

論文 主鉄筋の座屈を考慮した鉄筋コンクリート柱の履歴挙動解析

服部 庄吾^{*1}・Shahid Nasir^{*2}・梅原 秀哲^{*3}

要旨：地震により崩壊した鉄筋コンクリート柱を観察すると、軸方向鉄筋が座屈しており、鉄筋の座屈がコンクリート構造物の終局状態に及ぼす影響は大きいと考えられる。そこで本研究では、鉄筋の有効座屈長をパラメータとして軸方向鉄筋の座屈を考慮した鉄筋モデルを新たに用いて、簡易的な手法による鉄筋コンクリート柱の挙動解析を試みた。その結果、適切な有効座屈長を設定することにより、精度よく解析できることを明らかにした。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、1次元非線形解析、履歴挙動、主鉄筋座屈

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震をはじめ、世界各地での大規模地震により、多くの犠牲者が出るとともに様々な土木構造物に被害が発生した。地震により崩壊した鉄筋コンクリート柱（以下RC柱と省略）を観察すると、軸方向鉄筋が座屈しており、鉄筋の座屈がコンクリート構造物の終局状態に及ぼす影響は大きいと考えられる。したがって、コンクリート構造物の挙動を正確にシミュレーションするには、鉄筋の座屈が及ぼす影響を解析に取り込む必要がある。

これまでも鉄筋コンクリート構造物の力学的挙動をシミュレーションする目的でいくつかの解析方法が提案されているが、複雑な公式や仮定を用いているため一般的には多くの計算時間を必要とする。そこで筆者らは、簡易的な手法によるRC柱の力学的挙動の把握を目的に、有限差分法に基づいた1次元非線形静的プログラムを用いて、材料特性をパラメータに解析を行ってきた¹⁾。しかし、その解析においては、鉄筋の座屈による耐力の減少が評価されていない。そこで本研究では、鉄筋の圧縮側に座屈の影響を考慮したモデルを新たに提案した。そし

てこの鉄筋モデルの影響を調べるとともに、過去に行われた実験結果^{2),3),4)}と解析結果を比較することにより、本解析の有効性について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 シリーズ1

シリーズ1では、RC構造の橋脚モデル試験体（以下、RC試験体と省略）および、プレキャストプレストレストコンクリートパネル（以下、PPCパネルと省略）を用いた橋脚モデル試験体（以下、PPC試験体と省略）に対する、水平一方向静的正負交番荷重を行った実験²⁾を対象とした。試験体の種類および材料強度を表-1、表-2に、加力図および断面図の例を図-1～図-3に示す。試験体No.1は普通コンクリートを使用したRC試験体で、試験体No.2は高強度コンクリートを使用したRC試験体である。試験体No.3は普通コンクリートを使用したPPC試験体で、試験体No.4は高強度コンクリートを使用したPPC試験体である。いずれの試験体にも、軸力が作用しており、実構造物における死荷重による応力度と同等の応力度

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科都市循環システム工学専攻（正会員）

*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻（正会員）

*3 名古屋工業大学大学院 工学研究科都市循環システム工学専攻 Ph.D（正会員）

表-1 試験体の種類および形状

実験名	試験体	断面長さ (mm)	断面幅 (mm)	柱部高さ (mm)	軸力 (N/mm ²)	帯筋間隔 s(mm)	主筋径 D(mm)	試験体の種類
シリーズ1	1	450	300	2550	1.85	150	13	RC(普通強度)
	2	450	300	2550	1.85	150	13	RC(高強度)
	3	450	300	2550	1.85	150	13	PPC(普通強度)
	4	450	300	2550	1.85	150	13	PPC(高強度)
シリーズ2	5	300	150	1630	0	100	10	RC(軸力無し)
	6	300	150	1630	2.94	100	10	RC(軸力有り)
シリーズ3	7	700	700	3410	1.13	40	10	RC巻立て補強
	8	700	700	3410	1.13	80	10	RC・鋼板巻立て補強

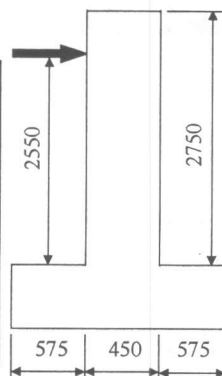


図-1 No. 1 加力図

表-2 材料特性

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7 ^{*1}	No.8 ^{*2}
コンクリート	圧縮強度(N/mm ²)	28.2	60.3	28.2	58.7	21.6	21.6	37.7	37.7
	弾性係数(N/mm ²)	2.54×10^4	3.50×10^4	2.54×10^4	3.55×10^4	2.06×10^4	2.06×10^4	2.74×10^4	2.74×10^4
鉄筋	降伏強度(N/mm ²)	358	820	358	820	411	411	382	382
	弾性係数(N/mm ²)	2.54×10^5	3.50×10^5	2.54×10^5	3.50×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5

*1無収縮モルタルの圧縮強度、静弾性係数は、それぞれ41.4、 1.98×10^4 N/mm²

*2無収縮モルタルの圧縮強度、静弾性係数は、No.7と同様で鋼板の降伏強度は245N/mm²

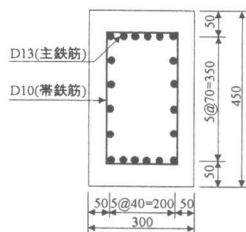


図-2 No. 1 断面図

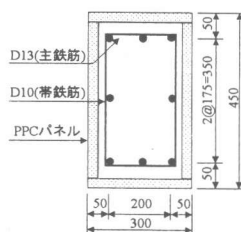


図-3 No. 4 断面図

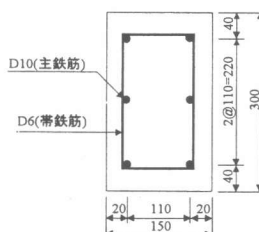


図-4 NO. 5, 6 断面図

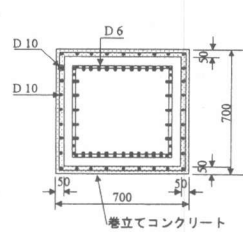


図-5 No. 7 断面図

が導入されるように、RC 試験体および PPC 試験体ともに 1.85 N/mm^2 の軸応力が導入されている。

2.2 シリーズ2

シリーズ2は、RC 試験体に作用する軸力の影響を検討したもので、試験体の種類および材料強度を表-1、表-2に、断面図を図-4に示す。試験体 No.5 は軸力を加えない試験体、試験体 No.6 は軸力を加えた試験体である。試験体に与える軸力は、試験体 No.6 で 2.94 N/mm^2 の軸応力が導入されている³⁾。

2.3 シリーズ3

シリーズ3は、耐震補強されたコンクリート柱を対象とした。試験体の種類および材料強度を表-1、表-2に、断面図の例を図-5に示す。試験体 No.7,8 とともに普通コンクリート

を使用し、軸力のある試験体である。また両試験体ともに初めに荷重により、損傷を与えてから、試験体 No.7 では RC 巻立て補強を、試験体 No.8 では RC 巻立ておよび鋼板巻立て併用の補強を行っている。試験体に与える軸力は、実橋脚に作用している補強工法に応じた軸応力度である 1.13 N/mm^2 が導入されている⁴⁾。

なおいずれのシリーズにおいても、試験体にせん断ひび割れは発生せず曲げ破壊を生じた。

3. 鉄筋コンクリート柱の解析

解析は、高さ L の試験体を図-6のように、 $m+1$ 個の節点を持つ m 個の要素に分割し、上縁から距離 y_j にある j 番目の微小断面の中心ひずみ ϵ_j を求める。まず曲率 ϕ を設定し、次に断面の上縁ひずみ ϵ_t を仮定する。さらに、平面保

持の仮定より各微小断面の中央でのひずみを求める。求めた ϵ_j をもとに各々の材料特性を用いて応力 σ_j を求め、その和を計算する。

変位 y , 傾き θ , 曲率 ϕ は増分形で次式のように表される。

$$(\delta y_{i+1} - \delta y_i) - (\Delta l / 2)(\delta \theta_{i+1} + \delta \theta_i) = 0 \quad (1)$$

$$(\delta \theta_{i+1} - \delta \theta_i) - (\Delta l / 2)(\delta \phi_{i+1} + \delta \phi_i) = 0 \quad (2)$$

また内部モーメントと外部モーメントの釣合いを増分形で書くと、次式で表される。

$$(\partial M_{i+1} / \partial \phi_i) \delta \phi_i - \delta P_h l_i = 0 \quad (3)$$

式(1)~式(3)により剛性マトリクスを作成する。 y_i, θ_i, ϕ_i は各節点での変数である。内部モーメント M_i は各節点で曲率 ϕ_i を基に計算される。内部モーメントは非線形の材料特性を基に計算されるので、内部と外部のモーメントが釣り合うまで $M_i - P_h l_i$ を不平衡力として入力して繰り返し計算を行い、荷重 - 変位関係を求めることができる。

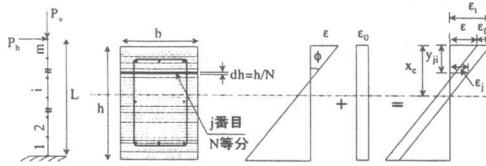


図-6 解析モデル

4. コンクリートモデル

コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-7に示すようなモデルを用いた。

圧縮側の包絡線は式(4)~式(6)に示すように最大応力 f'_c までは放物線を描き、その後直線的に下降していく Kent ら⁵⁾によって提案されたモデルに類似したものを採用した。また、帯鉄筋での拘束を考慮して、拘束がある場合には応力下降域で拘束なしの場合に比べて傾きを滑らかにし、 ϵ_{cf} も変化させた。

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\epsilon}{\epsilon_{c0}} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad \epsilon \leq \epsilon_{c0} \quad (4)$$

$$\sigma = m_1 (\epsilon - \epsilon_{c0}) + f'_c \quad \epsilon_{c0} < \epsilon \leq \epsilon_{cf} \quad (5)$$

$$\sigma = \beta m_1 (\epsilon - \epsilon_{cf}) + 0.2 f'_c \quad \epsilon_{cf} < \epsilon \quad (6)$$

ここで ϵ_{cf} は Kent ら⁵⁾によって提案された応力下降域でのじん性を支配するものであり、 m_1 は $\epsilon = \epsilon_{cf}$ の時に $-0.8 f'_c$ となるようにした。

また引張側の包絡線では、式(7)、式(8)に示すように最大応力 f'_t までは直線で、その後徐々に減っていくようなモデルを使った⁶⁾。

$$\sigma = E_c \epsilon \quad \epsilon \geq \epsilon_{t0} \quad (7)$$

$$\sigma = E_c \epsilon_{t0} \left(\frac{\epsilon_{t0}}{\epsilon - \epsilon_{cp}} \right)^{0.4} \quad \epsilon < \epsilon_{t0} \quad (8)$$

繰り返し荷重を受ける場合の除荷時には、塑性ひずみが圧縮側と引張側の両方に現れることが様々な実験によって示されているが、本解析では、圧縮側のみ発生することとした。また繰り返し荷重の際、圧縮側では図-7のような履歴挙動を示し、引張側では直線的に戻るようなモデルとした。

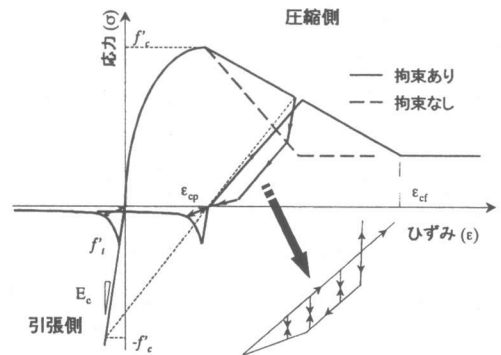


図-7 コンクリートモデル

5. 鉄筋モデル

5.1 既往の研究

鉄筋のモデル化をするにあたって、鉄筋の座屈現象について既往の研究について調べた。鉄筋の座屈現象に関しては、過去に様々な実験が行われている。まず単鉄筋の圧縮試験により、圧縮の降伏点に至るまでは、弾性挙動を示すことが知られている。そして降伏後の挙動に関しては、図-8に示すように、Monti ら⁷⁾によ

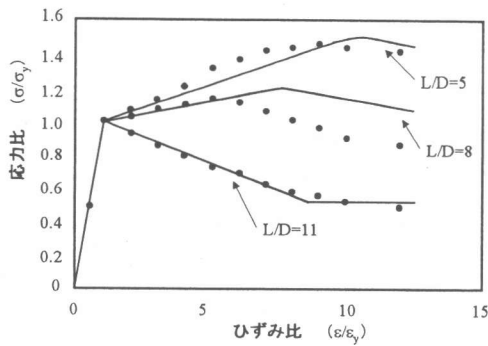


図-8 Montiの実験結果

て行われた実験で、鉄筋の長さ L と直径 D との比 L/D の違いによる鉄筋の座屈の影響を見出している。この結果からも分かるように、鉄筋の座屈現象で最も重要なパラメータは鉄筋の長ささと直径の比である。単鉄筋の圧縮試験では、座屈長と鉄筋の長さはほぼ同じであるが、鉄筋コンクリート中の鉄筋には、この考え方をを用いることはできない。鉄筋コンクリートでは、この単鉄筋の場合の長さにあたる帯鉄筋間隔 s と主鉄筋径 D の比の扱い方が課題となる。

5.2 鉄筋のモデル化

鉄筋モデルを図-9に示す。圧縮側において本研究では Monti らによって行われた実験結果を基にして作られたモデルを用いた⁸⁾。このモデルは降伏応力 f_{yc} まで行き、その後は s/D の違いにより図-9のようになる。本研究では、応力は最大で $\sigma^* = 1.1f_{yc}$ とした。またバウシンガ効果による降伏点の移動も考慮したモデルとした。

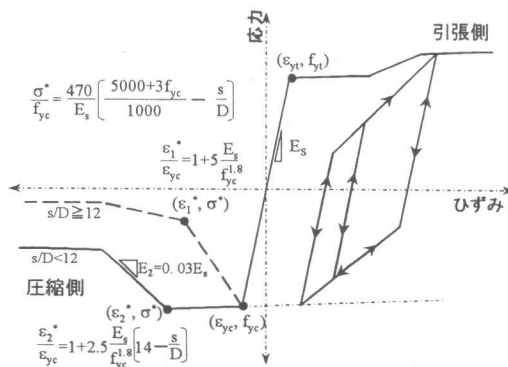


図-9 鉄筋モデル

前述したように、鉄筋コンクリート中の鉄筋は、帯鉄筋により拘束されているので、どのように座屈するかは明らかでない。そこで本解析ではこのモデルに有効座屈長の概念を取り込み使用することにした。

5.3 有効座屈長

広く一般的に知られている鉄筋の座屈現象に関して、オイラーによって導かれた式(9)の関係がある。

$$P_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2} \quad (9)$$

ここで P_E はオイラーの座屈荷重、 EI は曲げ剛性、 L は長さである。式から明らかなように、オイラーの座屈強度そのものは降伏応力などに代表される材料固有の強度に全く無関係であり、曲げ剛性 EI の関数と長さ L のみの関数となっている。これは両端単純支持の場合であり、境界条件が簡単であれば両端単純支持以外の座屈荷重は式(10)によって求められる。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (10)$$

ここで P_{cr} は座屈荷重である。また k は有効座屈長係数と呼ばれるものであり、単純支持以外の境界条件をもつ柱の座屈強度をこれと等しい単純支持柱長さに変換する係数と考えることができる。 kL は有効座屈長と呼ばれ、座屈変形した変曲点間の長さを表すものである。

RC 柱中の鉄筋は、帯鉄筋により拘束されており、鉄筋の支持状態は明らかでない。そこで本研究では、主鉄筋は帯鉄筋によりしっかり拘束されていると仮定し、この有効座屈長係数 k をパラメータにして、図-9で示すモデルを使用した。すなわち鉄筋モデルに用いる式は、式(11)~(13)のようになる。

$$\frac{\epsilon_1^*}{\epsilon_{yc}} = 1 + 5 \frac{E_s}{f_{yc}^{1.8}} \quad \frac{ks}{D} \geq 12 \quad (11)$$

$$\frac{\epsilon_2^*}{\epsilon_{yc}} = 1 + 2.5 \frac{E_s}{f_{yc}^{1.8}} \left(14 - \frac{ks}{D} \right) \quad \frac{ks}{D} < 12 \quad (12)$$

$$\frac{\sigma^*}{f_{yc}} = \frac{470}{f_{yc}^{1.8}} \left(\frac{5000 + 3f_{yc}}{1000} - \frac{ks}{D} \right) \quad (13)$$

このようにして解析を行い、 k による影響を見るとともに、 k の値を決定することにした。

6. 解析結果

6.1 鉄筋モデルの影響

鉄筋モデルのパラメータである有効座屈長定数 k の値を決定するために、試験体 No.1 でパラメータ解析を行った。その結果を図-10に

示す。 $k=1.0$ の時は座屈の影響が顕著に現れており、 k が減少するにつれて座屈の影響は小さくなり、鉄筋降伏後から最大耐力に至るまでの変位が増大している。これは k が減少することにより有効座屈長が短くなったためである。次に実験結果との比較を図-11に示す。実験の包絡線と解析の包絡線はほぼ一致しており、鉄

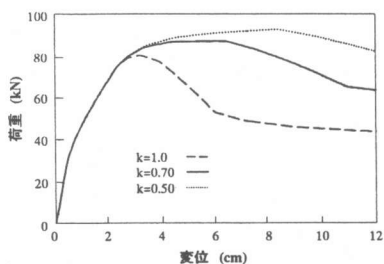


図-10 鉄筋モデルの影響

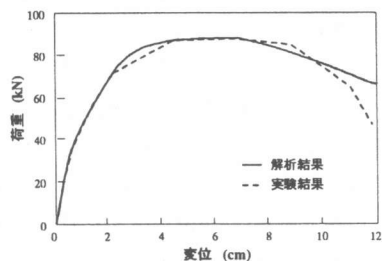


図-11 結果の比較

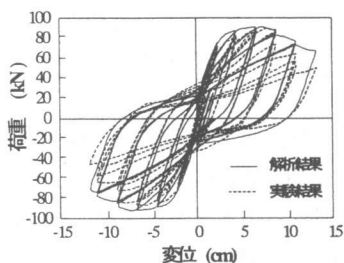


図-12 No. 1 結果の比較

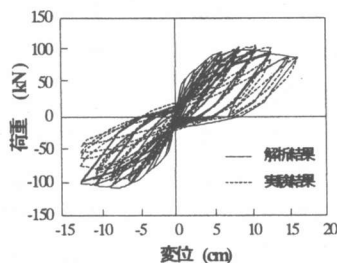


図-13 No. 2 結果の比較

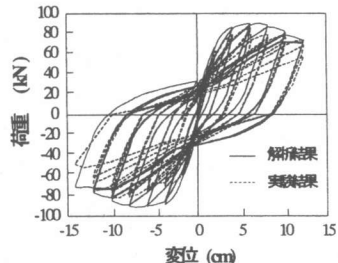


図-14 No. 3 結果の比較

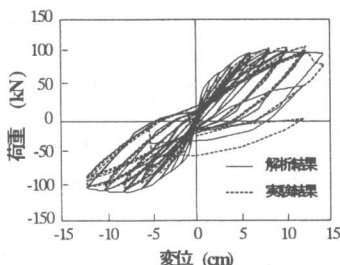


図-15 No. 4 結果の比較

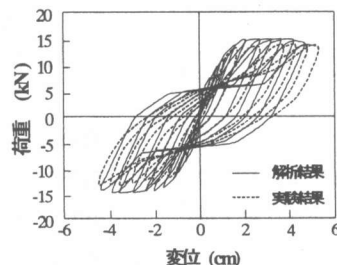


図-16 No. 5 結果の比較

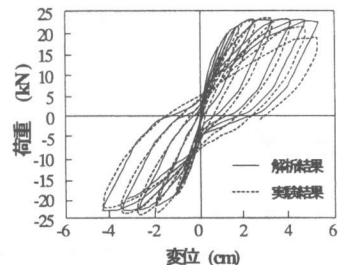


図-17 No. 6 結果の比較

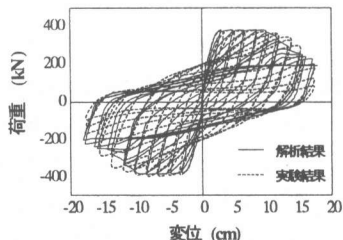


図-18 No. 7 結果の比較

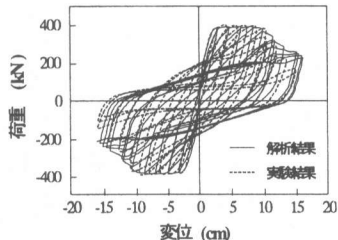


図-19 No. 8 結果の比較

筋の座屈の影響に関しても比較的精度よく解析できている。したがって本研究では、 $k=0.65$ とすることにした。また補強コンクリートに関しては、補強による拘束効果を考慮し、試験体 No.7 で同様の解析を行い、その結果 $k=0.1$ とした。

6.2 実験結果と解析結果の比較

シリーズ1の解析結果と実験結果の比較を図-12～図-15に示す。実験と解析の最大荷重、履歴挙動ともによく一致している。試験体 No.3 で最大荷重が少し大きくなったのは、実験時試験体のコンクリートのかぶりかスケールの問題から 2cm しかとれなかったことにより、コンクリートと PPC パネルがうまく接合していなかったことによるものである²⁾。それ以外にはパネルの有無による影響は見られなかった。これにより異なった材料であっても精度よく解析できることが明らかになった。

次にシリーズ2の解析結果と実験結果との比較を図-16、図-17に示す。実験と解析の最大荷重、履歴挙動ともによく一致している。

最後にシリーズ3の解析結果と実験結果との比較を図-18、図-19に示す。実験と解析の最大荷重、履歴挙動ともによく一致している。これにより補強を行った RC 柱でも比較的精度よく解析できることが明らかとなった。

7. まとめ

本研究では、簡易的な手法により RC 柱の力学的挙動の把握を目的に、有限差分法に基づいた次元非線形静的プログラム¹⁾を用いて、断面の平面保持仮定のもと材料特性をパラメータに解析を行なった。そして、実験結果と比較することによって、次のような結論を得た。

(1) 有効座屈長係数 k について、普通コンクリートで $k=0.65$ 、耐震補強されたコンクリートで $k=0.1$ とすることにより最大荷重以降における RC 柱の挙動を精度よく解析することができた。

(2) 各試験体において解析の最大荷重は、実

験の最大荷重とよく適合していた。

(3) 各試験体において、解析の履歴挙動と実験の履歴挙動がよく一致していた。

以上から、本研究で用いた解析手法により、RC 柱の繰り返し荷重下の挙動を、精度よく解析できることが明らかとなった。

参考文献

- 1) Nasir, S., Gupta, S. and Umehara, H.: Simplified Approach to the Non-Linear Behavior of RC Members, 12th world Conference on Earthquake Engineering, 12WCEE, Paper No.1913, Jan./Feb. 2000
- 2) 中部セメントコンクリート研究会・構造部会：大型プレキャスト PC パネル工法の概要，中部セメントコンクリート工学論文第 11 号，1996.10
- 3) 梅原秀哲：RC 橋脚の復元力モデル，東京大学修士論文，1977
- 4) 幸左賢二・大塚久哲・星隈順一・佐々木協一・新保弘：RC 橋脚の変形性能向上に関する実験的研究，土木学会論文集，No.578/V-37，pp.43-56，1997.11.
- 5) Kent, D. C. and Park, R. : Flexural members with confined concrete, Journal of Structural Division, ASCE, ST7, Vol.97, pp.1969-1990, July 1971
- 6) Thomas, T. C. Hsu : Unified Theory of Reinforced Concrete, CRC Press, ISBN0-8493-8613-6, 1993.
- 7) Monti, G. and Nuti, C. : Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling, Journal of Structural Engineering, 118(12), pp.3268-3284, 1992
- 8) Rajesh P. D. and Maekawa K. : Post-Peak Cyclic Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Columns, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI, Vol.2, pp.151-170, Oct. 1999