

RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究

鉄筋コンクリート構造 柱 損傷レベル
残存軸耐力 せん断耐力

1 はじめに

本研究の目的は、近年、東京などの首都圏に起こるであろうと言われている首都直下地震における既存建物の倒壊リスク評価である。建築基準法が改定された 1971 年以前に建てられた建物が人命を守る事ができるかどうかを検討する必要がある、まず基礎的な検討として、地震直後に有する鉛直力支持能力に直目した実験を行い、構造物の倒壊リスクに関する基礎資料を得る事を目的とする。

2 実験概要

①試験体 試験体は旧基準で設計された既存 RC 構造物の中柱を想定し、実建物の 1/3 程度のサイズで表 1 に示した 6 体である。主なパラメータはせん断耐力と損傷レベルである。コンクリート強度 $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、主筋 12-D10、柱断面寸法 $b \times D=200\text{mm} \times 200\text{mm}$ は共通である。せん断破壊を想定した試験体では横補強筋比 0.1%、曲げ破壊を想定した試験体では横補強筋比 0.3%と計画した。損傷レベルとして、層間変形角で 1/200、1/100、1/50 の 3 種を想定した。図 1 に試験体の配筋図とゲージ位置を、表 2 に材料試験結果を示す。

②加力方法 はじめに地震時に受ける損傷を再現するため、図 2 に示すように試験体（無損傷試験体である No4 を除く）を水平に倒し 1MN 油圧ジャッキにより PC 鋼棒を用いて定軸力 $0.15bDF_c(N)$ を作用させながら、5MN 圧縮試験機により、大野式加力で逆対称モーメントを作用させ。想定する変形レベル（表 1）で一回の繰り返しとした。次に所定の損傷を受けた後の残存軸耐力を求めるため、試験体を鉛直にして 5MN 圧縮試験機により鉛直加力を行った。

表 1 試験体一覧

	設計基準 強度 F_c	柱内法高 $h_0(\text{mm})$	柱断面 $b \times D$	柱主筋	せん断 補強筋	破壊型式	損傷レベル 変形角
No1	18 (N/mm^2)	800	200mm × 200mm	12-D10 (SD295)	2-D4@124 (SD295)	せん断型	1/200
No2							1/100
No3							1/50
No4					2-D4@42 (SD295)	曲げ型	1/100
No5							1/50
No6							

表 2 材料試験結果

鋼材	降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	コンクリート	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 N/mm^2
D10 SD295	383	565	水平加力時	22.4	2.15×10^4
D4 SD295	315	619	鉛直加力時	23.4	2.15×10^4

正会員 同 ○岩松*¹
島崎 和司*²

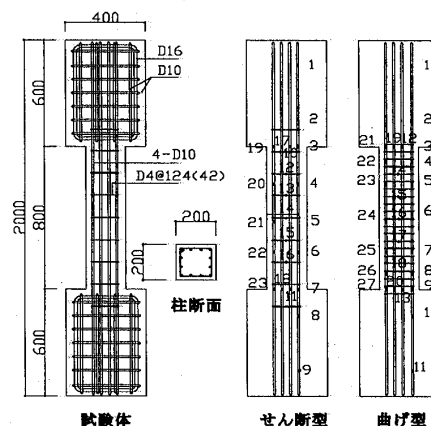


図 1 試験体の配筋図とゲージ位置

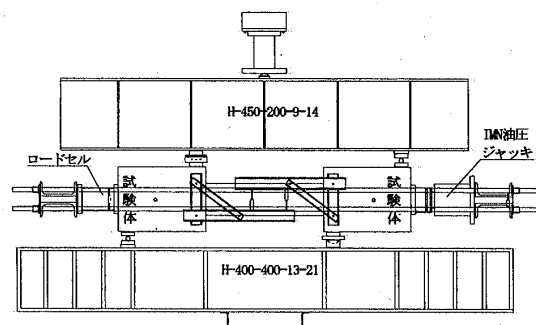


図 2 水平加力装置

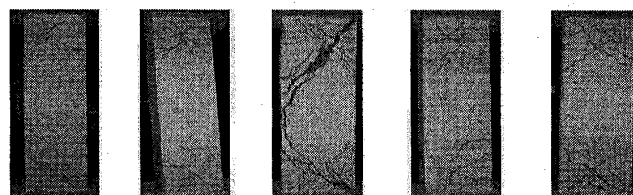


写真 1 水平加力後のひび割れ状況

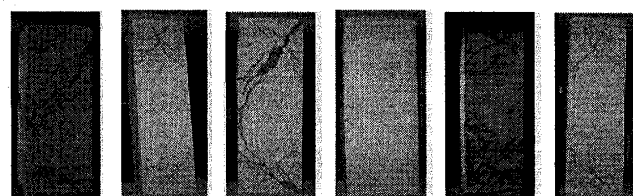


写真 2 鉛直加力後のひび割れ状況

3 実験結果及び考察

水平加力時せん断型も曲げ型も損傷レベルが上がるほどひび割れの本数が増加していった。せん断型の No. 1、No. 2、No. 3 試験体はプラス載荷時は曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れの順にひび割れが入った。マイナス載荷時は損傷レベルが上がるほど曲げひび割れから急にせん断ひび割れが発生した。No. 3 試験体のみ柱部材中央に大きなせん断ひび割れが生じた。写真 1 に水平加力終了後の各試験体のひび割れ状況を示す。

鉛直加力時は No. 1、No. 4 試験体は中央にひび割れが入り、No. 1 試験体では中央部での圧壊が見られた。それ以外では柱端部にひび割れが発生した。写真 2 に鉛直加力終了時の各試験体のひび割れ状況を示す。

図 3 に各試験体の水平力—水平変形関係、図 4 に鉛直力—鉛直縮み関係を示す。せん断型の水平加力時は No1, No2 の主筋、せん断補強筋は降伏していないが、No3 は、水平加力時にせん断補強筋(図 1 の 12, 13, 16)が降伏し、コンクリートのひび割れ幅が大きい。鉛直加力時は No1, No2, No3 はせん断補強筋は降伏せず、主筋は No1 で片側の端部(3, 4, 6, 7)、逆側では中央部(20, 21, 22)、No2 は同様に端部(3, 4, 6, 7)、No3 は(5)で降伏が見られた。変形角 1/50 を与えた No3 の残存軸耐力は他の 2 体と比べると低かったが、残りの 2 体の残存軸耐力は同程度であった。曲げ型の No5, No6 は水平加力時はせん断補強筋は降伏せず、主筋は No5 では端部(9, 12)、No6 は端部のすべて(3, 8, 9, 12, 19, 20, 21, 27)が降伏した。鉛直加力時は No5 の主筋はほぼすべて降伏したが、No6 では端部の主筋のみが降伏した。No5 の軸耐力の低下は認められなかった。実験結果と計算値一覧及び算定式を表 3 に示す。

各試験体の鉛直耐力を No4 の鉛直耐力で除して求めた残存軸耐力率—層間変形角関係を図 5 に示す。No3 の残存軸耐力が著しく低かったのは、鉛直加力時にせん断ひび割れの拡大によってコンクリートが軸力を負担しなくなり、せん断ひび割れ付近の鉄筋だけで負担していたためと思われる。せん断破壊した No3 の残存軸耐力は水平加力時の残存せん断耐力の約 2 倍となっており、図 6(a)に示したように平均応力度によるモールの応力円と対応している。せん断破壊を起こさなかった No. 3 以外はモールの応力円(b)に示したように、せん断耐力は水平加力時より高いため、そこに達するまで大きくなり、せん断と軸耐力の小さい方で鉛直耐力が決定する。軸耐力には、クラックによるコンクリート強度の低減を考慮する必要がある。

4 まとめ

本研究では、水平加力によりせん断破壊したもの以外は軸耐力の大きな低下は見られなかった。実際の地震は大きな揺れの後の小振動も存在するので、それらによるコンクリートの損傷も考慮する必要がある。

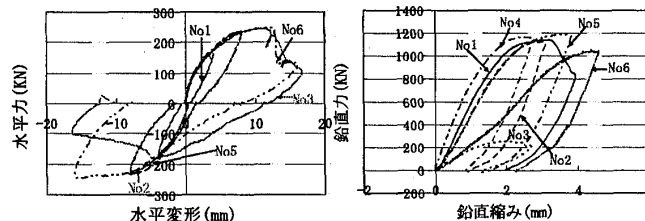


図 3 水平力—水平変形関係 図 4 鉛直力—鉛直縮み関係

表 3 実験結果

試験体	曲げひび割れ (KN)	長期軸力 N_0 (KN)	終局強度計算値			荷重 P_{max} (KN)			残存軸耐力率
			曲げ (KN)	せん断 (KN)	せん断余裕度	水平荷重 (+)	鉛直荷重 (-)	N'_{max}	
No1	68.6	108	65.9	46.8	0.71	162	169.1	1143.7	0.98
No2	70.6					236.2	227.1	1125	0.96
No3	72.5					243.8	180.6	242.6	0.13
No4								$N_{max}=1162.3$	
No5	83.3			58.5	0.89	234.8	232.6	1182.9	1.02
No6	98					266.8	243.6	1046.6	0.89

$$\text{曲げ終局強度計算式 } Mu = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(\frac{N}{bDF_c} \right)$$

$$\text{せん断終局強度計算式 } Q_u = \left\{ \frac{0.053 P_1^{0.23} (18 + F_c)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$\text{残存軸耐力率計算式 } = \frac{N'_{max} - N_L}{N_{max} - N_L}$$

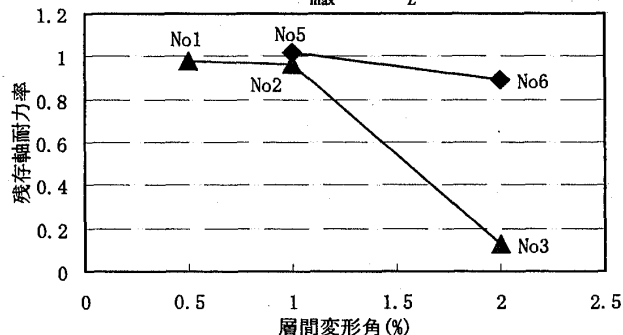


図 5 残存軸耐力率—層間変形角関係

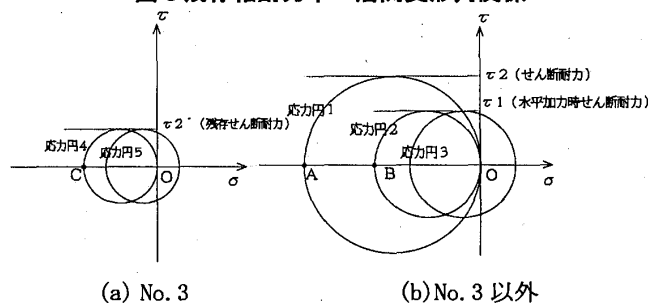


図 6 モールの応力円

【謝辞】

本研究は神奈川県大学における文部科学省学術フロンティア研究プロジェクト(災害リスク軽減を目的としたソフト・ハード融合型リスクマネジメントシステムの構築に関する研究、研究代表者：荏本孝久)の一環として実施し、五十嵐泉主任技術員、卒論生の外川博之氏の協力を得ました。関係各位に深く謝意を表します。

【参考文献】

- i 日本建築学会防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説 2001 改正版
- ii 日本建築学会構造系論文集：芳村学、高橋宜和：破壊局面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究 2005.06

*1 神奈川大学 工学研究科 建築学専攻

*2 神奈川大学 工学部 建築学科 教授 博士 (工学)

Kanagawa University

Associate Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.