# 論文 長方形断面を有する低強度RC柱の曲げ性状に関する3次元FEM 解析

横林 直浩\*1·柏崎 隆志\*2·野口 博\*3

要旨:地震被害が深刻なトルコ共和国で,一般的に使用されている長方形断面を有する低強 度 RC 柱に関して,軸力比,柱帯筋間隔を変数として 3 次元 FEM 解析を行い,曲げ性状に ついて,特に軸力が保持できなくなる点での軸方向変位,部材角に注目して検討を行った。 その結果,実験と概ね良好な対応を示す履歴曲線の包絡線を得ることができ,単調載荷の場 合,終局時の軸方向変位は,軸力比の影響を大きく受けることが分かった。 キーワード:長方形断面,低強度 RC 柱,3 次元 FEM 解析,終局状態

#### 1. はじめに

トルコ共和国は日本と同様に地震が多発する 地域に位置し,地震時にはRC集合住宅が甚大な 被害を受けている(写真-1)。現地の被害調査 より<sup>1)</sup>,同国のRC集合住宅には一般的に長方形 断面柱が使用されているが,その配置や寸法は 適切とは言えず,また建物の多くは耐震壁を有 しない構造であり,施工時の品質管理にも問題 あることがわかった。被災した建物は層崩壊ま たは全層崩壊のように大破したものや,柱に曲 げヒンジが形成し(写真-2),かつ主筋が座屈 したものが見られた。これらに至らなくても, 弱軸方向の曲げ圧縮部に生じる,盛り上がった 亀裂が見られた。また,崩壊に至る原因を推定 することができる中破の建物があまり見られな かった。以上のことから,地震時に甚大な被害 をもたらす主因の一つに、繰り返し曲げモーメ ントによるヒンジの劣化により軸力を保持でき なくなることが考えられる。このため、補強対 策を考える上で同国の長方形断面柱の性状を把 握することが重要であると考えられる。本研究 では低強度長方形断面柱の弱軸方向へ単調載荷 を行った場合の曲げ性状について検討を行うこ とを目的とし、3 次元 FEM 解析を行った。

#### 2. 解析対象試験体

本研究では 2003 年に筆者らが行った実験 <sup>2)</sup>を 解析対象試験体とした。試験体形状を図-1 に, 要素分割および境界条件を図-2 に,試験体一覧 を表-1 に示す。試験体形状および材料特性は現 地の実在建物の設計図書を参考に決定した。柱 の断面寸法は 200mm×400mm,高さは反曲点ま での高さが 1370mm である。柱主筋,柱帯筋に はそれぞれ丸鋼を使用し、帯筋の間隔は設計図



写真-1 被災した RC 集合住宅



写真-2 柱頭に発生した塑性ヒンジ

\*1 西松建設株式会社(前千葉大学大学院自然科学研究科博士前期課程) 工修 (正会員)
\*2 千葉大学 工学部デザイン工学科(建築系)助手 工修 (正会員)
\*3 千葉大学 工学部デザイン工学科(建築系)教授 工博 (正会員)



図-3 変形概念図

書の値 100mm と現地調査で多く見られた 200mm との2種類とした。全ての試験体で柱頭 部が梁上端において鉄板によって主筋が溶接定 着されている。軸力比は現地の図面から計算し 0.35, 0.39, 0.45 の 3 種類とし,載荷履歴は R=1/200rad, R=1/100rad, R=3/200rad, R=1/50rad の順に部材角を与え,軸力が保持できなくなる 点(以下終局状態と示す)まで R=1/50rad を与え 続ける載荷を C 型とした。これは繰り返し劣化 の影響を見るためである。C 型の 10%大きな部 材角を与えた載荷を+型とした。試験体名の最

表-1 試験体一覧							
試験体名	試験体寸法	軸力比	主筋	帯筋			
100-39C+	断面(mm <sup>2</sup> )	0.39		<b>2-</b> φ 9@100			
100-45C	$200 \times 400$	0.45	6- <i>φ</i> 16	pw=0.32%			
200-39C+	高さ(mm)	0.39	pt=0.75%	2- <b>\$</b> 9@200			
200-35C	1370	0.35		p <sub>w</sub> =0.16%			

表-2 材料特性

鉄筋	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
<b>主筋</b> 16φ	314	$1.89 \times 10^{5}$
帯筋 9¢	330	$1.90 \times 10^{5}$
試験体名	コンクリート圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	<b>ヤング</b> 係数(N/mm <sup>2</sup> )
100-45C以外	14.3	$2.09 \times 10^{4}$
100-45C	15.4	$2.14 \times 10^{4}$



写真-3 終局状態での破壊状況

初の3桁は柱帯筋間隔,ハイフン後の2桁は軸 カ比,以降は履歴特性を表している。加力は片 持ち形式であり,一定軸力を加えた状態で,弱 軸方向に変位制御で繰り返し載荷を与え,いず れの載荷方法も終局状態まで加力を行った。な お,本解析ではP- $\delta$ 効果が生じない載荷方法 であり,実験ではP- $\delta$ 効果が生じるが,その 影響は微小のため補正は行っていない。

# 3. 実験結果

**写真-3**に実験終了時の柱頭付近の破壊状況 を示す。終局状態にはいずれの試験体もある時 点で急激な圧壊を柱頭部に生じ不安定となり, 危険断面と危険断面に一番近い柱帯筋の区間で 座屈を生じた。それに至るまでは,ごく初期に 生じる柱頭付け根の曲げひび割れと,繰り返し による亀裂の僅かな盛り上がりが発生した。そ の後,主筋位置に沿った圧縮ひび割れが進展し ていき,最大耐力付近で柱主筋が圧縮降伏した。 圧縮部のかぶりコンクリートの剥離は終局状態 の 2 サイクル前ぐらいに生じるが, それまでの 見かけ上の損傷はごく軽微であった。

終局状態での軸方向変位は横補強筋間隔 100mmでは2mm~4mmで,200mmでは4mm~ 8mmと微小変位であった。軸力比による軸方向 変位への影響は顕著に現れず,また柱帯筋の間 隔が大きく,軸力比が大きいほど少ない繰返し 回数で終局状態に至った。

#### 4. 解析概要と材料モデル

本研究では,余・野口らにより開発された 3 次元 FEM 解析プログラム<sup>3)</sup>を用いた。

(1) コンクリート

コンクリート要素はアイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素,構成則には Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく直交異方性亜弾性モ デルを 3 次元に拡張したモデルを用いた。破壊 曲 面 に は , Kupfer ら の 実 験 に 基 づ く Willam-Warnke<sup>4)</sup>の 5 パラメータモデルを用いた。 応カーひずみ関係は圧縮側の上昇域では Saenz 式<sup>5)</sup>,下降域では横補強筋の拘束効果を考慮した Kent-Park 式<sup>6)</sup>を用いた。また,引張側の下降域 では Tension-Stiffness 効果を考慮した白井式<sup>7)</sup>を 用いた。ひび割れたコンクリートの圧縮強度低 減には飯塚式<sup>8)</sup>,ひび割れモデルは回転ひび割れ モデル,ひび割れ方向のせん断伝達特性には Al-Mahaidi モデル<sup>9)</sup>をそれぞれ用いた。

### (2) 鉄筋

鉄筋要素は鉄筋軸方向のみに剛性を有する2 節点トラス要素,応力-ひずみ関係にはBi-linear モデルを用いた。

(3) 付着

鉄筋とコンクリート間の付着の応力-すべり 関係についてはボンドリンク要素を用いた。柱

主筋には丸鋼を用い ており、 $\tau - s$ 関係 は**図**- 4に示すよう なモデル化をした。 なお、 $\tau - s$ 関係は 参考文献 10)を参考 に設定した。第一折 れ点を付着ひび割れ





図-5 モーメント - 部材角関係

発生点とし、その後は鉄筋応力を定着できなく なると考えられるが、実験から危険断面の圧縮 鉄筋は応力を負担していたので、第二剛性は、 圧縮側危険断面では第一剛性の 1/10 とし、圧縮 鉄筋のそれ以外と引張鉄筋は 1/100 とした。

### 5. 解析結果

### 5.1 モーメント - 部材角関係

各試験体のモーメントー部材角関係を図-5 に示す。全試験体で初期剛性が実験結果よりも 高くなっているが、これは実験では 0.5×10<sup>-2</sup>rad までの計測を1回又は2回しか行わなかったた め、この間に曲げひび割れが発生し、剛性が低 下したためである。実際の曲げひび割れ発生前 の剛性は高くなると考えられる。また各試験体 の履歴曲線が直線的に見えるのも計測を粗く行 ったためである。計算値による初期剛性との対 応は良好である。各試験体とも実験結果と同様 に柱主筋が圧縮降伏し(最大耐力点)、しばらく 靱性を保ち、その後かぶりコンクリート、コア コンクリートが圧壊したため、曲げ圧縮破壊し たと判断した。最大耐力は 100-45C 以外は実験 結果との対応が良い。100-45C は実験で加力途中 に、柱頭付近のコンクリートの盛り上がりが顕 著になり、耐力が低下してしまった。解析結果 間を比較すると、軸力比が高いほど最大耐力が 高くなった。なお、解析での終局状態を●で示 し、実験は○で示している。

#### 5.2 軸方向変位 - 部材角関係

図-6に軸方向変位-部材角関係を示す。なお 圧縮方向の変位を正側としている。実験では繰 返し載荷のため、加力時には引張側に進み、除 荷時には圧縮側に戻り、載荷を重ねるにつれ、 軸力比が高いほど早いサイクルで軸方向変位が 圧縮側に変位し、終局状態で急増した。一方、 単調載荷を行った解析では、加力初期段階では、 圧縮側に変位するが、その後は引張側に変位し 続け、終局状態では繰返し載荷と同様に軸方向 変位が圧縮側に急増した。

### 5.3 柱主筋ひずみ分布

図-7に100-45Cの解析結果と実験結果の柱主 筋ひずみ分布を示す。柱主筋に丸鋼を使用して



図-6 軸方向変位 - 部材角関係

いるため, 異型鉄筋と比較して付着が不十分と なり, 実験時の柱主筋ひずみ分布は緩やかな勾 配の分布となった。解析でも丸鋼の特性を考慮 した  $\tau$  -s 関係を与えることによって, 実験結果 と同様に, 勾配の緩やかなひずみ分布図を表現 することができた。

### 6. 終局状態での部材角と軸方向変位の検討

表-3に解析を行った4体と比較のために作成 した100-35Cと200-45C,計6体の終局状態での 部材角と軸方向変位を示す。また表-3を図化し, 横軸に軸力比,柱帯筋間隔をとり,縦軸に水平 部材角をとったものを図-8(a),(b)に,縦軸 に軸方向変位をとったものを図-9(a),(b)に 示す。

終局状態での部材角について,軸力比を横軸 にとった図-8 (a)を見ると,軸力比が大きいほ どグラフの下側に位置する傾向が見られるが, 柱帯筋間隔が大きくなると圧壊時の部材角が小 さくなり,間隔が小さいほど部材角が大きくな り,終局時の部材角は柱帯筋間隔の影響も強く 受けているため,軸力比だけでは終局時の部材 角の推定を行うことはできない。また横軸に柱 帯筋間隔をとった図-8 (b)からも同様に,これ だけでは部材角の推定を行えないことがわかる。

終局状態での軸方向変位について,軸力比を 横軸にとった図-9(a)を見ると,軸力比が大き いほど圧縮側で,小さいほど引張側で終局状態 を迎えており,単調載荷の場合,終局状態の軸 方向変位は軸力比の影響が大きいことが分かる。 柱帯筋間隔が100mm,200mm だと,図-10に示 す解析結果の軸方向変位-部材角関係から横軸 わかるように軸方向変位は柱帯筋間隔には関係 なく、軸力比が同じ試験体がほぼ同一の挙動を 示していることがわかる。繰り返し載荷を行な った実験では 3. で述べたように、終局時の軸方 向変位を柱帯筋間隔で分類することができたが、



図-7 100-450 柱主筋ひずみ分布

試験体名	軸力比	柱横補強筋間	終局時部材角	終局時軸方向変位
		隔(mm)	(×10 <sup>-2</sup> rad)	(mm)
100-35C	0.35	100	4.54	-1.08
100-39C+	0.39	100	3.92	-0.44
100-45C	0.45	100	3.62	-0.02
200-35C	0.35	200	4.15	-0.62
200-39C+	0.39	200	3.21	-0.16
200-45C	0.45	200	3.00	-0.37







に柱帯筋間隔をとった図-9(b)を見ると、単 調載荷の場合では、軸力比が強く影響するため、 これだけでは軸方向変位を推定することはでき なかった。

# 7. 最小主ひずみコンター図

図-11 に 100-35C と 100-39C+試験体の R=1/50rad 時の最小主ひずみコンター図を示す。 コンクリートの一軸圧縮試験から得られた圧縮 強度時ひずみ(1900µ)を超えている領域は青 く塗り潰し,圧壊し始めている点と定義した。 現地の被害調査及び,実験結果と同様に,両試 験体とも柱頭付近に圧壊領域が集中していて, 塑性ヒンジが形成されていることがわかる。ま た軸力比が高いほど圧壊領域が引張縁側に広が っており,損傷が進んでいることがわかる。



図-11 最小主ひずみコンター図 (R=1/50rad)

# 8. まとめ

- ・丸鋼の特性を考慮した付着応力ーすべり関係 を与えることによって、実験と概ね良好な対応を示す履歴曲線の包絡線、柱主筋ひずみ分 布を表現することができた。
- ・本研究で対象とした試験体では、単調載荷の 場合、軸力比が終局時の軸方向変位に及ぼす 影響が大きいことがわかった。
- ・今後は実験とより忠実に比較を行うため、繰り返し載荷を行う必要がある。

# 謝辞

本研究で解析対象とした実験は,芝浦工業大 学・林正司助教授のご指導の下行われました。 ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 林正司, ほか:トルコ共和国の RC 集合住宅 の柱の軸方向特性,日本建築学会大会学術 講演梗概集,pp.253-254,2003
- 横林直浩,林正司:低強度 RC 長方形断面柱 の性状に関する実験的研究(その1,2),日 本建築学会大会学術講演梗概集,pp.373-376, pp.157-162,2005
- 余勇,柏崎隆志,野口博:繰返し載荷時の RC 柱部材の性能評価に関する 3 次元 FEM 解析,コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.157-162, 2005
- Willam, K.J., and Warnke, E.P.: Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE Seminar on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses", Bergamo, Italy, 1974, Proceedings, Vol.19, pp.1-31, 1975.
- Saenz, L.P : Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete," by Desayi and Krishnan, Proceed ACI, Vol.61, No.9, pp.1229-1235, 1964
- Kent, D.C., and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, Proceedings of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 佐藤稔雄,白井伸明:鉄筋コンクリート造耐 震壁の弾塑性性状に関する研究(その 6), (その 7),日本建築学会大会学術講演梗概 集,pp.1615-1618,1978
- 飯塚崇文,野口博:普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究,JCI 年次論文報告集,Vol.14,No.2, pp.9-14, 1992
- Al-Mahaidi, R. S. h.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report No.79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Jan.1979.
- 10) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度 設計に関する資料, pp.43-46, 1987