

格子モデルによる繰り返し荷重を受ける 鉄筋コンクリート柱の終局変位の評価

伊藤 睦¹・二羽 淳一郎²・田辺 忠顕³

¹正会員 工修 名古屋大学大学院 (〒464-8603 愛知県名古屋市中千種区不老町)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³フェロー 工博 名古屋大学大学院教授 土木工学専攻 (〒464-8603 愛知県名古屋市中千種区不老町)

せん断破壊メカニズムを明確に評価することが可能な格子モデルを繰り返し応力場に拡張することにより、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材の塑性変形能を簡易に評価することを試みた。その結果、格子モデル解析により、繰り返し荷重を受ける帯鉄筋量が異なる6体の鉄筋コンクリート柱試験体の塑性変形能を、実験値と比較して精度よく評価することが可能であることを確認した。さらにこれに加えて、終局状態に至るまでの鉄筋コンクリート柱部材の耐荷機構を、格子モデル構成要素の応力状態に着目することで解析的に評価した。

Key Words: lattice model, cyclic loading, ultimate deformation, shear reinforcement ratio, shear resisting mechanism

1. 序 論

鉄筋コンクリート曲げ部材において、引張側軸方向鉄筋の降伏を伴う曲げ破壊は、十分な耐荷力を保持しながら良好な変形能を有し、破壊に至るまでのエネルギー吸収能力も大きい。このような鉄筋コンクリート曲げ部材の良好な変形能や、エネルギー吸収能力を生かし、地震の際作用する大きな外力に対して部材の塑性変形を許しつつも、その変形をある定められた限界値以下とする靱性設計法が耐震設計法の一つとして用いられている。さて、コンクリート標準示方書耐震設計編では、鉄筋コンクリート柱部材の破壊モードの一つとして、曲げ降伏後のせん断破壊を認め、ある程度の塑性変形を付与していくという設計手法が許容されている。しかし、この設計手法では、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材の塑性変形能を精度よく算定する必要がある。このため、過去には部材の塑性変形能を、実験的に定量化する試みがなされてきた^{1)・2)}。しかし、構造物が大型化しつつある近年、ある限られた寸法の実験に基づいて提案される塑性変形能算定式が、そのまま大型化する鉄筋コンクリート構造物に適用できるかという疑問も生じる。鉄筋コンクリート構造物においては、寸法効果が存在するからである。実験可能な供試体寸法には限りがあり、こ

の問題を解決するためには、数値解析的に部材の塑性変形能を評価する必要があると考えられる。

過去には、部材の塑性変形能を非線形の FEM 解析により評価する研究^{3)・4)}も行われ、成果が得られている。しかし、終局状態に至るまで、鉄筋コンクリート部材の実挙動を、特に終局での破壊モードをせん断破壊とする場合、厳密に数値解析的によりとらえることは大きな困難を伴う。その理由は、せん断破壊が材料的破壊と構造的破壊の複合破壊であり、関連する要因の一つ一つが他の要因によって影響を受ける点にある。また、繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材においては、斜めひび割れの発生・進展後のかぶりコンクリートの剥離などによる副次的破壊も十分に考えられる。

本研究の目的は、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材の塑性変形能を、簡易な解析モデルを用いることで予測することにある。解析モデルには、想定する終局状態の破壊モードがせん断破壊であることから、鉄筋コンクリートはり部材のせん断問題に対して有効な格子モデルを用いることにした。具体的には、帯鉄筋比が異なる6体の鉄筋コンクリート柱試験体の正負交番荷重解析を行うことにより、帯鉄筋量の増加に伴う部材の塑性変形能の増加を簡易に予測することが可能か否かを検討した。

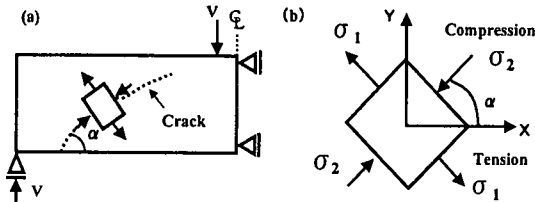


図-1 微小コンクリート要素の応力状態

2. 解析モデル

本解析で用いた解析モデルは、二羽らによって開発された格子モデル⁵⁾を、繰り返し応力場に拡張したものである。格子モデルの特徴は、力の流れを限定し、部材のモデル化が一義的に決定されることから、数値解析より得られる計算結果の処理に客観性があり、かつ耐荷機構を明快に表現できることにある。このモデルは、鉄筋コンクリート部材の耐荷機構をトラス要素のみで構成していることから、有限要素解析と比べれば節点変位の総自由度、解析時間が相当に少ない簡便な手法である。

(1) 格子モデル

図-1(a)は、斜めひび割れが発生したコンクリートの模式図である。斜めひび割れが部材軸に対して α の角度方向に進展することを考えると同時に、ひび割れ面沿いに作用するせん断応力を無視すると、図-1(a)中に示す斜めひび割れと平行な微小要素には、図-1(b)に示すように、二軸の圧縮・引張応力が作用することとなる。ここで、微小要素に作用する二軸の圧縮・引張応力は、それぞれ主圧縮応力 σ_2 、主引張応力 σ_1 であり、部材軸と主圧縮応力 σ_2 のなす角度が α となる。

以上のようにウェブコンクリートには、圧縮・引張応力が作用すると考え、連続体であるRC構造物をトラスの集合体にモデル化する。この格子モデルの概念図を、図-2に示す。格子モデルの構成要素は、以下の通りである。コンクリートは、曲げ要素、斜め圧縮要素、斜め引張要素、そしてアーチ要素に、補強材は、水平要素、垂直要素にモデル化される。従来のトラス理論との違いは、コンクリートの斜め引張要素、アーチ要素を解析モデルに取り入れた点にある。コンクリートの斜め引張要素を考えていることにより、格子モデルでは、斜めひび割れ発生前後のせん断耐荷挙動を精度良く表現することができる。また、アーチ要素を配置することにより、トラスの斜材角を45度に固定するにも拘わらず、せん断補筋筋降伏後の各要素における応力の再分配を表現することができる。図-2中に太い実線で示されるアーチ要素は、圧縮力を受け持つように、部材内の圧縮力の流れに沿うように配置する。図-2の場合、アーチ要素は外力の作用点と支点とを結ぶ長い要素となる。これは、はり内に平面

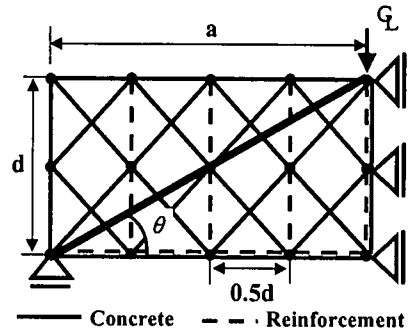


図-2 格子モデル概念図

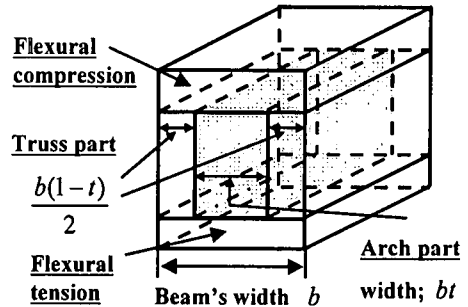


図-3 格子モデルのはり断面の区分

応力場が成り立っていないとする仮定に基づくものであり、ウェブコンクリートにおけるスターラップの影響範囲を考慮したものである。実際には、アーチ要素の変位が完全に独立することはないが、はりの幅が相対的に増加するにつれ、通常仮定される平面応力場の仮定が成立しなくなることは十分に考えられる。このようにアーチ要素を配置することにより、本解析は2次元解析であるにも拘わらず、擬似的に3次元解析となる。

(2) 格子モデルの断面区分

図-3は、格子モデルにおけるはり断面の区分の概念図である。図-3に示すように、格子モデルではウェブコンクリート部分をトラス部分とアーチ部分に区分する。それぞれの要素の幅は、アーチ部分がはりの幅 b に対して占める割合を t ($0.0 < t < 1.0$)とした時、トラス部分の幅は $b(1-t)$ 、アーチ要素の幅は bt と決定される。

(3) t 値の決定

格子モデル解析に必要なパラメータ値は、前述の t 値のみである。この値は、ポテンシャルエネルギー最小の原理から定められる。ポテンシャルエネルギー最小の原理によれば、部材が弾性状態にある場合、運動学的に許容な変位のうち、実際の変位は全ポテンシャルエネルギーを最小にする。すなわち、初期状態において、構造物の

一番高い剛性を得るために、 i 値を 0.01~0.99 まで段階的に変化させた格子モデルに対し、微小荷重、或いは微小変位を作用させ、部材に蓄えられたトータルポテンシャルエネルギー $\pi(t)$ を求める。一般に $\pi(t)$ は、ひずみエネルギーと外力ポテンシャルエネルギーの和で求められる。ポテンシャルエネルギー最小の原理を用いれば、式(1)より i の値を定めることができる。

$$\frac{\partial \pi(t)}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial \pi(t)}{\partial p} = 0 \quad (1)$$

x : 微小変位, p : 微小荷重

もちろん、変形が進み材料の非線形性が現れれば、ポテンシャルエネルギーの変化に伴い i 値もまた刻々と変化することが考えられるが、本研究では、第一近似としてこの手法を用いている。なお i 値は、せん断変形が卓越する場合、0.3~0.8 程度の値が、また曲げ変形が卓越する場合 0.3 以下程度の値が、経験的に得られている。

(4) 格子モデル構成要素の断面積

格子モデル構成要素の断面積は以下のように定められる。モデルの高さは、はりの有効高さ d に一致させていることから、X型 1 組のトラス部分の高さは $d/2$ 、アーチ部分の高さは d となる。よって、はり側面から見たトラス部分の幅は $d/2 \cdot \sin 45^\circ$ となり、アーチ部分の幅は、 $d \cdot \sin \theta$ (θ : アーチの傾斜角) となる。曲げ圧縮部分の断面積は、曲げ終局時のコンクリート圧縮領域の厚さ、すなわち $x = (A_s \cdot f_y) / (0.68 f_c \cdot b)$ に b を乗じたものとし、曲げ引張領域の断面積は、曲げ補強筋の図心の位置からはり下面までの距離の 2 倍に b を乗じたものとした。なお、曲げ圧縮領域と曲げ引張領域の厚さの仮定は、計算されるせん断耐力の大きさにあまり影響を与えないことが、試算の結果確認されている⁵⁾。軸方向鉄筋の断面積は部材の鉄筋比と、また横方向補強筋の断面積は部材のせん断補強鉄筋比と等しくなるように調整する。

(5) 繰り返し載荷解析に対する格子モデルの拡張

格子モデルを繰り返し載荷を受ける鉄筋コンクリート柱部材の解析に拡張する際には、単調載荷に対して提案された格子モデルの概念をなるべく変えぬよう、次の修正を試みた。

1) 構造物の対称性を考え、垂直コンクリート部材である曲げ圧縮部材、曲げ引張部材の断面積を曲げ圧縮要素の断面積に統一する。

2) 繰り返し荷重を受けることにより、圧縮力の流れが反転することを考慮して、アーチ要素をクロスさせて対称に配置する。

1) は、鉄筋コンクリート柱の繰り返し載荷解析に対

して適用する。なお、本研究で提案するように、曲げ圧縮コンクリートと曲げ引張コンクリートの断面積を曲げ圧縮要素の断面積に統一したとしても、通常これらの要素が配置される場所には軸方向鉄筋が配置されており、軸方向鉄筋の影響がコンクリートに比べ大きいことから、曲げ圧縮及び曲げ引張要素の断面積が部材のせん断耐力、曲げ耐力に与える影響は小さいものと考えられる。

2) に関しては、ある一方の水平荷重を受ける場合であっても、解析モデル中では圧縮力と引張力のそれぞれを受け持つアーチ要素が存在することになる。実際の構造物において、この様に引張力を受け持つアーチ機構が存在するか否かは定かでないが、解析モデル中に引張を受け持つアーチ要素を取り入れたとしても、この要素は、コンクリートであり、しかもフラットで長い要素であることから、解析結果にはほとんど影響しないと考えられる。

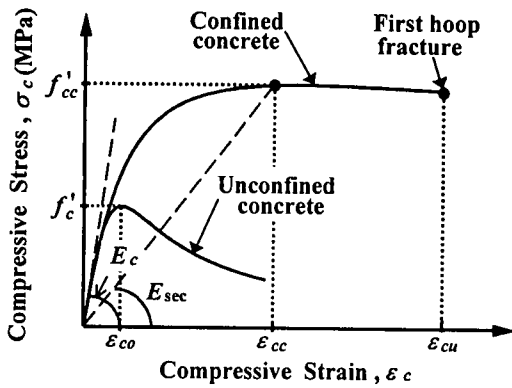
(6) 材料モデル

以下に本研究で用いた、コンクリート及び補強筋の材料モデルを示す。

a) コンクリート圧縮モデル

横方向補強材によりせん断補強されれば、コアコンクリート部分には拘束効果が期待される。本研究では、拘束効果を考慮するために、圧縮を受けるコンクリート要素に Priestley らが提案する応力-ひずみ関係⁶⁾を用いた。図-4 に、Priestley らが提案する応力-ひずみ関係の概念図、及びその構成式を示す。式(2)から式(8)の記号は、図-4 に示す通りである。 K_e は、拘束有効係数と呼ばれ、矩形断面の場合、0.75 である。 ρ_w 、 f_{wy} はそれぞれ、横拘束鉄筋比(面積比)、帯鉄筋の降伏応力である。この構成則の利点は、どのような断面形状にも対応でき、またどのようなせん断補強筋量に対しても適用できることにある。また Priestley らによれば、図-4 中の ϵ_{cu} は、帯鉄筋の破断時のひずみを用いて定義される⁶⁾が、本研究で解析対象とした柱の実験においては帯鉄筋の破断が確認されていないことから、特にこの値を定めないこととした。なお、本来 Priestley らの提案式は、部材軸方向の応力成分に対するものであり、本研究ではこのモデルを準用している。

さらに本研究では、圧縮コンクリート材料モデルに、次の影響を考慮することとした。Collins ら⁷⁾の実験的な研究によれば、二軸の圧縮・引張応力を受けるコンクリートは、一軸圧縮を受けるコンクリートとは異なる応力-ひずみ関係を示すことが明らかとなっている。Collins らは、主圧縮方向の応力-ひずみ関係に、それと直交する方向の引張力から生ずるひび割れの影響を考慮し、この影響を式(9)に示す軟化係数 η を用いることにより評価している。



$$\sigma_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (2)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94}{f'_c}} - \frac{2 f'_i}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (4)$$

$$f'_i = K_e \rho_w f_{wy} \quad (5)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (7)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (8)$$

Dimension; (MPa) in eq. (2) (4) (5) (7) (8)

図-4 コンクリート圧縮応力-ひずみ

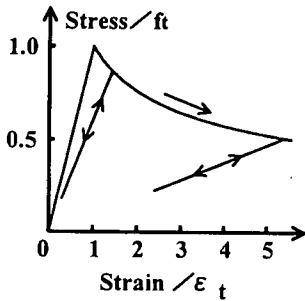


図-5 テンションスティフニングモデル

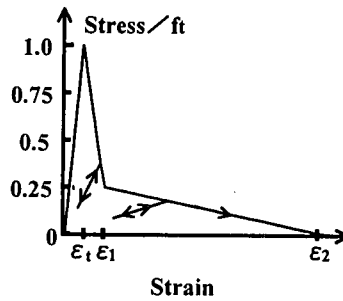


図-6 1/4モデル

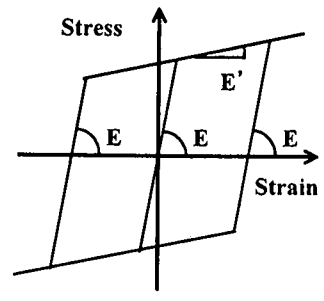


図-7 鉄筋モデル

$$\eta = 1.0 / \{0.8 - 0.34(\epsilon/\epsilon_0)\} \leq 1.0 \quad (9)$$

ϵ_0 : 1軸圧縮時の応力軟化開始ひずみ

ϵ : 各圧縮要素に直交する引張斜材の引張ひずみ

本研究では、斜めコンクリート要素が圧縮力を受け持つ場合、以上に示す2つのモデルを組み合わせた応力-ひずみ関係を仮定することにした。なお、拘束効果はPriestleyらの提案する応力-ひずみ関係により考慮されることから、軟化係数の最大値は1.0とし、下限値に関しては圧縮ピーク強度が引張力を受ける影響により10%まで低下するものと仮定した。現実には、コンクリート強度が10%まで低下することは考えにくい、せん断補強鉄筋量がそれほど多くない場合には、繰り返しによるコンクリート強度の劣化の程度を、この値を用いることにより、簡易に評価している。

なお、圧縮力を受ける曲げコンクリート要素の材料モデルには、上述の軟化則を用いることなく、その応力-ひずみ関係に、式(10)を用いることにした。

$$\sigma_c = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right\} \quad (10)$$

ϵ_{c0} : 純圧縮時の軟化開始ひずみ

ϵ_c : 各圧縮部材ごとの圧縮ひずみ

f'_c : コンクリート圧縮強度

また、除荷パスは、初期勾配で応力が低下するものとし、再載荷パスは、ひずみ履歴の中で、過去最大となったひずみ・応力状態へ向かうものとし、圧縮ひずみ領域では、除荷の際、引張応力を持たないものと仮定した。

b) テンションスティフニングモデル

コンクリートの曲げ要素が、引張力を受ける場合、主鉄筋との付着により、テンションスティフニング効果が期待できる。そこで本研究では、曲げ引張コンクリート要素に、岡村らの提案するテンションスティフニングモデル(図-5)を用いた。このモデルは、コンクリートの平均引張応力-ひずみ関係を示しており、コンクリートと補強材の付着により、ひび割れ発生後もコンクリートの引張応力が0にならないことを示している。ひび割れが発生するまでは、線形的に応力が増加するものとし、ひび割れ発生以後は式(11)に示すテンションスティフニング曲線となる。

$$\sigma_t = f_t (\epsilon_t / \epsilon)^{0.4} \quad (11)$$

f_t はコンクリートの引張強度であり、ひび割れ開始ひずみ ϵ_t は 0.0001 とした。除荷パスは、原点に向かうものとし、再載荷パスは、ひずみ履歴の中で、過去最大となつ

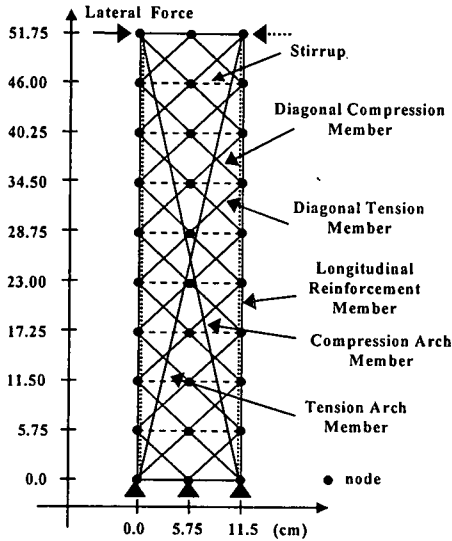


図-9 格子モデル

素は部材内の圧縮力の流れに沿うように配置される。もし、載荷状況が異なるのであれば、アーチ要素は圧縮力の流れに沿うように配置されなければならない。

格子モデルでは、軸方向の曲げ要素の水平間隔を部材の有効高さ d と一致させている。また、ひび割れが進行する角度を 45 度と仮定することから、図-9 に示すように、格子を形成する1段のトラスの軸方向間隔は $0.5d$ となる。そのため、試験体を格子モデルにモデル化した場合、必ずしもせん断スパンが試験体のそれと一致するとは限らない。そこで、本解析では、試験体の $a/d=4.35$ にできるだけ近くなるように、 a/d を 4.5 として解析を行った。なお、このモデル化は、部材の格子モデル化の一義性を守るためであり、計算される部材の耐荷力の予測精度が多少低下することを許容するものである。

また、上述の理由から、実際の帯鉄筋の配置間隔と、格子モデルにおける帯鉄筋の間隔も異なる。ただし、解析では、試験体のせん断補強鉄筋比と格子モデルのせん断補強鉄筋比が同一となるよう帯鉄筋の断面積を調整し、モデル全体に格子間隔に合わせて均等配置している。

なお、実験では軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響が多少考えられるが、本解析ではこれを特に考慮していない。

(3) 解析に用いた t 値

本解析に先立ち、アーチ要素が部材断面の幅に対して占める割合 t を弾性解析により求めた。 t 値は、その値を $0.01 \sim 0.99$ まで段階的に変化させてモデル化された格子モデルに対し、部材のせん断スパンの $1/1000$ の微小変位を荷重載荷点に強制作用させた時、外力仕事を最大にする値とした。得られた t 値を図-10 に示す。帯鉄筋量が増加するに伴い曲げ変形の影響が大きくなることから、得

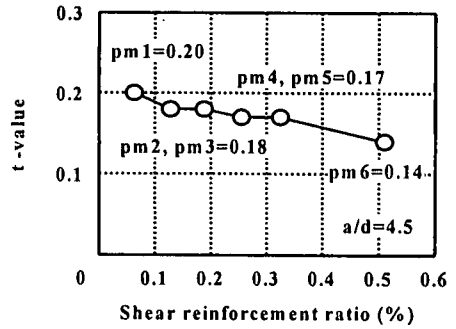


図-10 t 値

られた t 値はせん断補強鉄筋比の増加に対し減少する傾向を示した。

(4) 数値計算プログラム

前節まで示した繰り返し応力場に拡張した格子モデル及び t 値を用い、変位制御による増分解析を行った。なお、収束計算には修正 Newton-Raphson 法を用い、不釣合力和等価節点力の比が 0.1% 以下となるまで収束計算を行うこととした。

4. 解析結果

(1) 実験値と解析値の比較

図-11 に各供試体の荷重-変位関係を示す。実験値は繰り返し載荷時の荷重-変位関係を包絡する点であり、解析値は、繰り返し格子モデル解析により予測されたものである。実験値の最大変位は、繰り返し載荷により耐荷力が急激に低下した変位に対応しており、曲げ降伏後この変位に至るまでに、部材には、かぶりコンクリートの剥離、柱基部の大きな斜めひび割れの発生、コンクリートの圧壊が生じている。繰り返し格子モデル解析により予測された最大変位時は、曲げ降伏後、柱基部の斜めコンクリート要素の圧壊により、耐荷力を維持できなくなった時に対応している。

$pm1$ を除けば、帯鉄筋量が増えることによる塑性変形能の増加の傾向を、繰り返し格子モデル解析は実験値と比較して、良好な精度で評価することができた。 $pm1$ の実挙動を解析的にうまく評価することができなかった点として次のことが考えられる。この解析では、部材の塑性変形能に与える要因として、せん断補強鉄筋比にのみ着目し、その配置間隔は考慮していない。モデル化の際には、実験のせん断補強鉄筋比と格子モデルのせん断補強鉄筋比が等しくなるように、帯鉄筋要素を部材全体に $d/2$ の間隔で配置した。このため、せん断補強鉄筋比の小さい $pm1$ の柱の場合、モデル中に配置される帯鉄筋要素1つの断面積は 0.05cm^2 と、非常に細いものとなる。この

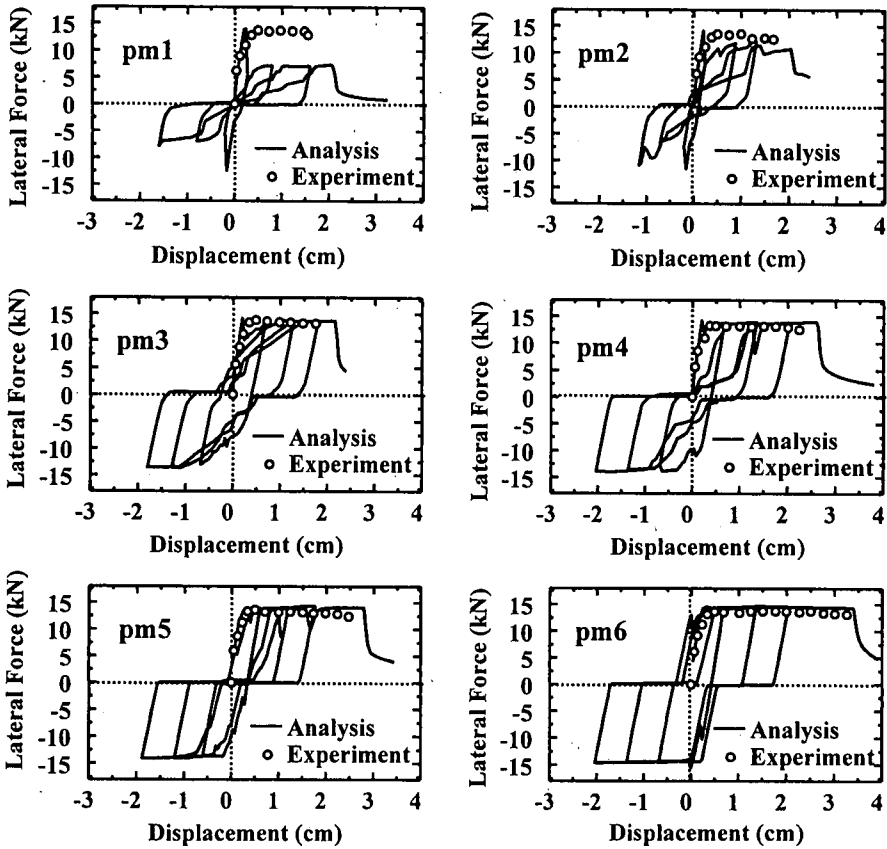


図-11 実験結果との比較

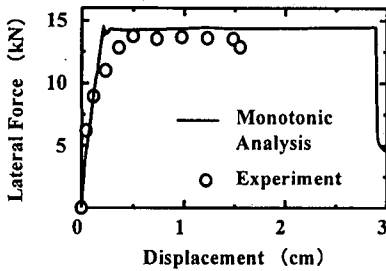


図-12 単調載荷解析結果 (pm1)

モデル化手法が、pm1の解析の場合には、不適切であったのではないかと考えられる。解析では、軸方向鉄筋の降伏に前後して、柱基部に斜めひび割れが発生していた。実験では、柱基部に配置される帯鉄筋（断面積 0.25cm^2 ）により、この斜めひび割れの広がりがある程度防ぐことが可能であったと予測される。一方、解析では、この斜めひび割れの広がりを配置された帯鉄筋要素では十分に防ぐことができず、このため柱に大きな斜めひび割れが発生し、その結果、耐荷力が低下したのではないかと考えられる。

そこでpm1についてのみ、実際に配置された帯鉄筋間隔とモデルに配置する帯鉄筋要素の間隔がほぼ等しくな

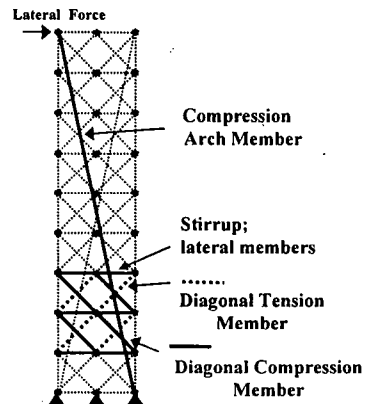


図-13 平均応力算定要素

るように、帯鉄筋を均等に配置しないモデル化を行い単調載荷解析を行ってみた。ここでは、繰り返し解析結果が既に図-11に示してあることから、モデルの離散化方法を変更した解析例として、図-12に単調載荷解析により得られた荷重-変位関係を示す。図-12からは、せん断補強鉄筋比が等しくても、その配置間隔により、部材のエネルギー吸収が増加することが確認できる。また、単調な荷重を受ける場合、部材の塑性変形能が向上する

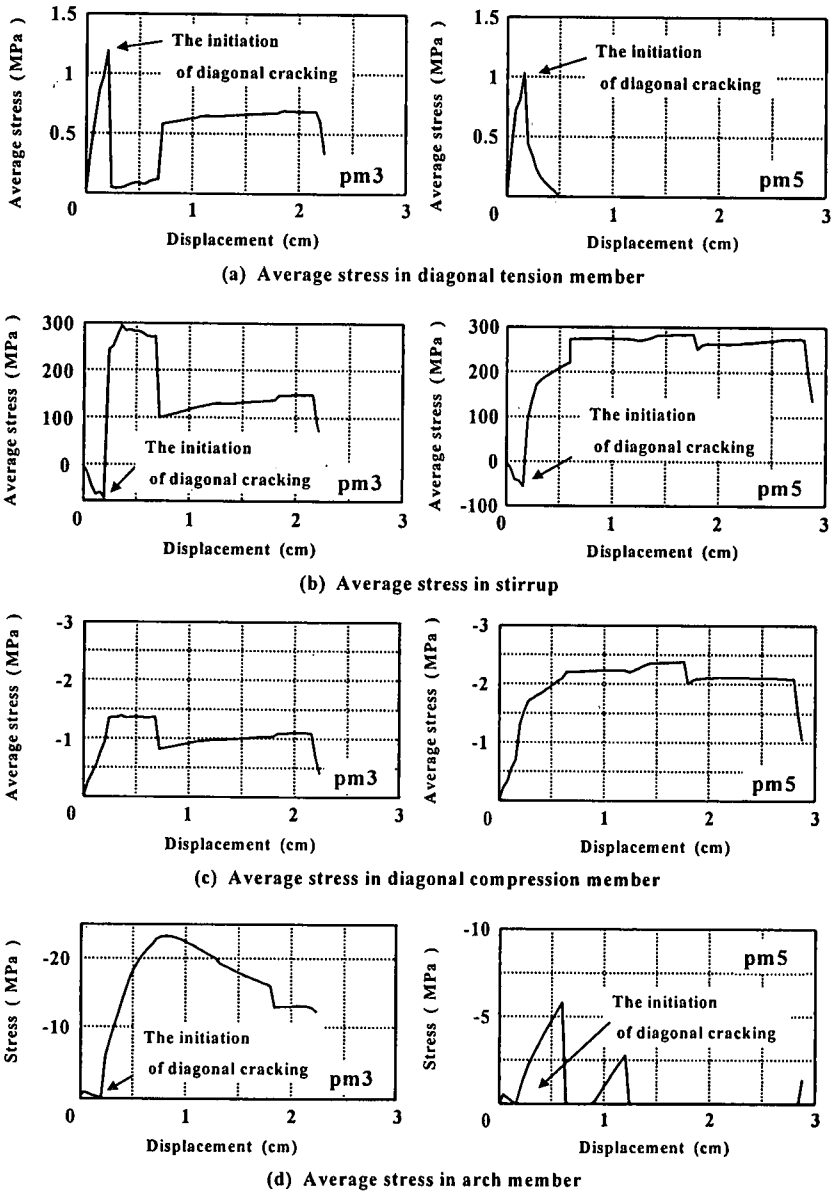


図-14 部材の平均内部挙動 pm3,pm5

ことが、この結果から推測される。

(2) 部材の内部耐荷機構

繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材内部の耐荷機構を評価するために、ある特定部分の構成要素の平均的な応力の変化に着目した。平均応力算定には、図-13に示す太線で示した斜め引張要素、帯鉄筋要素、斜め圧縮要素、アーチ要素を用いた。図-14には、これら格子モデル構成要素の平均応力と載荷点変位の関係を示す。これは、個々の部材の応力を示す場合、どの部材を選ぶかによってその挙動は大きく異なり、従って表示される結果の客観性が失われることから、平均的な挙動を示す

こととして、図-14のように表示した。図-14に示す実線は、繰り返し荷重下の応力の変化を包絡するものであり、pm1~pm3, pm4~pm6がそれぞれ同様な耐荷機構を示す傾向が得られたことから、それぞれの代表としてpm3, pm5の結果を示す。

全ての試験体に共通して確認された内部挙動は次の通りである。図-14に示すように、斜めひび割れの発生に伴い、斜め引張要素の平均応力は急激に減少する。その一方、斜めひび割れ発生後、帯鉄筋要素、斜め圧縮要素の平均応力は増加し、耐荷機構を形成している。斜めひび割れ発生以前に、帯鉄筋の平均応力が圧縮となっているが、この現象は実験においても観察され、その理由は、

特に柱基部や載荷付近など大きな圧縮力を受ける部分では、この圧縮力の影響により、ひび割れ発生以前に帯鉄筋が圧縮力を受け持ち得ると考えられる。軸方向鉄筋の降伏により水平力はほとんど増加しなくなるが、それに伴い帯鉄筋要素、斜めコンクリート要素の平均応力は、ほぼ一定となる。

pm1~pm3 では、アーチ要素の応力が軸方向鉄筋降伏後も増加し、最終的には軟化域まで到達する結果となったが、その影響は、斜め引張要素の平均応力の減少と相殺されると共に、もともとアーチ要素が断面幅に対して占める割合が20%以下であることから、その影響は部材の耐荷機構に大きくは寄与していない。pm4~pm6 の試験体では、断面が有するせん断強度が増加することから、アーチ要素の応力増加は少なく、耐荷機構に及ぼす影響が次第に小さくなる傾向が得られた。

さらに図-14 からは、帯鉄筋量の違いが内部挙動に大きく影響を及ぼしていることが確認できる。pm3 の場合、斜めひび割れの発生により、斜め引張要素の平均応力は、一度急激に減少する。その後変形が進むにつれ、斜め引張要素の平均応力は再び回復する。一方、pm5 の斜め引張要素の平均応力は、斜めひび割れ発生後急激に応力が低下した後、再び回復することはなかった。この斜め引張要素の平均応力の挙動は、以下の挙動を意味している。pm3 の試験体では、最初の斜めひび割れは、平均応力を算定した箇所全体に発生したのではなく、局部的にひび割れが集中していた。さらに、斜めひび割れの発生に伴い、その周辺に配置される斜め引張要素には除荷が生じ、その結果、一度平均応力は急激に減少する。その後、変形が進むにつれ、ひび割れはますます局所化する一方、ひび割れ周辺の斜め引張要素の応力が回復し、水平力に抵抗する。一方、pm5 の試験体では、十分なせん断補強がなされていることから、斜めひび割れは平均応力算定箇所全体に分散し、その結果、斜め引張要素の平均応力は減少し、再び回復しない。つまり、pm1~pm3 の十分にせん断補強されていない試験体においては、ひび割れが局所化する一方、pm4~pm6 の比較的十分にせん断補強された試験体においては、ひび割れが分散化するという傾向が、繰り返し格子モデル解析により予測された。この結果は、実験結果とも一致しており繰り返し格子モデル解析は部材の内部挙動を適切に評価していると言える。また、pm3 の試験体においては、ひび割れの局所化による影響により、帯鉄筋要素、斜め圧縮要素が、効果的に機能していないことも見受けられる。

(3) 部材の破壊要因

繰り返し格子モデル解析により予測された破壊モードは全ての試験体において、軸方向鉄筋降伏後、塑性変形が増加し、ひび割れの拡大により、柱基部に位置する圧

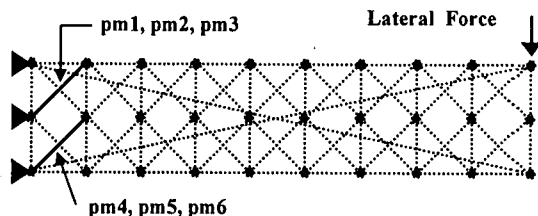


図-15 破壊要因要素

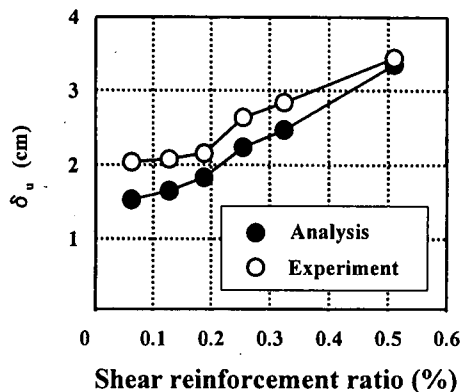


図-16 終局変位の比較

縮を受け持つ斜めコンクリート要素が十分に機能できなくなることで、最終的に破壊に至るものであった。つまり、本研究では、圧縮コンクリートの材料モデルに、式(9)に示す Collins の軟化則を採用していることから、柱基部でのひび割れの広がりにより、圧縮を受け持つ斜めコンクリート要素の強度が著しく低下し、柱基部での塑性変形が増大し破壊に至った。このことから、柱基部において斜めひび割れが急激に貫通したことが直接の破壊原因と考えられる。なお、この破壊モードは、実験により確認されたものと等しい。

図-15 に、部材の最終的な破壊の要因となった要素を示す。格子モデル解析では、引張を受けるコンクリート圧縮強度の軟化挙動に、Collins らが提案するモデルを用いている。これは、斜め圧縮要素に直交する斜め引張要素の引張ひずみが増加することにより、圧縮強度の軟化が進行するものである。格子モデル解析により予測された第一の斜めひび割れは、柱左基部に生じるものであり、pm1~pm3 の試験体においては、この斜めひび割れの広がりを、配置される帯鉄筋量では十分に防止することができなかった。その結果柱左基部の斜め圧縮要素の圧縮軟化が急速に進行し、ひずみが軟化域に到達すると急激な応力の低下を示し、これが最終的に部材全体の破壊の要因となった。一方、pm4~pm6 の試験体においては、この斜めひび割れの広がりを、配置される帯鉄筋により防止することが可能であった。この効果により、部材の破壊の要因となる斜め圧縮要素では、pm4~pm6 と帯鉄

筋量が増加するにつれ、高い応力が期待できると共に、ひずみの軟化域到達後も急激に圧壊することなく水平荷重に抵抗しうることが確認された。最終的には、柱右基部の斜め圧縮要素の軟化が進み、部材の破壊に至っている。

(4) 帯鉄筋量と塑性変形能の関係

図-16 に、せん断補強鉄筋比と実験及び格子モデル解析により得られた最大変位 (δ_u) の関係を示す。せん断補強鉄筋比の増加に伴い、塑性変形能が増加する傾向を繰り返し格子モデル解析は、適切に評価できていることが確認できる。また、4. (2)、4. (3) に記述した通り、最終的な破壊に至るまで、せん断補強鉄筋比の変化が、ひび割れパターン、内部挙動に及ぼす影響も、格子モデル解析は、妥当に評価できていた。以上から、繰り返し格子モデル解析は、簡易な解析手法ではあるが、せん断補強鉄筋比が、繰り返し荷重下の鉄筋コンクリート部材の塑性変形能に与える影響を、妥当に評価することが可能であると言える。

5. 結論

繰り返し格子モデル解析により、繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材の塑性変形能に、せん断補強鉄筋比が及ぼす影響を評価することを試みた。得られた結論は、以下の通りである。

(1) 格子モデルを繰り返し応力場に拡張し、さらにコンクリートのひび割れや拘束効果を考慮した非線形の応力-ひずみ関係を用いることにより、鉄筋コンクリート柱部材の挙動をほぼ再現できることを確認した。

(2) 格子モデル構成要素の平均的な応力の変化に着目した結果、ひび割れパターンの違い、またそのひび割れにより引き起こされる内部挙動の違いを、繰り返し格子モデル解析は、明快に評価しうることを確認した。

(3) 格子モデル構成要素の応力-ひずみ関係に着

目すれば、鉄筋コンクリート部材の破壊モードを的確に評価することができる。

(4) 繰り返し格子モデル解析は、せん断補強鉄筋比が、繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の塑性変形能に与える影響を、簡易に評価することが可能である。

参考文献

- 1) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp.203-212, 1987 年 2 月.
- 2) 楢貝 勇, 二羽淳一郎, 岡村雄樹: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察, 第 9 回コンクリート工学年次論文報告集, pp.329-334, 1987 年.
- 3) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, 第 360 号, pp.1-10, 1985.8.
- 4) 中村 光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づく塑性変形能定量化, 土木学会論文集, 第 442 号/V-16, pp.127-135, 1992.2.
- 5) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 田辺忠顕: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, 土木学会論文集, 第 508 号/V-26, pp.78-88, 1995.2.
- 6) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 114, No.8, pp.1804-1826, August 1988.
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI J., pp.219-231, 1985.
- 8) 日本コンクリート工学協会: 破壊力学の応用研究委員会報告書, 破壊力学の応用研究委員会編, 1993.
- 9) Puri, U.C. and Niwa, J.: The Resistance and Ductility of RC Columns of RC Linear Members after Yield of Main Reinforcement, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp. 735-740, 1997.6.

(1999. 7. 23 受付)

EVALUATION OF ULTIMATE DEFORMATION OF RC COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING BASED ON THE LATTICE MODEL

Atsushi ITO, Junichiro NIWA and Tada-aki TANABE

The analytical method to evaluate easily the ultimate deformation of reinforced concrete columns subjected to cyclic loading was developed, in which the lattice model that can evaluate shear-resisting mechanism clearly was extended. In this study, it was confirmed that the lattice model could evaluate the ultimate deformation of reinforced concrete columns subjected to cyclic loading with reasonable accuracy. In addition to this, shear-resisting mechanism of reinforced concrete columns can be captured by the lattice model analysis.