

低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究（その3）

準会員 ○川上 裕佳*1 正会員 高月 行治*2
 正会員 根口 百世*3 正会員 南 宏一*4

低強度コンクリート 応力度 耐震性能
 せん断柱 丸鋼 異形鋼

1. はじめに

現行の耐震診断基準において、圧縮強度 13.5 N/mm^2 未満のコンクリート [以下、低強度コンクリートという] 建物は、その社会的ニーズが高いにも拘らず、耐震診断および耐震改修の対象外とされている。

昨年の 5 N/mm^2 級の低強度コンクリート¹⁾ に引き続いて、本論では、 10 N/mm^2 級の柱部材の耐震性能実験を行い、主に以下の項目について確認を行う。

- (1) 主筋の丸鋼と異形鋼をいた場合の破壊性状の違い
- (2) 作用軸力の大きさの相違
- (3) コンクリート強度の大きさの相違

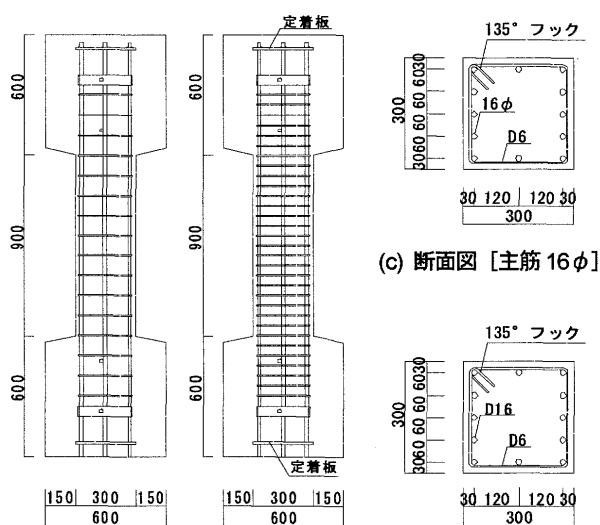


図-1 試験体形状寸法 [単位: mm]

2. 実験計画

圧縮強度 10 N/mm^2 級の低強度コンクリートを用いて、図-1に示すような無補強柱試験体（柱断面 $300 \times 300 \text{ mm}^2$ 、内法高さ 900 mm ）を6体製作する。主筋の定着は、主筋の上下端とも定着板を介して行い、帯筋は余長 64 mm の 135° フックとした。

表-1に示される実験変数は、昨年の実験と比較するために、主筋に丸鋼を用いたものと異形鋼を用いたものを計画した。

材料試験結果を図-2および表-2に示す。図-2(a)には、1体目の実験開始時 [材齢 35 日] におけるコンクリートの応力度-ひずみ度曲線を示し、図-2(b)には、主筋 [16φ, D16] およびせん断補強筋 [D6] の応力度-ひずみ度曲線を示す。

3. 載荷方法

載荷は建研式載荷装置を用い、制御方法は変位振幅 R による変位制御によって行う。 $0.2 \times 10^2 \text{ rad}$ の変位振幅で正負2回ずつ繰り返した後に、 $0.2 \times 10^2 \text{ rad}$ ずつ増加させて載荷を行い、変位振幅 $3.2 \times 10^2 \text{ rad}$ で2回繰り返した時点で実験を終了する。

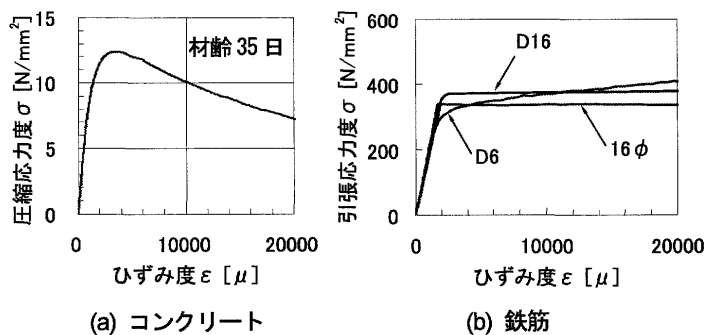


図-2 応力度-ひずみ度曲線

表-2 材料試験結果

試験体番号	試験体名	主筋種別	せん断補強筋比 p_w [%]	軸力比 $N/(bD \cdot \sigma_B)$
7	L10200	16φ	0.21	0
8	L10240			0.4
9	L10400		0.42	0
10	L10440			0.4
11	DL10200	D16	0.21	0
12	DL10240			0.4

コンクリート	圧縮強度 (28 日)	[N/mm^2]	12.2
	圧縮強度 (実験前: 35 日)	[N/mm^2]	12.30
	ヤング係数 (実験前: 35 日)	[10^4 N/mm^2]	0.97
スランブ	スランブ	[mm]	180
	空気量	[%]	4.3
主筋	降伏強度	[N/mm^2]	16φ : 340 D16 : 372
	ヤング係数	[10^5 N/mm^2]	16φ : 1.79 D16 : 1.79
帯筋	降伏強度	[N/mm^2]	275.0
	ヤング係数	[10^5 N/mm^2]	1.85

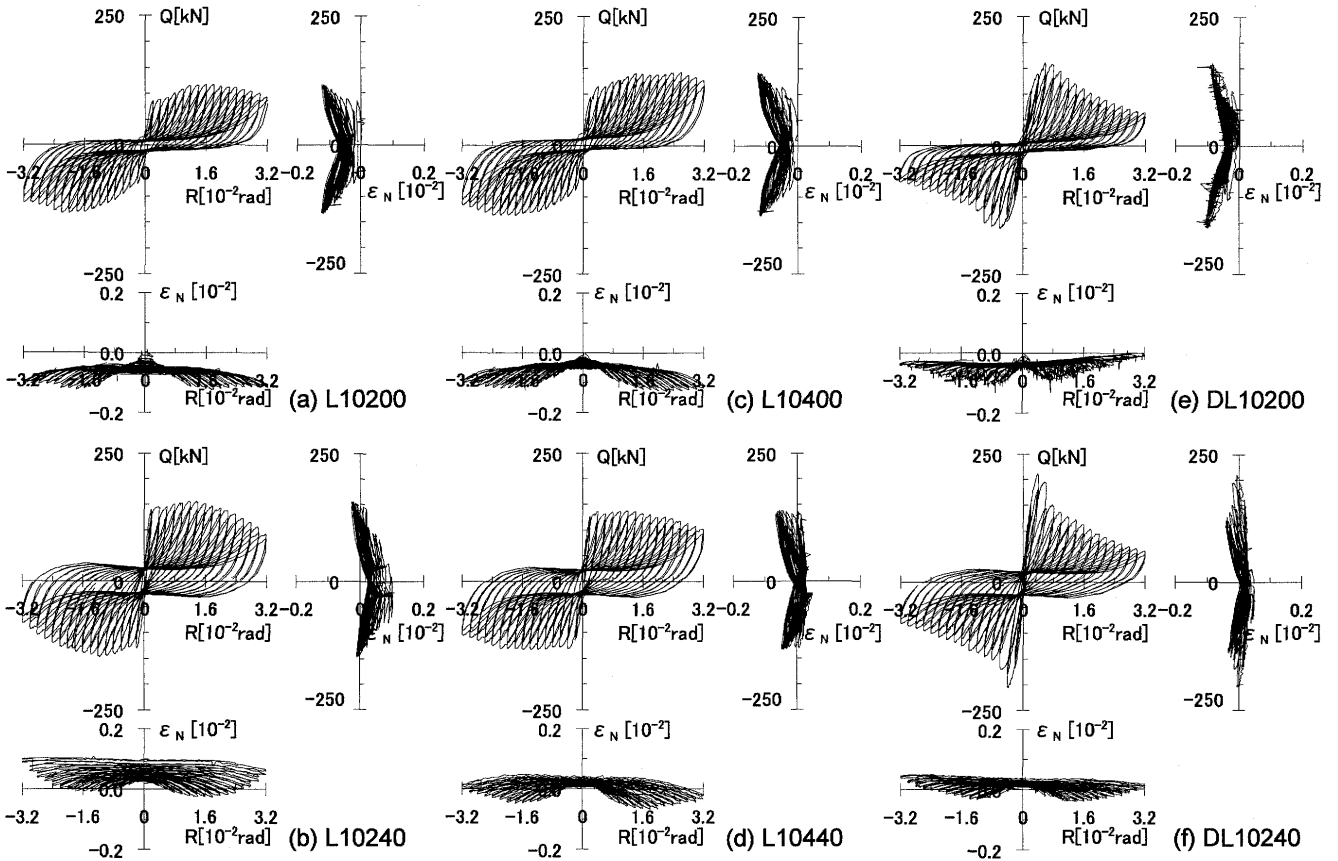
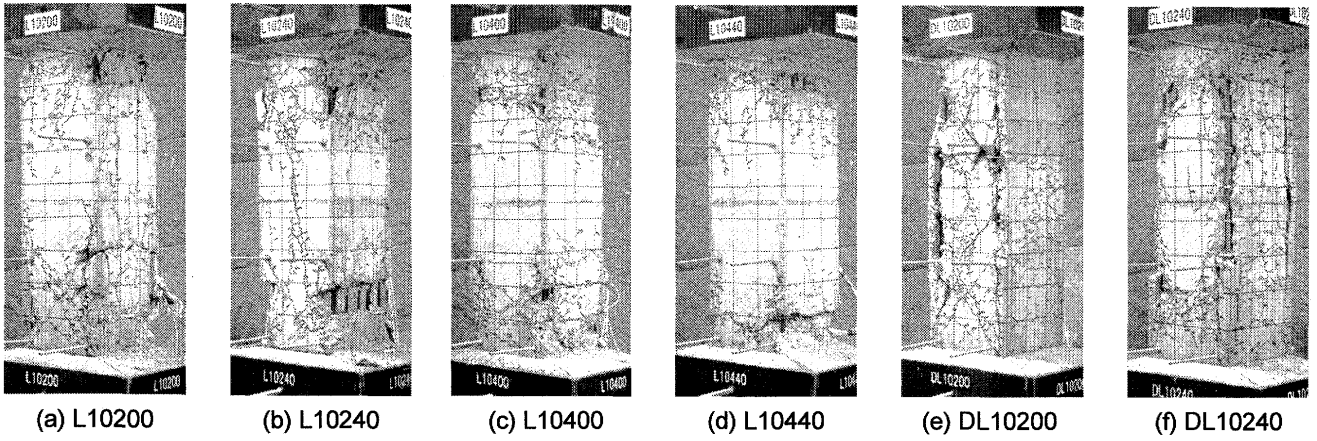


図-2 履歴曲線

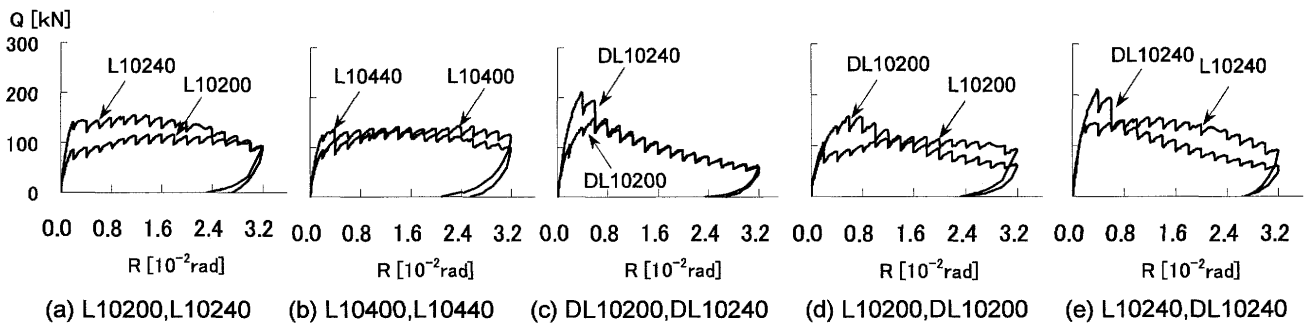


図-3 包絡線の比較

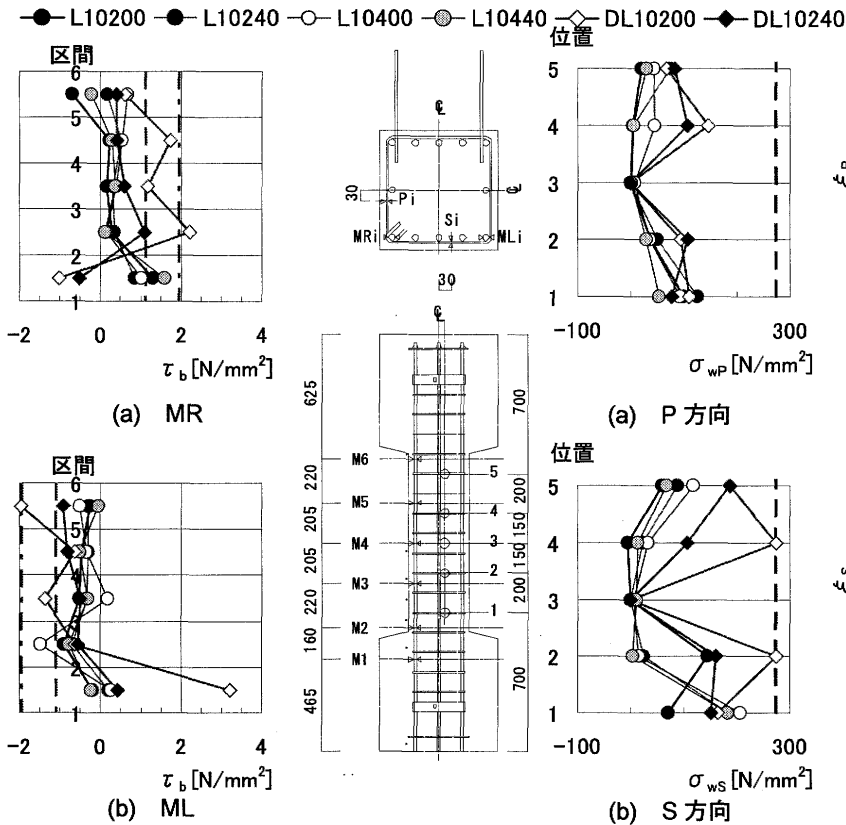


図-4 主筋の付着応力度の比較

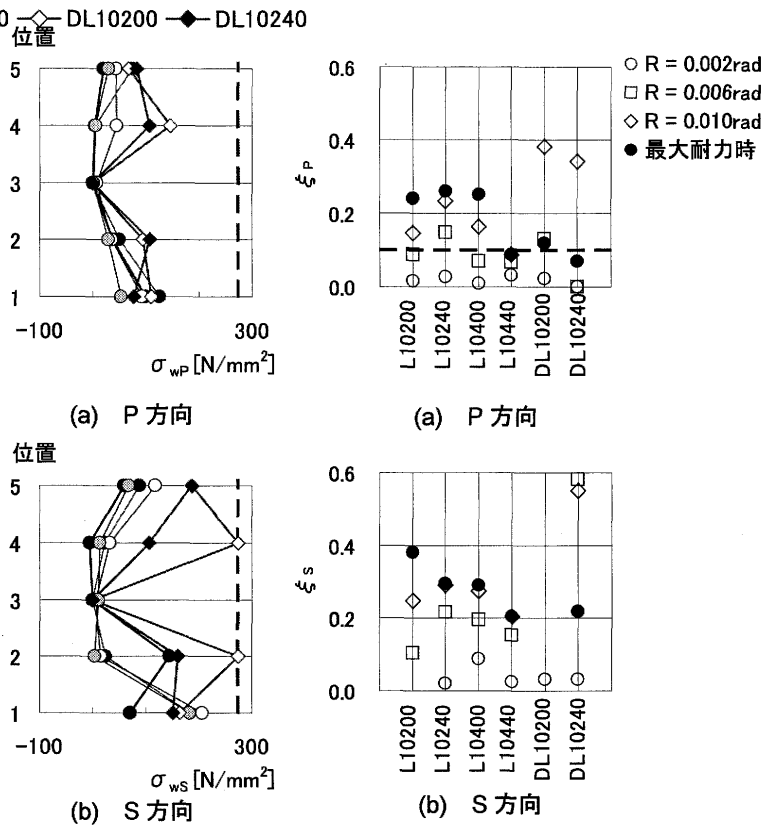


図-5 帯筋の引張応力度の比較

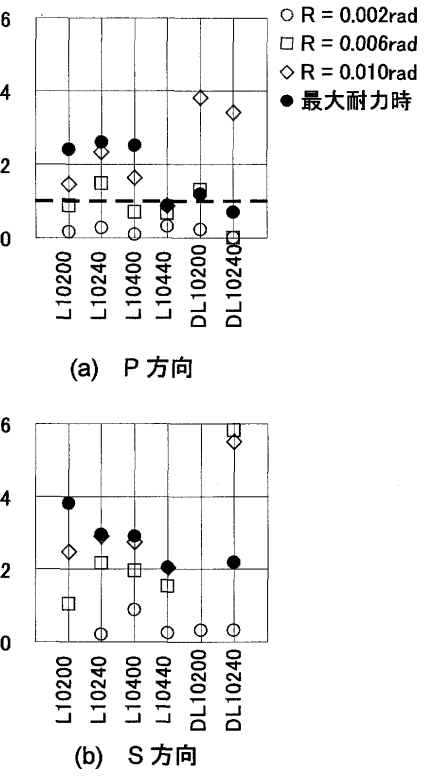


図-6 ξ_p と ξ_s の比較

表-3 実験結果一覧

試験体名	正荷重時		負荷重時	
	Q _{max} [kN]	R [10 ⁻² rad]	Q _{max} [kN]	R [10 ⁻² rad]
L10200	116.96	1.59	-132.98	-1.97
L10240	155.44	1.16	-148.47	-1.17
L10400	142.99	2.60	-136.96	-1.79
L10440	138.37	0.99	-133.46	-1.17
DL10200	159.87	0.58	-160.88	-0.57
DL10240	210.96	0.38	-204.97	-0.37

4. 破壊状況

写真-1 に最終破壊状況を示す。

主筋に丸鋼を用いた(a)~(d)の試験体は、最終的に材端部のコンクリートの圧壊がみられ、せん断圧縮破壊の様相を呈していた。内部の主筋は、コンクリート内を滑るように挙動しており、コンクリートとの付着がほとんど生じていないことが指摘される。

一方、主筋に異形鋼を用いた(e)および(f)は、試験体中央部に斜張力ひび割れが生じ、主筋に沿ってひび割れが生じ、コンクリートの剥落がみられる付着割裂破壊の様相を呈していた。

主筋に丸鋼を用いるか、異形鋼を用いるかによって、その破壊形式は大きく異なることが示された。

5. 実験結果

せん断力と部材角の関係 (Q-R 関係)、せん断力と材軸方向の平均ひずみ度 (Q-ε_N 関係)、材軸方向の平均ひずみ度と部材角の関係 (ε_N-R 関係) を図-2 に示す。作用軸力が零の場合は、材軸方向の残留伸びひずみが繰り返しとともに引張側に蓄積される傾向にあることが示された。

同図(a)~(d)の試験体は主筋に丸鋼を用いたもので、いわゆるせん断ひび割れが生じにくく、最大耐力以後の耐力低下があまり生じない逆 S 字形のループを描くのが特徴である。このことは、実験変数 (p_w の量、軸力比) に関係なく、その傾向が見られる。すなわち、コンクリートの斜め圧縮破壊が非常に卓越する破壊機構を生ずることが特色として指摘される。

一方、主筋に異形鋼を用いた試験体の(e)および(f)は、最大耐力以後、急激な耐力低下を伴う履歴性状を示していることが特徴である。

図-3 は、各試験体の包絡線の比較を行ったもので、同図(a)~(c)は軸力比の違いをみたもので、(d)および(e)は主筋形状の違いをみたものである。

軸力比の違いによって、包絡線の形状が大きく異なるような傾向はみられず、軸力比が 0.4 の試験体は、軸力比が 0 の試験体に比して、若干、最大耐力が大きくなる傾向にあることが示された。

主筋に丸鋼を用いた試験体と異形鋼を用いた試験体を比較すると、軸力比のいかんに関わらず、丸鋼の場合は、最大耐力以後も、ほとんど耐力低下を伴わず、最終変位振

幅まで耐力を維持したままであるのに対し、主筋に異形鋼の場合は、最大耐力以後、急激な耐力低下が生じていることが特徴である。また、丸鋼に比して、最大耐力を与える変位振幅が小さいことも特徴として挙げられる。

6. 主筋およびせん断補強筋のひずみ度

図-4には変位振幅 1.0×10^2 radにおける主筋の付着応力度の比較を行ったものを示す。縦軸には右側図面の主筋ゲージ貼付位置を示し、横軸には、変位振幅 1.0×10^2 rad時の各試験体の主筋の付着応力度を示す。

異形鋼を用いた試験体は、丸鋼を用いた試験体に比して、大きな付着応力度となっていることが示された。丸鋼および異形鋼の付着強度の値は文献(2)に示される(1)および(2)式によって計算できる。

$$\text{丸鋼: } \tau_{bU} = \min(0.09\sigma_B, 0.098 \times 20.25) \quad (1)$$

$$\text{異形鋼: } \tau_{bU} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (2)$$

ここに、

$$\tau_{co} = 0.31 \left[\left(0.4 \frac{b - \sum d_b}{\sum d_b} + 0.5 \right) \sqrt{\sigma_B} \right] \quad (3)$$

$$\tau_{st} = 0.31 \frac{5p_w b \sqrt{\sigma_B} - \sum d_b}{d_b} \quad (4)$$

σ_B : コンクリート圧縮強度

b : 柱幅, d_b : 主筋直径

$\sum d_b$: 一列に並んだ主筋の直径の和

N_f : 一列に並んだ主筋の本数

p_w : 帯筋のせん断補強筋比

(1)式および(2)式によって得られた値は、コンクリート強度の平均値である 12.3 N/mm^2 を用いて計算すると、丸鋼の場合は 1.11 N/mm^2 となり、これを図中に破線で示す。丸鋼を主筋に用いた試験体の付着応力度の値は 0.5 N/mm^2 を下回る場合がほとんどであり、 1.11 N/mm^2 を超えている部分は L10400 の 2-3 区間のみである。

異形鋼の場合は、コンクリート強度の平均値 12.3 N/mm^2 を用いて(2)式によって計算した付着応力度の値は 1.95 N/mm^2 であり、これを図中に一点鎖線で示す。DL10200は計算値に比較的近い値を示しているが、DL10240は全区間において計算値を下回る値を示している。

変位振幅 1.0×10^2 radにおける帯筋の引張応力度の比較を行ったものを図-5に示す。図中の破線は、帯筋の降伏強度を示したものである。

主筋に丸鋼を用いた試験体は、ほとんど引張応力度が生じておらず、主筋の降伏応力度に対して、大きくても 1/4 程度となっていることが特徴である。P方向の引張応力度とS方向の引張応力度にほとんど差がないことから、帯筋はせん断補強筋として働いているのではなく、コンクリートの拘束効果に寄与していることがうかがえる。

一方、異形鋼を主筋に用いた試験体では、丸鋼を主筋に用いた試験体に比して大きな引張応力度となっていることが特徴であり、部分的に降伏していることが指摘される。DL10240の帯筋は、丸鋼を用いた試験体と同様に、P方向

とS方向の引張応力度にほとんど差がないことから、せん断補強筋としての働きはなしておらず、コンクリートの拘束効果に寄与しているものと考えられる。DL10200の試験体は、2番目と4番目の位置でS方向の引張応力度が大きくなっているため、コンクリートの拘束効果だけではなく、せん断補強筋としても機能しているものと推察される。

図-6は変位振幅 0.2×10^2 rad, 0.6×10^2 rad, 1.0×10^2 rad および最大耐力時における、P方向[作用せん断力の方向と直交方向]およびS方向[作用せん断力の作用方向]の帯筋の引張応力度 [σ_{wp} , σ_{ws}] の降伏応力度 [σ_{wy}] に対する比率 ξ_P [$=\sigma_{wp}/\sigma_{wy}$], ξ_S [$=\sigma_{ws}/\sigma_{wy}$] の平均値を各試験体に対して示したものである。なお、最大耐力となった変位部材各Rの値は表-3に示している。

丸鋼を用いた試験体では、 ξ_P は変位振幅の増加に伴って増大する傾向がみられるが、 $0.6 \times 10^2 \text{ rad} \sim 1.0 \times 10^2 \text{ rad}$ では ξ_P は 0.1~0.2 程度になり、低強度コンクリートの圧縮拘束効果としては、大きい値となっていないことが特徴的な結果として示される。また、最大耐力時のものであっても ξ_P および ξ_S の値は、ほとんどの試験体において 0.4 よりも小さい値を示しており、せん断補強筋が降伏しないまま、最大耐力に達していることが示される。

一方、異形鋼の試験体では、変位振幅の増加に伴い、丸鋼の試験体と同様に、 ξ_P および ξ_S はともに大きくなる傾向にあるが、その増加幅は丸鋼よりも大きくなっていることが特徴である。しかしながら、最大耐力時の値は ξ_P および ξ_S のいずれについても主筋に丸鋼を用いた L10440 とほとんど同じ値を示しており、最大耐力時には、使用主筋の違いによる ξ_P および ξ_S の値の差はないといえる。この理由としては、異形鋼を主筋に用いた試験体は丸鋼を主筋に用いた試験体に比して、最大耐力となる変位振幅 R の値が小さいことが関係しているものと推察される。

7. まとめ

丸鋼を主筋に用いた柱は、材端部のコンクリートの圧壊を伴う、せん断圧縮破壊が生じた。また、最大耐力以後の耐力低下はほとんど生じない性状を示した。

一方、異形鋼を主筋に用いた柱は、試験体中央部に斜張力ひび割れが生じ、付着割裂破壊を生じた。また、最大耐力に達する変位振幅は丸鋼を主筋に用いた柱に比して小さい値であり、最大耐力は大きいものの、最大耐力以後の耐力低下の激しいものであった。

参考文献

- 1) 根口百世, 藤原顕太郎, 高月行治, 南宏一: 低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究 (その1~その2), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第30巻, pp.305-312, 2007.3
- 2) SR-CF 工法研究会・清水建設株式会社: 既存建築物の耐震改修設計施工指針 SR-CF 工法 (改訂版), 4章, pp.19-23, 2006.6

*1 福山大学工学部建築学科

Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Fukuyama Univ.

*2 広島県東部生コンクリート協同組合

East Hiroshima Ready Mixed Concrete Cooperative

*3 福山大学大学院博士課程地域空間工学専攻・修士(工学) Course of Regional Space Planning and Systems Eng., Doctoral Program, Grad. School, Fukuyama Univ., Ms. Eng.

*4 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Eng., Fukuyama Univ., Dr. Eng.