

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 ○藤原 顕太郎*1 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 せん断柱 応力度
耐震性能 F 値 丸鋼

1. はじめに

本論は、低強度コンクリート建物であっても、その力学的性能を明確にし、適切な補強方法を用いれば、耐震性能を確保できるのではないかとこの観点に立ち、まずは、低強度コンクリートの限界を見極めるということに視点を置いて、 $\sigma_B = 5 \text{ N/mm}^2$ 級のコンクリートを用いた無補強の柱試験体を製作し、その力学的性能を確認することを目的とする。なお、試験体に用いるコンクリートは前報で得られた調合設計式によって製造する。

2. 実験計画

本研究では、 $\sigma_B = 5 \text{ N/mm}^2$ 級のコンクリートを用いた

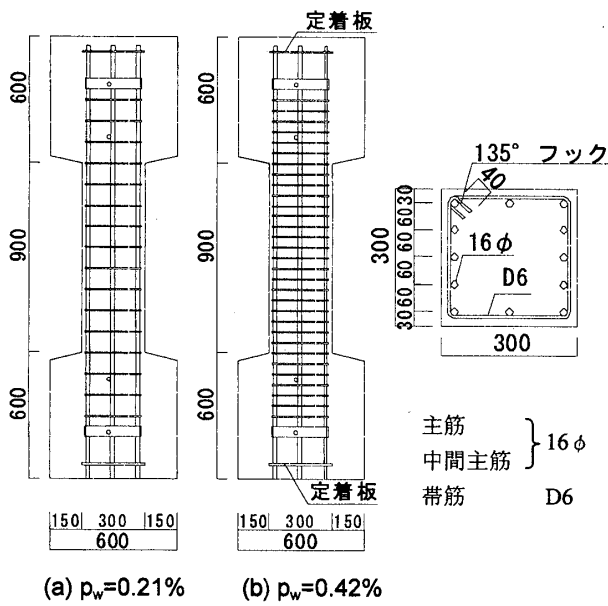


図-1 試験体形状寸法 [単位: mm]

柱試験体 (柱部分断面 $300 \times 300 \text{ mm}^2$, 内法高さ 900 mm) を 6 体製作する。図-1 に試験体形状寸法を、表-1 に実験変数を示す。

図-1 で示されるように、本論では主筋に丸鋼 (16ϕ) を用いているのが大きな特徴である。主筋に丸鋼を用いたのは、1965 年以前に建てられたもので低強度コンクリートとなっている学校校舎には、丸鋼を用いられたものが多いからである。ただし、せん断補強筋については、材料の入手が困難であったため、異形鉄筋を用いた。なお、主筋の定着は主筋の上下端の定着部を介して行い、帯筋は余長 40 mm の 135° フックとした。本実験の主要な実験変数を表-2 に示す。実験変数として、軸力比を選択し、コンクリートの圧縮強度を基準にして、0, 0.2, 0.4 の 3 種類としたが、その理由は、既往の実験結果との比較検討を容易にするためである。

コンクリートの調合は、前報で報告された D3 調合を用いている。表-2 にコンクリートの調合表を示す。図-2 には、実験開始前 (材齢 34 日) の圧縮強度試験による応力度-ひずみ度曲線を示す。表-3 に使用材料の材料試験結果を示す。試験練りでは、材齢 28 日における圧縮強度

表-2 D3 調合表 [kg/m^3]

水	W	210
セメント	C	90
石粉	P	233
細骨材1	S1	501
細骨材2	S2	348
粗骨材1	G1	513
粗骨材2	G2	340
混和剤	A	2.58

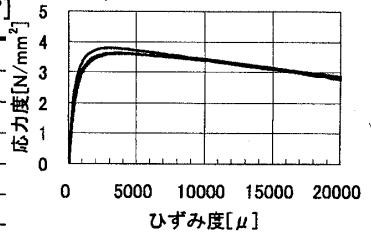


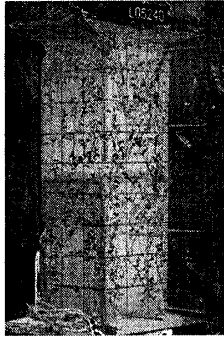
図-2 応力度-ひずみ度関係

表-1 実験変数

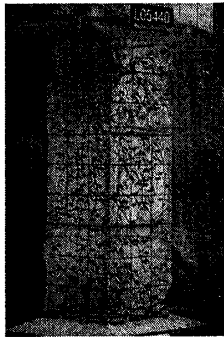
試験体名	コンクリート強度 [N/mm^2]	せん断補強筋比 p_w [%]	軸力比 $N/(bD \cdot \sigma_B)$
L05200	5	0.21	0
L05220			0.2
L05240			0.4
L05400		0.42	0
L05420			0.2
L05440			0.4

表-3 材料試験結果

コンクリート強度 (28 日)	[N/mm^2]	3.3
コンクリート強度 (実験前: 34 日)	[N/mm^2]	3.7
ヤング係数 (実験前: 34 日)	[10^4 N/mm^2]	0.9
スランブ	[mm]	175
空気量	[%]	3.1
主筋降伏強度	[N/mm^2]	370.6
せん断補強筋降伏強度	[N/mm^2]	405.0

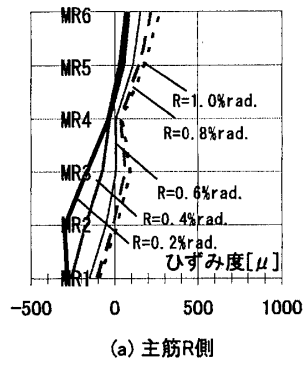


(a) L05240 ($p_w = 0.21\%$)

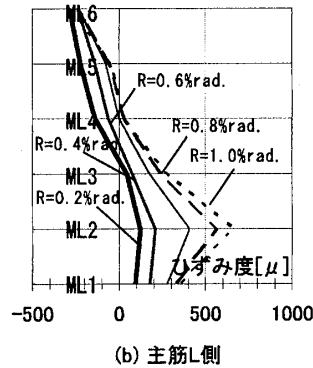


(b) L05440 ($p_w = 0.42\%$)

写真-1 最終破壊状況

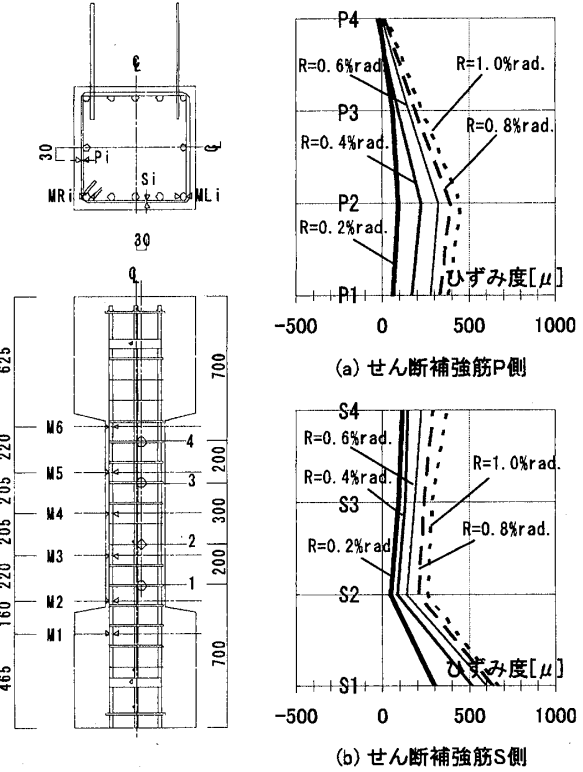


(a) 主筋R側



(b) 主筋L側

図-3 主筋のひずみ度の推移 (L05240 ($p_w = 0.21\%$), 正側)



(a) せん断補強筋P側

(b) せん断補強筋S側

図-4 せん断補強筋ひずみ度の推移 (L05240 ($p_w = 0.21\%$), 正側)

は 5.1 N/mm^2 という結果であったが、今回は 28 日における圧縮強度は 3.7 N/mm^2 、空気量は 3.1% となっている。この原因としては、今回の試験体に用いるコンクリートは実機によって練ったことが大きいと考えられる。また、試験体打設は 10 月中旬に行われ、打設時のコンクリート温度は 24.0°C であった。

3. 載荷方法

制御方法は変位部材角 R による変位制御によって行い、 0.002 rad (靱性指標 $F = 0.8$ に対応) の変位振幅で 2 度繰り返した後に、 0.002 rad ずつ増加させて載荷を行う。変位振幅 0.032 rad で 2 回繰り返した時点で実験を終了する。なお、最終変位振幅を部材角 $R = 0.032 \text{ rad}$ としたのは、文献 1) に示される部材角 R と F 値の関係が、本実験においても適用できると仮定して、RC 部材の最大許容 F 値を 3.2 としたことから定めたものである。

4. 破壊状況

写真-1 に最終破壊状況を示す。 p_w が 0.21% と 0.42% のいずれの場合にもせん断ひび割れが生じるが、ひび割れ幅は成長しなかった。最終的に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。

5. 主筋およびせん断補強筋のひずみ度推移状況

変位振幅が 0.01 rad までの主筋のひずみ度の推移状況を図-3 に示す。縦軸には右側図面の主筋ゲージ貼付位置を、横軸には、各部材角の時のひずみ度を示す。主筋は、サイクルを追うごとに、ひずみ度が増加しており、付着力が生じていることが指摘されるが、その大きさは、異形鉄筋の場合に比して小さいといえる。

せん断補強筋のひずみ度の推移状況を図-4 に示す。せん断補強筋も、両方向ともにサイクルを追うごとにひずみは引張側に増加しているが、一様にひずみ度が増加していることから、せん断補強筋はコンクリートの拘束効果に寄与していると判断される。

6. まとめ

$\sigma_B = 5 \text{ N/mm}^2$ 級の低強度コンクリートと丸鋼を用いた柱でも、 $R = 0.032 \text{ rad}$ の最終変位振幅まで繰り返し載荷を行うことができた。最終的には、端部コンクリートの圧壊がみられ、せん断破壊の様相を呈していたものの、せん断ひび割れ幅の成長はみられなかった。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001

*1 福山大学工学部建築学科

*2 高月ナマコン

*3 福山大学大学院博士課程地域空間工学専攻・修士(工学)

*4 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

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

TAKATSUKI Ready Mixed Concrete

Course of Regional Space Planning and Systems Eng., Doctoral Program, Grad. School, Fukuyama Univ., Ms. Eng.

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