

## 論文 格子モデルによる RC 柱の非線形動的解析

舟田 武<sup>\*1</sup>・伊藤 睦<sup>\*2</sup>・二羽 淳一郎<sup>\*3</sup>・田辺 忠顕<sup>\*4</sup>

**要旨:**地震時の RC 構造物の最大応変位などの力学特性を数値解析的に評価することは、耐震設計に多くの情報を与える。しかし、実際の RC 構造物の挙動は複雑であると共に、数値解析では収斂性の問題、解析時間を多く必要とするなどの難点が生じる。本研究では、地震時の RC 柱の挙動を許容できる精度で、かつ簡易に評価することを目的として、格子モデルの非線形動的解析への拡張を試みた。格子モデル解析が、有限要素法解析と同程度の解を与えることを確認した後、4 種類の国際的な耐震設計基準により試設計された RC 柱の力学特性を、静的解析、及び非線形動的解析により評価した。

**キーワード:**格子モデル, 非線形動的解析, 静的解析

## 1. 序論

地震時の RC 構造物の挙動は、特に破壊時において、様々な要因に影響されるが、数値解析的にそれら全てを考慮することは、困難な場合が多い。また、数値解析では収斂性の問題と共に、解析時間を多く必要とするなどの難点が生じる。そこで本研究では、地震時の RC 構造物の挙動を許容できる精度で、かつ簡易に評価することを目的として、格子モデルの非線形動的解析への適用を試みる。

まず、格子モデル解析が非線形動的解析においても妥当な解を与えうるかどうか、有限要素法解析結果と比較することで評価した後、JSCE, Caltrans, Eurocode 8, NZS の 4 種類の耐震設計基準を用いて試設計された 16 本の柱の静的解析、及び非線形動的解析を行う。その結果に基づき、各耐震設計基準で試設計された RC 柱の力学特性を評価する。

## 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<sup>1)</sup>を、動的解析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。

## 2.1 格子モデルの概要

図-1 に繰り返し荷重を受ける RC 柱の格子モデルを示す。格子モデルでは、RC 部材は、以下の構成要素にモデル化される。コンクリートは、ウェブ部分を斜め圧縮要素、斜め引張要素に、かぶり部分を曲げ圧縮・引張要素にモデル化する。載荷点と支点とを結ぶフラットで長い要素がアーチ要素であり、正負交番荷重を受ける場合、このアーチ要素は、図-1 に示すように、クロスに配置される。これは、部材が正負交番荷重を受ける場合、部材内の力の流れが反転するからであり、また、モデルの対称性を確保するためである<sup>2),3)</sup>。載荷状況が図-1 と異なる場合は、アーチ要素は部材内の圧縮力の流れに沿うように配置される<sup>2)</sup>。

図-2 に、格子モデル断面の区分を示す。格子モデルではウェブコンクリート部分をトラス

<sup>\*1</sup>名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員) <sup>\*2</sup>名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

<sup>\*3</sup>東京工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員) <sup>\*4</sup>名古屋大学教授 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

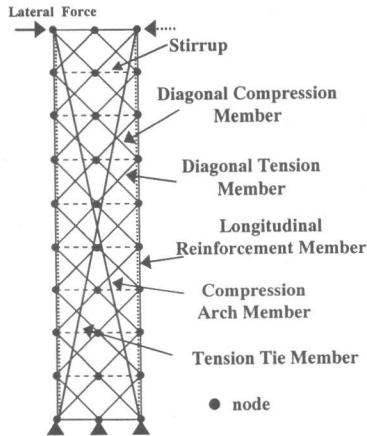


図-1 格子モデル (a/d=4.5)

部分とアーチ部分に区分する。それぞれの要素の幅は、アーチ部分が断面幅  $b$  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。 $t$  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。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、 $t$  値を  $0.01 \sim 0.99$  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。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  $t$  の値を定めることができる。

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

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  $t$  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  $t$  値は、せん断変形が卓越する場合、 $0.3 \sim 0.8$  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。

## 2.2 材料モデル

### (1) コンクリート圧縮モデル

圧縮力を受け持つコンクリート要素の応力-ひずみ関係は、式(2)で仮定した。

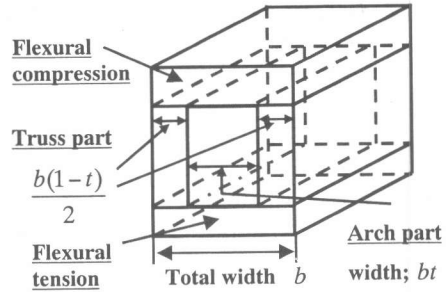


図-2 格子モデル断面の区分

$$\sigma_c = f_c \left\{ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

$\varepsilon_0$  : 応力軟化開始ひずみ

$\varepsilon_c$  : 各圧縮部材の圧縮ひずみ

$f_c$  : コンクリート圧縮強度  $\times 1.2$  倍

本研究で解析対象とする柱は、十分にせん断補強されていることから、解析で用いるコンクリート圧縮強度は、公称強度の  $1.2$  倍を用いることにより、拘束効果を簡易に評価することとした。

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た<sup>2)</sup>。また、圧縮ひずみ領域では、除荷の際、引張応力を持たないことと仮定した。

### (2) テンションスティフニングモデル

コンクリート曲げ要素が、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。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を用いた。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(3)に示すテンションスティフニング曲線となる。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_t / \varepsilon)^{0.4} \quad (3)$$

$f_t$  はコンクリートの引張強度であり、ひび割れ開始ひずみ  $\varepsilon_t$  は  $0.00015$  とした。除荷パスは、原点に向かうものとし、再載荷パスは、コンクリート圧縮モデルと同様に仮定した<sup>2)</sup>。

### (3) 破壊エネルギーの導入

表-1 柱の諸元

	Case-a (7m column, 400gal wave)				Case-b (7m column, 800gal wave)			
	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS
Section(cm*cm)	180*180	150*150	200*200	150*150	200*200	300*300	300*300	240*240
Main Bar	40-D51	112-D32	136-D29	40-D32	48-D51	136-D41	216-D38	88-D41
Bar Ratio	2.50%	3.95%	2.18%	1.41%	2.43%	2.02%	2.74%	2.05%
Tie Bar (Stirrup)	4-D19	8-D16	12-D16	8-D13	4-D25	4-D19+ 6-D16	19-D19	10-D19
Tie Ratio	0.42%	0.71%	0.79%	0.38%	1.01%	0.80%	0.91%	0.60%
N.S.C* <sup>1</sup>	4627kN	4824kN	7936kN	4507kN	11456kN	20709kN	20944kN	10608kN
Natural Period(sec)	0.570	0.694	0.470	0.852	0.460	0.212	0.196	0.261
	Case-c (30m column, 400gal wave)				Case-d (30m column, 800gal wave)			
	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS
Section(cm*cm)	240*240	250*250	250*250	210*210	280*280	250*250	350*350	300*300
Main Bar	56-D51	60-D51	176-D32	48-D38	68-D51	112-D51	168-D51	168-D41
Bar Ratio	1.97%	1.95%	2.24%	1.24%	1.76%	3.63%	2.78%	2.50%
Tie Bar (Stirrup)	3-D19	2-D22+ 4-D16	14-D16	10-D16	4-D22	8-D16	16-D25	16-D19
Tie Ratio	0.18%	0.63%	0.74%	0.42%	0.28%	0.64%	0.93%	0.64%
N.S.C* <sup>1</sup>	4477kN	11231kN	11761kN	7914kN	7861kN	12075kN	29113kN	18945kN
Natural Period(sec)	3.260	2.614	2.899	4.173	2.550	2.163	1.517	1.929

\* 1 N.S.C : Nominal Shear Capacity in the plastic hinge region

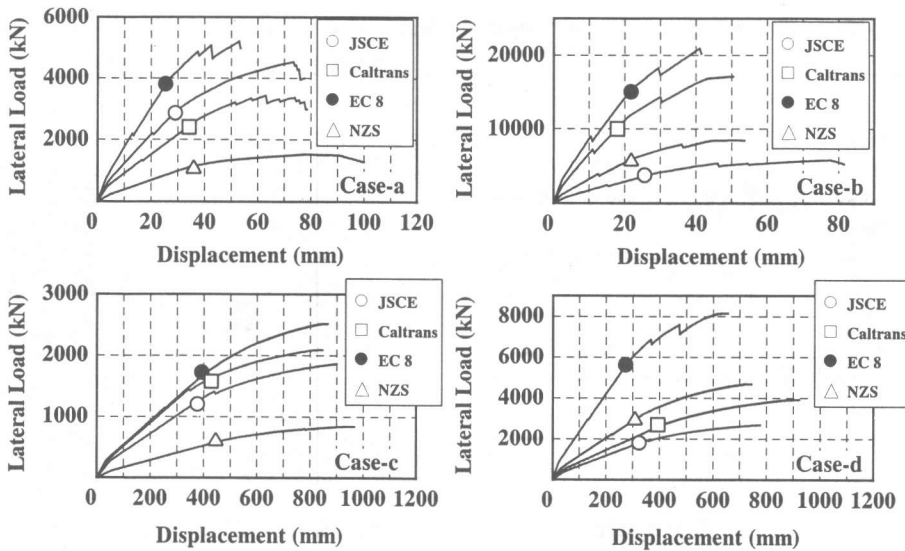


図-4 静的解析結果

引張力を受け持つコンクリート斜材には、六郷らにより提案された引張軟化曲線である 1/4 モデルを適用した。

ひび割れ発生までは弾性体とし、ひび割れ発生後は、この引張軟化曲線をコンクリート斜材の長さで除することで、応力-ひずみ関係に変換したものを用いる。除荷パス、再載荷パスは、テンションスティフニングモデルと等しく仮定

した。破壊エネルギー  $G_F$  は、 $0.2N/mm$  とした。

#### (4) 鉄筋モデル

補強筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとし、降伏後の勾配は、初期勾配の  $1/10000$  とした。除荷パス、再載荷パスは、弾性勾配で応力が変化すると仮定した。

### 3. 解析対象

解析対象とした柱は、"The International Seminar on Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures"<sup>4)</sup>において、JSCE, Caltrans, Eurocode 8, NZS の4種類の耐震設計基準により試設計された高さ7mの柱8本、30mの柱8本、計16本の柱である。高さ7m、30mの柱はそれぞれ、400gal、800galの2種類の入力加速度に対し、試設計されている。柱の諸元を表-1に示す。材料強度は、コンクリートが24MPa、補強筋が345MPaと各設計基準内で統一されているが、表-1からもわかるように、設計者の選択により、同じCaseに対して試設計された柱であっても、断面寸法は異なっている。

なお、本研究で解析対象とした柱は、補強鉄筋が十分に配置されていることから、曲げの影響が大きく、 $\rho$ 値は極値を持たない結果が得られた。よって、 $\rho$ 値は下限値として0.001の値を用いることとした。

#### 4. 静的解析

静的解析により得られた解析結果を、各Case毎に図-4に示す。図中、プロット(○□●△)の位置は、静的解析において、柱基部の軸方向鉄筋が最初に降伏した荷重・変位点を示している。解析により得られた柱の破壊モードは、全てのCaseで曲げ破壊であった。

各Case毎に軸方向鉄筋の降伏変位を比較すれば、どの設計基準で試設計された柱であっても、最初の軸方向鉄筋降伏変位に大きな差はみられない。しかし、耐荷力に関して解析結果を比較してみれば、同じ条件に対して設計された柱であるにも拘わらず、その値には大きな差が生じている。これは、先に述べたように、同じ条件に対して試設計された柱であっても、設計者の選択により断面の寸法が異なるからである。JSCE Case-a, Eurocode 8 Case-bの柱は、設計で期待される塑性ヒンジ領域でのせん断耐荷力と、静的解析で得られた曲げ耐荷力がほぼ等し

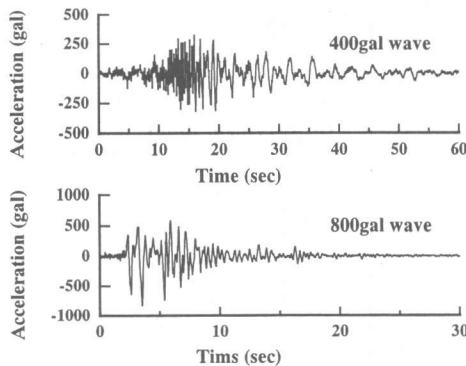


図-5 入力地震波

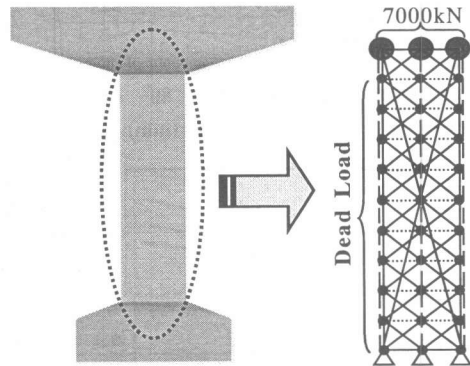


図-6 動的解析モデル

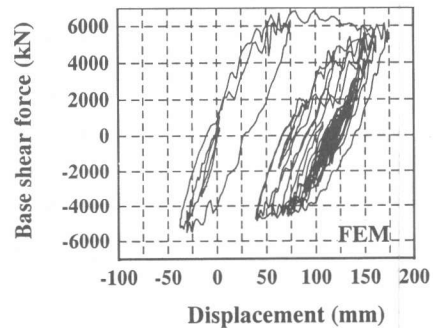
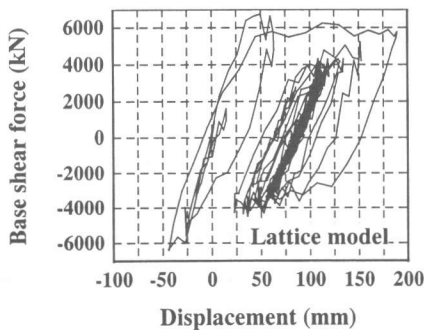


図-7 有限要素法との比較 (JSCE Case-b)

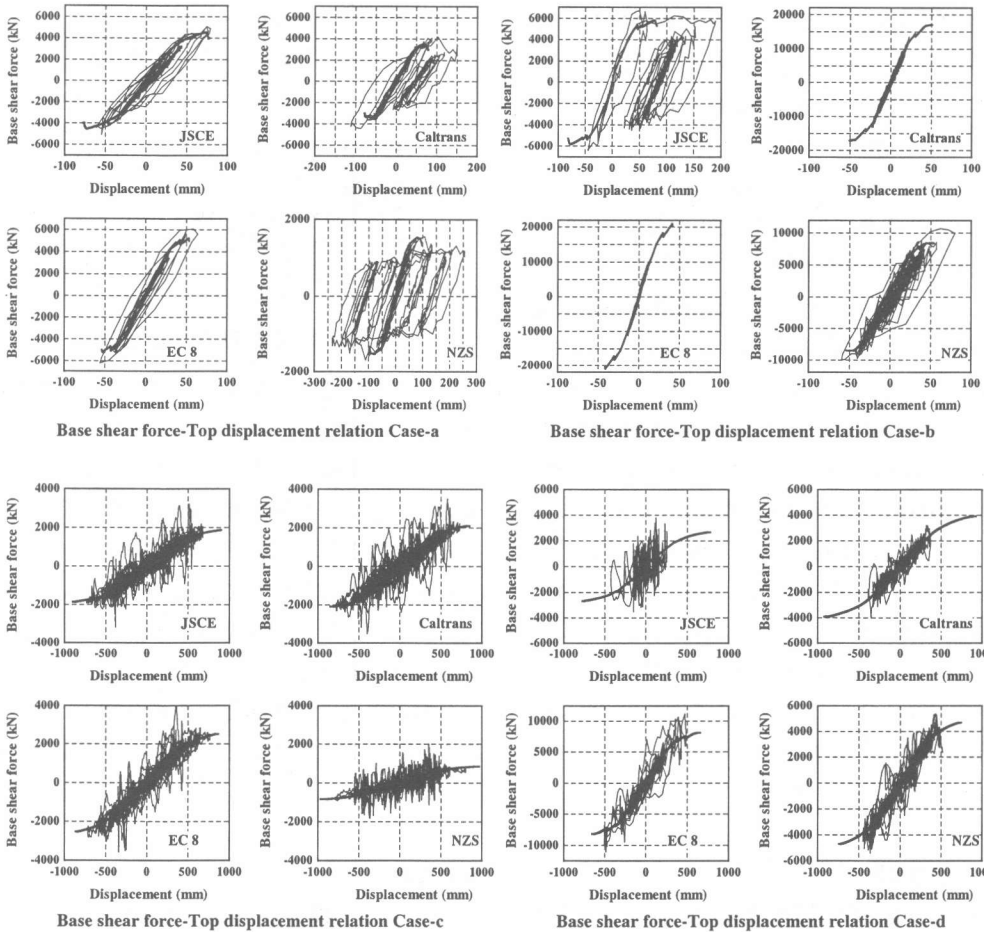


図-8 動的解析結果

く、せん断に対する安全度が低い結果となった。

## 5. 動的解析

### 5.1 動的解析概要

図-5に、動的解析に使用した400gal, 800galの入力地震波を示す。地震波は直接柱の基部に与えた。図-6に動的解析用の格子モデルを示す。柱頂部に上部構造の重さ7000kNを設置し、柱の自重は、ランプトマスを用い、節点に振り分けている。なお、本解析では、運動方程式における減衰マトリクスを0としている。これは、柱自身の持つ特性を評価することを目的とするためであり、履歴エネルギー吸収により減衰し得るかどうかを探るためである。また、 $t$ 値は下限値を用いていることから、地震時の柱の変

形が高次モードであっても問題はないと思われるが、せん断の影響の大きい柱が高次モードで変形する場合、さらなる検討が必要と思われる。

図-7には、格子モデル解析により得られた動的解析結果と、有限要素法による解析結果<sup>5)</sup>の比較を示す。図からは、格子モデル解析が、有限要素法解析とほぼ同程度に柱の挙動を評価し得ることが認められる。これはJSCE Case-bの場合であるが、他の場合であっても、予想された耐荷力や最大変位において、良い一致を示した。

### 5.2 動的解析結果

図-8に、格子モデルを用いた動的解析結果を示す。ここでは、柱頂部の変位と柱基部のせん断力の関係と、静的解析により得られた荷重

変位関係（太線）が併せて示されている。柱の変形挙動は、高さ 7m の柱は全て 1 次モードであるのに対し、高さ 30m の柱は高次モードであることが確認された。

Case-a, b の動的解析結果からは、JSCE、及び NZS の設計基準により試設計された柱は、他の結果と比較すれば、比較的大きいことがわかる。これには、いくつかの要因が考えられるが、JSCE 及び NZS の設計基準は、靱性率を考慮することで、ある程度変形を許容していることが大きな要因と考えられる。試設計では、靱性率を 4 としている。一方、Caltrans, Eurocode 8 の設計基準により試設計された Case-b の柱はほとんど変形していない。その理由として、これら 2 基準では、800gal 程度の地震波の入力を想定していないことから、400gal に対する要件を単調に拡大して試設計されているが、このため断面寸法も大きく、また鉄筋量も増加したためと考えられる。Case-c, d に対して試設計された柱は、その変形は高次モードではあるものの、変形は小さく、十分な耐震性能を有していると認められた。

## 6. 全体考察

図-9 には、動的解析により得られた最大変位を、静的解析により得られた降伏変位で除することで得られたパラメータ値  $\alpha$  が、各設計基準に対し示されている。この図からは、どの設計基準で試設計された柱であっても、Case-a の柱は比較的大きく変形する結果が見受けられる。

JSCE, NZS で試設計された柱は、Case-a, b の場合において、降伏変位に対して大きく変形していることが見受けられる。しかしこれは、これらの設計基準では相対的に大きな靱性率を用いることにより、塑性変形を許容しているためであり、これらの Case においても両者の柱は、十分な耐震性能を有していると考えられる。

一方、Caltrans, Eurocode 8 の設計基準を用いて Case-b, d に対し試設計された柱は、補強筋量が多く、変形が小さい結果となった。

## 7. 結論

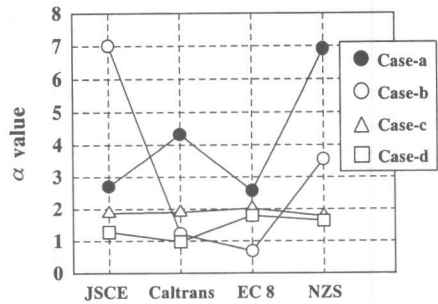


図-9 応答靱性率の比較

各耐震設計基準で試設計された柱の静的解析及び動的解析から、以下の結論が得られた。

- ・格子モデル解析により、静的・動的解析を行った結果、他の有限要素解析と同様な結果を得ることができた。

- ・Case-b, d に対する Caltrans, Eurocode 8 の試設計結果は、補強筋量が非常に大きく、逆に地震時の変形が小さい結果となった。

- ・どの耐震設計基準を用いた場合でも、Case-a の柱は降伏変位に対して、大きく変形するという結果となった。

## 参考文献

- 1) 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, No508/V-26, pp.79-88, 1995.2.
- 2) 伊藤 睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 格子モデルによる RC 柱の繰り返し強度-変形解析, コンクリート工学年次論文報告集, 第 21 巻 第 3 号 pp.439-444, 1999.7.
- 3) 伊藤 睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 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, 土木学会論文集, 2000.2.
- 4) TANABE, T.: Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Elsevier, Volume 1, April 1999.
- 5) P. Kongkeo, et al.: 4ヶ国の耐震設計基準に基づいて設計された柱の特性, 土木学会中部支部技術研究発表会, 2000.3.