 3段目直下	○
C4	2段目直上 ～ 3段目直下	2段目直上 ～ 3段目直下	○

力がその任意の仮想支持点におけるせん断耐力であるとして算定する。なお、本方法は、せん断補強鋼材の負担分の算定方法など、文献4)で示される従来のせん断耐力算定法と異なることから、既往のせん断耐力の算定値とは連続しない。

(3) 損傷区間の推定方法の検証

図-24、図-25は、それぞれ、A2、B1の各仮想支持点におけるせん断耐力の計算値を示したものである。このように、任意の仮想支持点からせん断耐力の計算値を連続的に算定すると、異なる2つの仮想支持点において計算されたせん断耐力が最小となる点が発生する。この最小の値が発生した仮想支持点間が、部材中で最も大きな損傷を生じる可能性があるため、この区間が損傷区間であると推定される。

図-26は、代表的な試験体の載荷終了後の状況と損傷区間の推定結果を示したものである。図中、破線は、載荷終了後の損傷状況の確認により、顕著なひび割れが観測されたひび割れ面を示している。この図より、損傷区間が、ある程度推定できることが分かる。

表-3は、載荷試験時に塑性化領域が広がるなどの最も大きな損傷区間と、損傷区間の推定結果の一覧表である。表中の判定は、○が完全に一致しているもので、△が損傷区間の始点終点の何れかが一致しているものである。この結果、9割近くの試験体において損傷区間が推定できており、残りは△の2試験体のみであり、まったく推定できない試験体はなかった。

以上より、前述の方法によって損傷区間を推定した結果、ほぼ実験時の損傷区間を推定できることが確認された。このことから、損傷区間を推定する方法を用いて、損傷区間が拡大区間内になるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することにより、損傷区間を拡大区間内に制御できるものと考えられる。

5. 破壊形態の判定および変形性能の予測

(1) 拡大区間を設けた場合の破壊モードの判定

前項において、静的正負交番載荷試験によって塑性化領域が広がるなどにより大きく損傷する区間の推定結果を示し、計算によって比較的精度よく損傷区間を推定できることから、損傷区間を拡大区間に制御できることが示された。このことから、前述の4.の方法を用いて、破壊形態を推定することができるかどうかを検証する。前述した通り、拡大区間を有する補強RC部材のせん断耐力は、任意区間の最小値として算出される。このため、部材全長において基準となる点を変化させ、その最小値をその部材固有のせん断耐力であると仮定すると、式(8)により部材の計算上のせん断耐力 V'_y を算定することができる。

$$V'_y = \min \{ V_{y0}, V_{y1}, V_{y2}, \dots, V_{yn} \} \quad (8)$$

この式において、 V_{y0} がフーチング上面を仮想支持点としたときに算出される値、 V_{y1} が1段目のせん断補強鋼材を仮想支持点としたときに算出される値というように、順次算出するものである。

表-4は、試験時の破壊形態と破壊モードの推定結果を示したものである。破壊モードの分類は、文献9)に示される4つの破壊形式(「せん断破壊」、「曲げ

表-4 破壊形態の推定結果

試験体 No.	試験時の 破壊形態	曲げ耐力に達する時 のせん断力 $V_{mu,c}$ (kN)	補強後の計算上 のせん断耐力 V_y' (kN)	$V_{mu,c}/V_y'$	破壊モードの 計算結果	判定
A1	曲げ破壊モード	267.8	449.6	0.596	曲げ破壊モード	○
A2	曲げ破壊モード	271.9	401.8	0.677	曲げ破壊モード	○
A3	曲げ破壊モード	277.9	359.0	0.774	曲げ破壊モード	○
A4	曲げ破壊モード	283.3	303.9	0.932	曲げ破壊モード	○
B1	曲げ破壊モード	274.7	490.9	0.559	曲げ破壊モード	○
B2	曲げ破壊モード	281.1	502.7	0.559	曲げ破壊モード	○
B3	曲げ破壊モード	270.6	336.6	0.804	曲げ破壊モード	○
B4	曲げ破壊モード	268.9	380.5	0.707	曲げ破壊モード	○
B5	曲げ破壊モード	309.5	648.9	0.477	曲げ破壊モード	○
B6	曲げ破壊モード	316.2	486.8	0.650	曲げ破壊モード	○
B7	曲げ破壊モード	811.5	1287.1	0.630	曲げ破壊モード	○
C1	曲げ破壊モード	248.7	541.2	0.459	曲げ破壊モード	○
C2	曲げ破壊モード	240.7	420.4	0.572	曲げ破壊モード	○
C3	曲げ破壊モード	246.2	389.6	0.632	曲げ破壊モード	○
C4	曲げ破壊モード	837.6	1275.0	0.657	曲げ破壊モード	○

図-27 部材の計算上のせん断余裕度と部材じん性率の関係

せん断破壊（最大耐力前）」、「曲げせん断破壊（最大耐力後）」、「曲げ破壊」)の分類と特徴を参考に、部材全長に大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的な破壊に至る「せん断破壊」,「曲げせん断破壊（最大耐力前）」を「せん断破壊モード」とし、柱基部に塑性ヒンジが形成され一定の耐震性能を有する「曲げせん断破壊（最大耐力後）」,「曲げ破壊」を「曲げ破壊モード」とした。今回の試験体は、全ての試験体において、部材全長で斜めひび割れが急激に進展して脆性的に破壊するような破壊形式とはならず、曲げ耐力に達する程度の水平力を保持して一定の変形性能を発揮した後に耐力低下に至った。また、損傷状況は、全ての試験体において柱基部の拡大区間付近のみで塑性化領域を形成し、塑性化する領域以外の区間の損傷は軽微であった。このため、全ての試験体が文献9)に示される「曲げせん断破壊（最大耐力後）」であると判断し、破壊形態を「曲げ破壊モード」と判定した。計算による破壊モードの判定は、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ 、補強後の部材の計算上のせん断耐力 V_y' を用いて以下により行った。

$V_{mu,c}/V_y' \leq 1.0$ の場合 曲げ破壊モード

$V_{mu,c}/V_y' > 1.0$ の場合 せん断破壊モード

ここで、曲げ破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する時点までにせん断破壊が発生しないものとし、せん断破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する前にせん断破壊を生じる破壊形態であるとした。この表から、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力と部材の計算上のせん断耐力の比を用いた破壊形態の推定結果と実験上の破壊形態が一致することが確認された。

以上より、前述の方法によって破壊形態を推定できるとともに、この方法を用いて、曲げ破壊モードになるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することが可能であるものと考えられる。

(2) せん断補強鋼材による変形性能の予測

図-27は、部材の計算上のせん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力の比（以下、「部材の計算上のせん断余裕度」という） $V_y'/V_{mu,c}$ と、部材じん性率 μ の関係を示したものである。この図より、曲げせん断耐力比 $V_y'/V_{mu,c}$ の増加に伴い部材じん性率 μ が増加する関係が見られ、曲げ破壊モードとなる部材については、 $V_y'/V_{mu,c}$ が1.1の時に μ が3程度、 $V_y'/V_{mu,c}$ が1.5の時に μ が5程度、 $V_y'/V_{mu,c}$ が2.0の時に μ が7程度の部材じん性率を期待できる結果となった。

以上より、拡大区間を設けた場合でも、拡大区間に損傷が集中するように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設置することにより、一定の変形性能を発揮できることが分かった。

6. まとめ

せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの1/2以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について実験により確認した。その結果、今回の実験の範囲において以下の知見を得た。

- (1) 無補強の状態ではせん断破壊モードの補強RC柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を0.58h~1.33h程度(h:断面高さ)に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できる。
- (2) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を断面高さの1/2以上に広げた補強RC柱は、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置すること

で、比較的大きな変形性能を確保することができるとともに、水平変形量が大きくなっても鉛直変位は僅かであり、耐震補強の方法として部材の耐震性能を向上させることが可能である。

- (3) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 柱の損傷区間は、部材中で最も小さな V_{ym} の値を示した仮想支持点間で発生するものとして推定可能であることから、この方法を用いて、損傷区間が拡大区間内になるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することが可能である。
- (4) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 柱の破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ と、補強後に部材全長で最も小さな計算上のせん断耐力をその部材のせん断耐力 V_y の計算値として、この値を比較することによって精度よく推定できる。
- (5) 部材の計算上のせん断余裕度が増加すると、部材じん性率が増加する関係が存在し、拡大区間に損傷が集中するように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材を設置することにより、 $V_y/V_{mu,c}$ が 1.1 の時に μ が 3 程度、 $V_y/V_{mu,c}$ が 1.5 の時に μ が 5 程度、 $V_y/V_{mu,c}$ が 2.0 の時に μ が 7 程度の部材じん性率が期待できる。

以上、本稿の知見を用いることにより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設 RC 柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

ただきました東日本旅客鉄道(株)の津吉毅様、菅野貴浩様をはじめ多くの皆様方に対し、ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (公財)鉄道総合技術研究所：既設鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計施工指針，1997.
- 2) 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工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, 1987.
- 3) 津吉毅，石橋忠良，小林将志，田附伸一：鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究，土木学会論文集，第 662 号/V-49, pp. 205-216, 2000.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2012.
- 5) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係，土木学会論文集，第 378 号/V-6, 1987.
- 6) 運輸省鉄道局監修，(公財)鉄道技術総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
- 7) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5, pp. 167-175, 1986.
- 8) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第 337 号/V-5, pp. 197-204, 1983.
- 9) 白子将之，吉川弘道：RC 部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究，土木学会論文集，第 802 号/V-69, pp. 1-14, 2005.

(2013. 12. 26 受付)

謝辞：試験の計画，実施において貴重なご意見をい

A STUDY OF DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE COLUMN WIDENED THE SPACE OF LATERAL REINFORCEMENT AT BASE OF THE COLUMN IN THE EARTHQUAKE

Masashi KOBAYASHI, Tadayoshi ISHIBASHI and Takumi SHIMOMURA

It is necessary to cut out the remove of obstructions around reinforced concrete column in the seismic retrofitting construction of existing reinforced concrete columns. Therefore, to widen the space of lateral reinforcement materials is required. However, since the seismic capacity of retrofitted column suddenly deteriorates, it is not able to widen the space of lateral reinforcement materials.

So the specimens of reinforced concrete column widened the space of lateral reinforcement materials at base of the column were tested under reverse cyclic loading. Test results showed that the failure mode did not become shear failure mode in this experiment. In addition, the arrangement method of lateral reinforcement material, which dose not decrease the seismic capacity, was showed.