

論文 格子モデル解析による軸方向筋降伏後のコンクリート部材強度と変形能力の推定

二羽 淳一郎*1・Maetee Boonpichetvong*2・伊藤 睦*3

要旨：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材を対象に、軸方向筋降伏以後の強度と変形能力を格子モデル解析により推定し、実験結果と比較検証した。解析においては単調荷重と繰返し荷重の解析を行い、得られた結果を比較した。解析の結果、降伏以後の変形能力には、横方向補強筋比が重要であること、一方、柱寸法の影響は顕著ではないことが明らかとなった。

キーワード：RC柱、曲げ、せん断、変形能力、格子モデル

1. はじめに

鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐荷機構を数値的に評価していく目的で、著者らは格子モデル解析を新たに提案し、鉄筋コンクリートはり部材に対するせん断耐荷機構の評価を行ってきた¹⁾。現在はこれを、はり部材以外の例えば柱部材やフレームの解析に適用したり、あるいは単調荷重のみならず、繰返し荷重に対しても拡張すべく検討を行っている²⁾。

部材のせん断耐荷機構を、格子モデルにより説明する主たる目的は、これによって部材のせん断耐荷力の的確な評価に結びつけることにあるが、この他にも、例えば部材の変形能力に関して精度の良い情報が得られれば、その実用上の価値は高いと言える。

部材の変形能力の評価が特に重要となる例として、曲げ降伏後のRC柱のせん断破壊が挙げられる。その変形能力を、非線形のFEM解析で予測していく研究は既に行われており、成果が得られているが³⁾、本研究では簡易な格子モデル解析によって、これが予測できるか否かについて検討を行うことにした。

2. RC柱モデル供試体

表-1、図-1に解析の対象としたRC柱モデル供試体の概要を示す⁴⁾。これは片持ちはり形式の

表-1 RC柱モデル供試体の概要

ID	r_w (%)	A_s mm ²	A_s' mm ²	s mm	A_w mm ²	P_s kN	P_u kN	$\frac{P_s}{P_u}$
No.1	0.06	157	157	285	25	18.3	12.8	1.43
No.2	0.13	〃	〃	140	〃	20.8	〃	1.62
No.3	0.19	〃	〃	95	〃	23.1	〃	1.80
No.4	0.26	〃	〃	70	〃	25.7	〃	2.00
No.5	0.32	〃	〃	55	〃	28.4	〃	2.21
No.6	0.51	〃	〃	35	〃	35.5	〃	2.77

注： P_s 、 P_u はせん断耐荷力と曲げ耐荷力に相当する水平力。

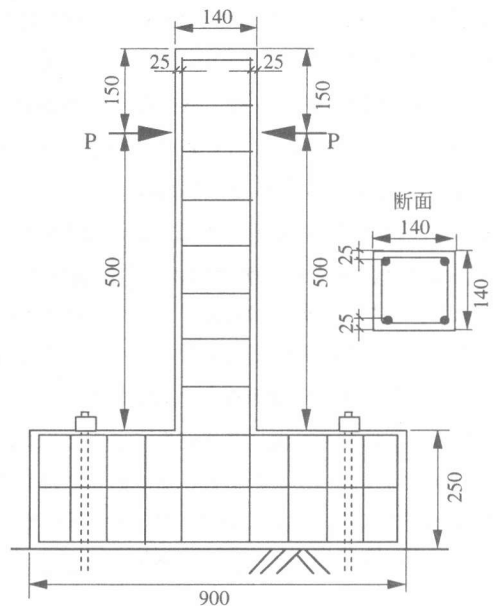


図-1 RC柱モデル供試体

*1 東京工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)
 *2 前・アジア工科大学大学院 工修
 *3 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

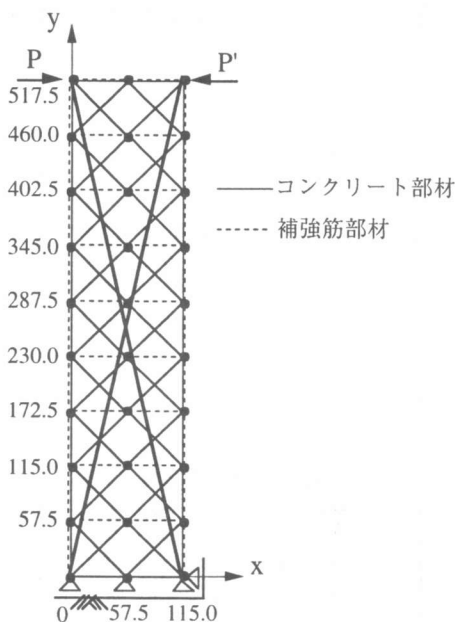


図-2 解析に用いた格子モデル

単柱であり、柱断面は140mm×140mmと小型である。コンクリート強度は平均で $f'_c = 24.7$ MPaであり、軸方向補強筋として径10mmの異形鉄筋（公称断面積 78.5mm²，降伏強度 392MPa）を断面の四隅に各1本配置した。横方向鉄筋には径4mmの丸鋼（公称断面積 12.5mm²，降伏強度 274MPa）を使用した。引張側および圧縮側の軸方向筋の有効高さ（ d ， d' ）はそれぞれ115mm，25mmである。せん断スパンと有効高さ比（ a/d ）は4.35であり、このRC柱モデル供試体に正負交番荷重を行った。ただし、軸力は加えていない。横方向補強筋の配置間隔（ s ）を変化させ、せん断補強筋比（ r_w ）を0.06%から0.51%まで変化させている。

いずれの供試体も曲げ降伏が先行するように設計されており、せん断耐荷力と曲げ耐荷力に相当する水平力の比率（ P_s/P_u ）はNo.1供試体からNo.6供試体で、1.43から2.77まで変化している。

3. 格子モデル解析結果

3.1 単調荷重解析

表-1に示す6体のRC柱モデル供試体を対象に、格子モデルによる単調荷重解析を行った。

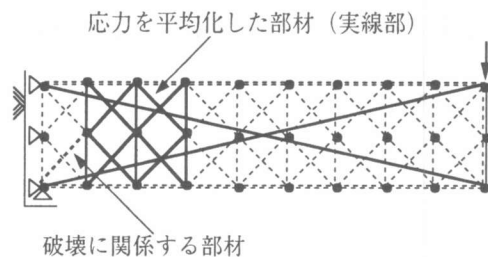


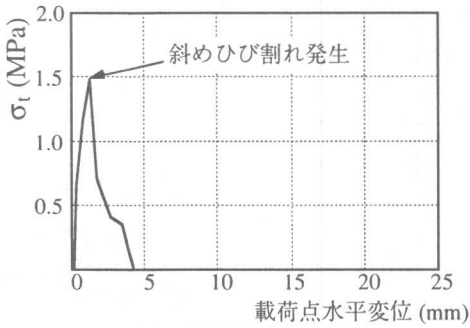
図-3 平均応力算定に用いた部材

解析に使用した格子モデルを図-2に示す。図-2において、実線で示す要素がコンクリート部材であり、破線で示す要素が補強材である。また太い実線はコンクリートのアーチ部材である。繰返し荷重では柱内部に形成されるアーチ機構が左右反転するが、このことを考慮して、図-2のようにあらかじめアーチ部材を左右対称に配置しておくことにした。コンクリートは、アーチ部材の他、曲げ圧縮材、曲げ引張材、斜め圧縮材および斜め引張材にモデル化される。また、補強材は、柱軸方向の曲げ圧縮材、曲げ引張材と、横方向材にモデル化される。

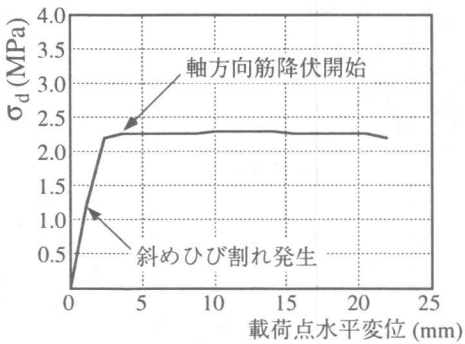
格子モデルへの離散化にあたり、軸方向の曲げ材の水平方向間隔は部材の有効高さ d に一致させている。格子モデルでは、格子を形成する2段のトラス材の角度は45度で一定にしており、またその軸方向間隔は $0.5d$ と定めている。このため、柱のせん断スパンと有効高さ比は 0.5 の倍数となり、必ずしも実際の a/d とは一致しない。このため本解析では、実際の $a/d = 4.35$ にできるだけ近くなるよう $a/d = 4.5$ とモデル化した。その他の格子モデルの離散化に関しては、文献1)に示す通りである。

3.2 部材の平均的な内部挙動

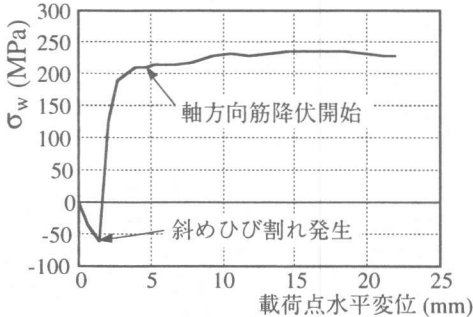
水平力を受けるRC柱モデル内部の耐荷挙動を検討するため、格子モデルを形成する各部材の応力を平均化し、荷重点変位に対してプロットした。着目したのは、コンクリートのアーチ部材、斜め圧縮部材、斜め引張部材と横方向補強筋の平均応力である。応力を平均化した部材を図-3中に実線で示した。アーチ部材を除き、柱基部近傍で損傷が比較的卓越する部分のコンクリート及び



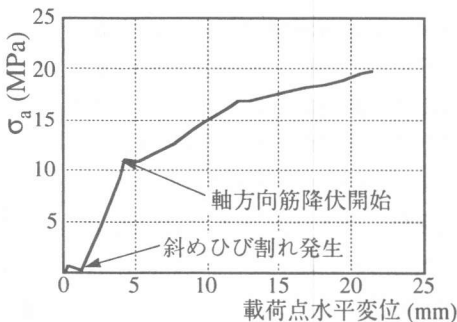
(a) 斜め引張部材の平均応力



(b) 斜め圧縮部材の平均応力



(c) 横方向補強筋の平均応力



(d) アーチ部材の平均応力

図-4 載荷点変位と部材の平均応力(No.3)

横方向補強筋の挙動に注目することにした。これらの挙動を図-4(a)~(d)に示す。

図-4に示した結果は、No.3供試体に対するものであるが、ここでは各供試体の代表例としてNo.3供試体を選んでいる。

図-4に示すように、斜めひび割れ発生以後、コンクリート斜め引張部材の平均応力は急速に減少していく。一方、斜め圧縮部材や横方向補強筋の平均応力は、斜めひび割れ発生以後、着実に増加していく。斜めひび割れ発生の前後で、横方向補強筋の平均応力が圧縮となっているが、これは実験的にも観察されるところである。

軸方向補強筋の降伏とともに、荷重がほとんど増加しなくなるが、これに伴って斜め圧縮部材や横方向補強筋の平均応力もほぼ一定となる。これに対して、アーチ部材の応力は、軸方向補強筋の降伏後も増加していくが、斜め引張部材の応力の減少と相殺されるようである。なお、図に示される通り、最終的にアーチ部材の圧縮軟化は認められず、RC柱に最終的な破壊をもたらす要因は、ここに示した部材以外であることが推測できる。

3.3 予測された破壊の要因

すべての供試体に対して、格子モデル解析から予測された破壊モードは、軸方向補強筋の曲げ降伏後にRC柱の変形が大きく増加し、最終的に柱基部のコンクリート斜め圧縮部材が圧縮軟化して破壊に至るというものであった。

RC柱の破壊の要因となると予測された斜め圧縮部材の位置を図-3に示す。また、No.3供試体における当該部材の応力と載荷点変位の関係を図-5に示す。図-5に示すように、柱基部の斜め圧縮部材の応力は、軸方向鉄筋の降伏後もある程度の値を保持しているが、最終的に急激な低下を示して破壊に至っている。格子モデル解析では、コンクリートの圧縮軟化にCollins型のモデルを使用しており、当該の斜め圧縮部材と直交する斜め引張部材の引張ひずみが急激に増加していくことにより、圧縮軟化が大きく進み、最終的な破壊に至るものと考えられる。

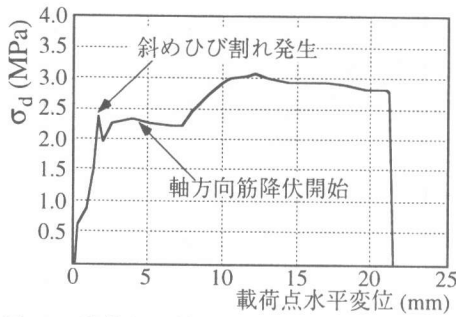
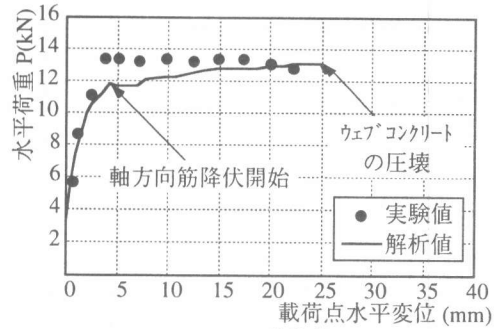
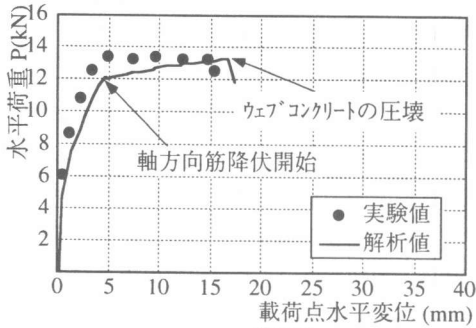


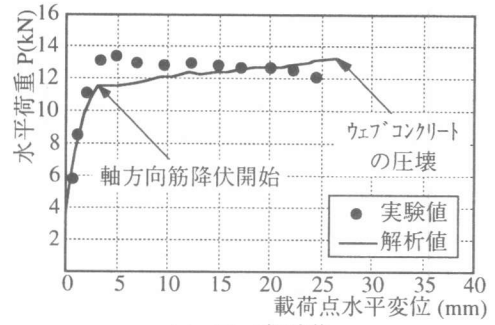
図-5 柱基部の斜め圧縮部材の応力変化 (No.3)



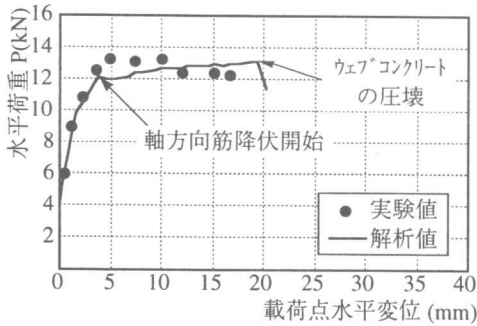
(d) No.4供試体



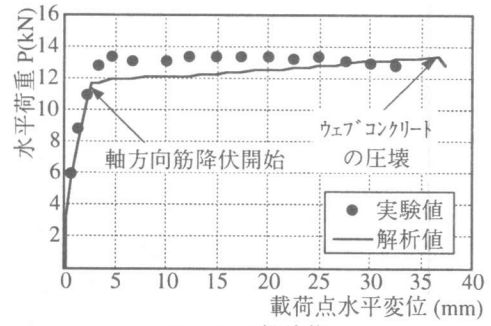
(a) No.1供試体



(e) No.5供試体

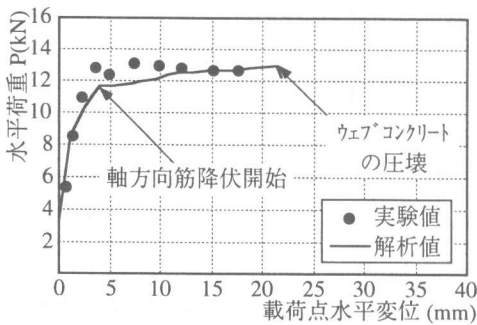


(b) No.2供試体



(f) No.6供試体

図-6 荷重-変位関係



(c) No.3供試体

3.4 横方向補強筋比と変形能力

各供試体の荷重-変位関係を図-6に示す。図に示した実験値は、繰返し載荷時の荷重-変位関係を包絡するものであり、解析値は格子モデルによる単調載荷解析の結果である。

実験値における最大変位点は、繰返し載荷により、耐力力が大幅に低下した点に対応している。曲げ降伏後、この最大変位点に達してRC柱の基部が大きく損傷し、大きな斜めひび割れの発生やコンクリートの圧壊、剥落を伴って、最終的に破壊に至った。一方、解析においては、3.3で述べ

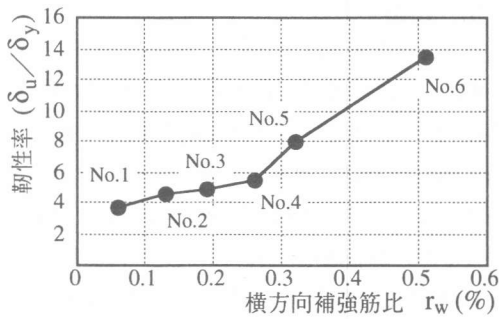
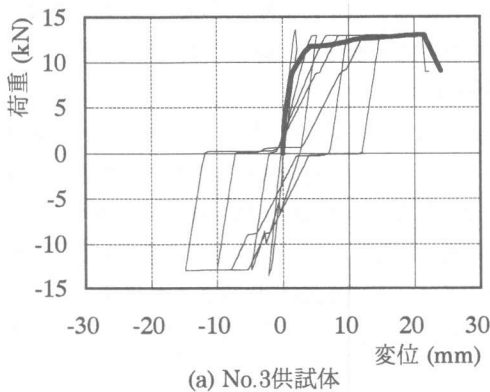
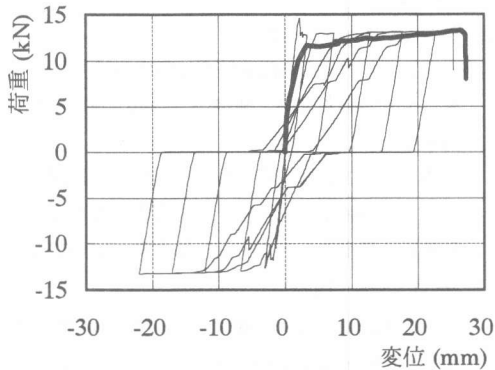


図-7 横方向補強筋比と靱性率



(a) No.3供試体



(b) No.5供試体

図-8 解析結果の比較

たように柱基部の斜め圧縮部材が圧縮軟化して耐荷力を失った。

横方向補強筋比の増加とともに実験的に得られる変形能力は大きく増加していくが、図-6に示す通り格子モデルの解析結果はこれにうまく追従している。単調荷重解析であるにも拘わらず繰返

し荷重実験から得られる荷重-変位関係の包絡線を妥当な精度で予測できたのは、今回用いた供試体のせん断破壊に対する安全余裕度が最低でも1.4程度と大きく、破壊形態が比較的安定的なものであったためではないかと考えられる。

図-7は格子モデル解析から得られたNo.1~No.6供試体の靱性率を横方向補強筋比に対してプロットしたものであるが、横方向補強筋比の増加とともに靱性率が飛躍的に増加していく傾向が確認できる。

3.5 繰返し荷重解析の結果

繰返し荷重時の挙動を精度良く予測するため、現在格子モデルの拡張を行っている⁵⁾が、それによって解析結果がどの程度変化するかを簡単に示す。図-8は、No.3とNo.5に対する単調荷重解析(太い実線)と繰返し荷重解析(細い実線)の結果を比較したものである。曲げ降伏以降の包絡線や最大変位量に着目する限り、両者は概ね同様な傾向を示していることが認められる。3.4で述べた理由から、今回対象としたRC柱モデル供試体に対しては、単調荷重解析と繰返し荷重解析の結果が大きくは異ならなかったものと思われる。

4. 変形能力に関する柱寸法の影響

最終的なRC柱の変形能力を評価する際に、柱寸法の影響はどの程度あるのか、また変形能力の評価には、横方向補強筋比のような幾何学的パラメータが適当であるのか、それともせん断破壊に対する安全余裕度の方が妥当なのか、以上のような問題に対処するため、格子モデルによる試計算を行った。

表-2に対象としたRC柱モデルの概要を示す。

柱断面は320mm角 ($d=300\text{mm}$, $d'=20\text{mm}$) と 3200mm角 ($d=3000\text{mm}$, $d'=200\text{mm}$) の2種類であり、いずれもコンクリート強度は $f'_c = 29.4\text{MPa}$ 、軸方向筋の降伏強度は 392MPa 、横方向筋の降伏強度は 274MPa である。せん断スパンと有効高さ比 (a/d) は4.0であり、軸力は考慮していない。せん断破壊に対する安全余裕度は小型のS-1~S-4

表-2 試計算の対象としたRC柱の概要

ID	r_w (%)	A_s mm ²	A_s' mm ²	s mm	A_w mm ²	P_s kN	P_u kN	$\frac{P_s}{P_u}$
S-1	0.1	480	480	150	48	86.2	45.1	1.91
S-2	0.2	〃	〃	〃	96	109.8	〃	2.43
S-3	0.3	〃	〃	〃	144	132.3	〃	2.93
S-4	0.4	〃	〃	〃	192	154.8	〃	3.43
S-5	0.1	48000	48000	〃	480	5861	4518	1.30
S-6	0.2	〃	〃	〃	960	8152	〃	1.80
S-7	0.3	〃	〃	〃	1440	10442	〃	2.31
S-8	0.4	〃	〃	〃	1920	12733	〃	2.82

注： P_s , P_u はせん断耐力と曲げ耐力に相当する水平力。

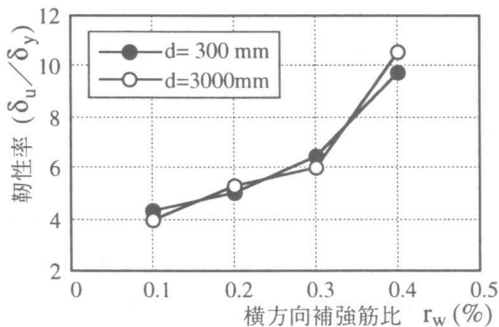


図-9 横方向補強筋比と靱性率に関する試計算結果

が1.91～3.43、大型のS-5～S-8が1.30～2.82である。大型のS-5～S-8ではせん断に対するコンクリート貢献分の寸法効果のため、幾何学的形状が相似であっても、せん断破壊に対する安全余裕度が相対的に低下している。

図-9に格子モデルによる試計算の結果を示す。この場合、柱寸法の大小に拘わらず、靱性率の変化状況は同様であり、靱性率に及ぼす柱寸法の影響は顕著ではなかった。

横方向補強筋比 r_w が同一の、対応する大小のケースに対して、それぞれ安全余裕度が異なるにも拘わらず、靱性率の値はほぼ同様となった。したがって、曲げ降伏後にある程度変形能力を示してせん断破壊していくRC柱部材に対しては、横方向補強筋比のような幾何学的なパラメータを使って部材の靱性率を評価しても良いようである。

5. 結論

得られた結論は以下の通りである。

- (1)繰返し載荷を受け、曲げ降伏後にせん断破壊するRC柱の挙動を格子モデル解析により検討した。検討の結果、単調載荷解析を用いた場合であっても、RC柱の破壊時の変形能力をほぼ予測できることが認められた。これは、今回対象としたRC柱のせん断破壊に対する安全余裕度が高く、比較的安定的な破壊形態となっていたためではないかと考えられる。
- (2)格子モデルを用いた繰返し載荷解析と単調載荷解析の結果を相互に比較したが、曲げ降伏以降の包絡線や最大変位量に関しては、両者は概ね同様の傾向を示していた。
- (3)格子モデルを用いて大小のRC柱に対する試計算を行った。曲げ降伏後の変形能力を靱性率で評価するとき、柱寸法の影響はほとんど認められなかった。また、せん断破壊に対する安全余裕度ではなく、横方向鉄筋比のような幾何学的パラメータにより、変形能力を評価できる傾向も認められた。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎・崔 益暢・田邊忠顕：鉄筋コンクリートはりのせん断耐力機構に関する解析的研究，土木学会論文集，No.508，V-26，pp.79-88，1995。
- 2) 伊藤 睦・二羽淳一郎：格子モデルによるRC2層フレームの強度-変形解析，塑性域の繰返し劣化性状に関するシンポジウム論文集，JCI-C46，pp.319-324，1998。
- 3) An, X., Maekawa, K. : Shear Resistance and Ductility of RC Columns after Yield of Main Reinforcement, 土木学会論文集，No.585，V-38，pp.233-247，1998。
- 4) Puri, U.C., Niwa, J. : The Reduction in the Shear Strength of RC Linear Members after the Yielding of Longitudinal Reinforcement, コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.735-740，1997。
- 5) 伊藤 睦・二羽淳一郎・田邊忠顕：格子モデルによるRC柱の繰返し強度-変形解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，1999（投稿中）。