

格子モデルに基づく RC 橋脚の非線形動的解析

伊藤 瞳¹・二羽 淳一郎²・田辺 忠顯³

¹正会員 工修 名古屋大学大学院 土木工学専攻 (〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町)

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³フェロー会員 工博 名古屋大学大学院教授 土木工学専攻 (〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町)

本研究では、地震時の RC 橋脚の挙動を、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。4 種類の国際的な耐震設計基準により試設計された RC 橋脚を解析対象とし、静的解析、及び非線形動的解析を行った。予測された最大応答変位など、鉄筋コンクリート部材が有する力学特性値を、他の有限要素法解析により予測された値と比較した結果、格子モデル解析がほぼ同程度の解を予測可能であることが確認された。その後、静的、動的解析結果、及び仮想入力地震波に対する RC 橋脚の応答結果に基づき、試設計された RC 橋脚の力学特性の評価を行った。

Key Words: lattice model, push over analysis, nonlinear dynamic analysis, JSCE, Caltrans, Eurocode8, NZS

1. 序論

構造物の諸元、使用する材料と、荷重・境界条件などが決定した後、RC 構造物の有する耐震性能を事前に評価し、構造物が要求される性能を有しているか否かを確認することは、耐震設計において重要な事である。非線形動的解析は、地震時における最大応答変位など、RC 構造物が有する耐震性能照査に必要な多くの情報を設計者に与える。このため、過去には部材の非線形挙動をモデル化するマクロ的な手法が提案され、耐震性能の照査において必要とされる最大応答変位や最大耐荷力などの情報が、ほぼ提供されつつある。さらに近年では、地震後に RC 構造物が保有する使用性、復旧性を総合的に評価しようとする傾向もあり、材料モデルに立脚した非線形動的解析手法が数多く提案され、精度向上が図られつつある。しかしながら、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、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、材料モデルに塑性理論を用いた数値解析手法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¹⁾の非線形動的解析への適用を試みた。本研究で示す非線形動的解析手法は、RC 部材をトラスの集合体

にモデル化し、構成要素に簡易な応力-ひずみ関係を採用することで、地震作用時の RC 橋脚の最大応答変位、最大耐荷力を許容できる精度で、かつ簡易に評価すると共に、RC 部材に不具合が生じた時の問題箇所を概略的に把握することを目的としている。

本研究では、1999 年に東京で行われた国際セミナー “Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures”²⁾において示された、JSCE、Caltrans、Eurocode8、NZS の 4 種類の国際的な耐震設計基準を用いて試設計された 16 ケースの RC 橋脚を解析対象とし、静的解析、及び非線形動的解析を行った。最初に、予測された静的、非線形動的解析結果を、他の有限要素法解析結果と比較する。着目点は、部材の降伏変位、終局変位、最大耐荷力、最大応答変位の各項目である。これらの比較により、格子モデル解析が許容できる精度の解を予測可能か否かを検討した。また、仮想地震波に対する RC 橋脚の応答を数値解析的に評価すると共に、全ての解析結果に基づき、各耐震設計基準で試設計された RC 橋脚の力学特性を評価した。

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

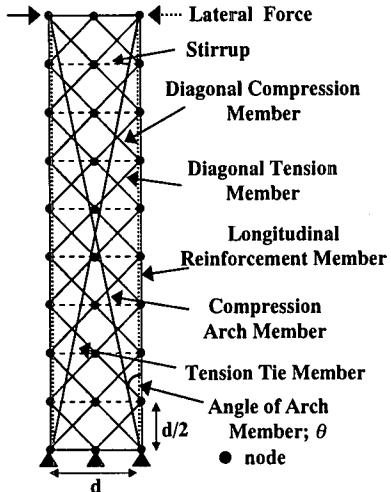


図-1 格子モデル ($a/d=4.5$)

れた格子モデル¹⁾を、繰り返し応力場に拡張したものである。以下に格子モデルの概要を簡単に記す。

(1) 格子モデル^{1), 3)}

格子モデルは、RC 部材をトラスの集合体にモデル化する。これにより、格子モデル解析は、有限要素法と比較すれば節点変位の総自由度、解析時間が非常に少ない簡便な手法となる。事実、部材寸法、配筋量、材料諸元が明らかであれば、データファイル作成から 20000step の非線形動的解析を行ったとしても、一時間が必要としない場合が多い。この格子モデルの概念図を、図-1 に示す。図-1 に示す通り、格子モデルでは、解析モデルの断面高さを有効高さと等しくすると共に、有効高さ内に 2 段組のトラスを配置する。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、せん断補強筋降伏以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。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され、図-1 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。また、繰り返し荷重を受けて、圧縮力の流れが反転することを考慮して、アーチ要素は、図-1 に示すように、部材内に大きくクロスさせて対称に配置する^{3), 4)}。格子モデルでは、このようにアーチ要素を配置すること

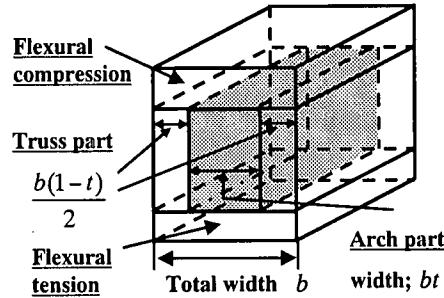


図-2 格子モデル断面区分の概念図

により、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-2 は、格子モデルにおける部材断面区分の概念図である。図-2 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 となる。

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、初期状態における RC 部材の一番高い剛性を得るために、次式により t 値を決定する。

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

ここで、 $\pi(t)$ はポテンシャルエネルギー値である。実際、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が、格子モデル解析では、第一近似としてこの手法により、 t 値を定めることにしている。なお t 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、解析的に得られている^{1), 4)}。

(3) 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。図-1 中、曲げ圧縮要素の断面積 A_c は、曲げ終局時のコンクリート圧縮領域の厚さ x に断面幅 b を乗じたものとし、次式で求められる。

$$A_c = b \cdot x, \quad x = (A_s \cdot f_y) / (0.68 \cdot f_c \cdot b) \quad (2)$$

ここで、 A_s 、 f_y は、それぞれ軸方向鉄筋の断面積及び降伏強度であり、 f_c は、コンクリート圧縮強度である。曲げ引張要素の断面積 A_b は、曲げ補強筋の断面積 A_s から下までの距離の 2 倍に b を乗じたものとする。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荷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¹⁾。なお、格子モデル

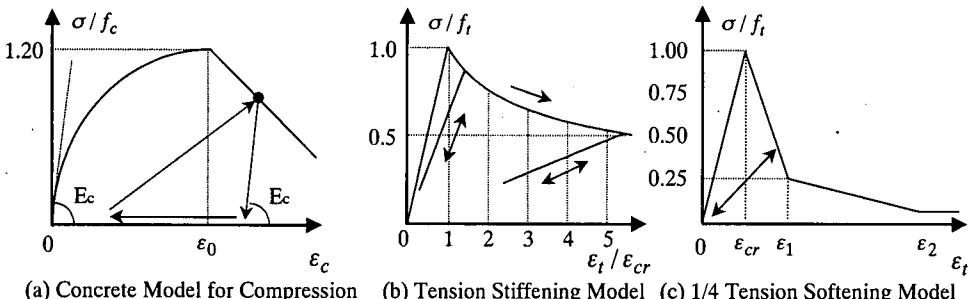


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

を繰り返し応力場に適用する際には、構造物の対称性を考え、曲げ圧縮要素、曲げ引張要素の断面積を曲げ圧縮要素の断面積に統一している^{3), 4)}。

コンクリート斜材要素断面積 A_d 、及びアーチ要素断面積 A_{arch} は、式(1)により得られた t 値を用いて次式で求められる。

$$A_d = d / 2 \cdot \sin 45^\circ \cdot b(1-t) \quad (3)$$

$$A_{arch} = d \cdot \sin \theta \cdot bt \quad (4)$$

ここに、 d は断面の有効高さであり、 θ は、図-1 中に示されるアーチ要素の傾斜角である。また、軸方向鉄筋の断面積及び、横方向補強筋の断面積は、それぞれ部材の軸鉄筋比、せん断補強鉄筋比と等しくなるように調整する。

(4) 材料モデル

a) 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の応力-ひずみ関係を、図-3(a)に示す。最大圧縮強度に到達するまでは、式(5)の 2 次曲線により圧縮応力は増加し、ひずみが応力軟化開始ひずみ ε_0 に到達した後は、直線的に応力が減少するものと仮定した。

$$\sigma_c = f_c \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

ここで、 ε_c は、各圧縮部材の圧縮ひずみであり、 f_c は、コンクリート圧縮強度である。なお、本研究では、解析対象とする RC 橋脚が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 倍を用いることとした。これは拘束効果を簡易に評価したものであり、近似的にこのように仮定したものである。また本研究では、ひずみ軟化挙動に破壊エネルギーを導入していないが、これは、解析対象の RC 部材の変形挙動がほぼ曲げであり、コンクリート斜め圧縮要素が圧壊しないこと（部材の破壊モードがせん断圧縮破壊にならない）、かぶり部では主鉄筋量が多く、ひずみ軟化挙動が解析結果にさほど影響を及ぼさない事に起因している。除荷、再載荷パスは、図-3(a)に示すものと仮

定した。

b) コンクリート引張モデル

軸方向鉄筋要素と節点を共有して配置される曲げコンクリート要素には、主鉄筋との付着効果が期待されるところから、引張力を受ける曲げコンクリート要素には、岡村らの提案するテンションスティフニングモデル（図-3(b)）を用いた。ひび割れが発生するまでは、弾性体とし、ひび割れ発生以後は式(6)に示すテンションスティフニング曲線となる。

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.4} \quad (6)$$

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_{cr} は 0.0001 とした。

図-1 中、45°の傾斜角を有して配置されるコンクリート斜材要素の応力-ひずみ関係には、破壊エネルギーの概念を導入した。ひび割れ発生前は弾性体とし、引張ひずみがひび割れ開始ひずみ ε_{cr} に到達した後の軟化挙動には、破壊力学で広く使用されている 1/4 モデル⁵⁾を用いることにした。数値解析にこのモデルを取り込む手法として、本研究では、ひび割れ幅 w をコンクリート斜材の長さ L で除することで、ひび割れ幅を引張ひずみに変換した。よって、図-3(c)に示すコンクリートの引張応力-ひずみ関係において、 ε_1 、 ε_2 は式(7)により与えられる。

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{cr} + \frac{0.75G_F}{L_f}, \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_{cr} + \frac{5.0G_F}{L_f}, \quad (7)$$

ここで G_F は破壊エネルギーであり、一般に数値解析で用いられる平均的な破壊エネルギーの値は、80~100N/m であるが、本研究ではこの値を、一律 200N/m とした。これは、破壊エネルギーの値を操作する事で、擬似的にひび割れ間隔を、コンクリート斜材の長さ L よりも小さく仮定するためである。また、式(7)中の係数 0.75、5.0 は六郷らにより提案された 1/4 モデルから定まる値である。引張領域における応力履歴は、除荷パスが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ったひずみ・応力状態へ向かうものと仮定した。コンクリート構成則に破壊エネルギーの概念を導入することで、

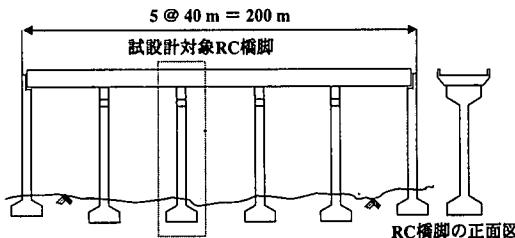


図-4 試設計対象橋脚図

表-1 試設計条件

	Notation	Case-a	Case-b	Case-c	Case-d
橋脚の高さ	H [m]	7		30	
地動加速度	[gal]	400	800	400	800
上部構造物の重量	W [kN]	7000			
RC橋脚の密度	[kN/m ³]	24.5			

寸法効果を表現することも可能となる。

c) 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仮定した。降伏後の勾配は、初期勾配の1/1000とし、除荷、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

(1) 4種類の国際的な耐震基準による試設計

解析対象としたRC橋脚は、"The International Seminar on Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures"²⁾において、日本の土木学会コンクリート標準示方書(JSCE)、アメリカ合衆国(Caltrans)、ヨーロッパ(Eurocode 8)、ニュージーランド(New Zealand Standard, 以下NZS)の4種類の耐震設計基準により試設計された。高さ7mの単柱形式のもの8体、30mのものの8体の、計16体である。以下に試設計条件などを簡単に示すと共に、表-2に試設計結果を示す。なお、塑性ヒンジ領域のせん断耐荷力は、各設計Codeによる設計式により得られた値である。

a) 地盤条件

RC橋脚は堅い岩盤上に建設され、地震加速度は橋脚の基部に直接作用すると仮定する。

b) 構造条件

試設計されるRC橋脚は、図-4に示すような連続高架橋の中央部の単柱である。上部構造物(スパン40m、幅10m)の重量は、7000kNと仮定する。

c) 地震荷重条件

図-5に示す人工的に作られた地震波、400galと、兵庫県南部地震神戸海洋気象台N-S成分、800galの2種類の

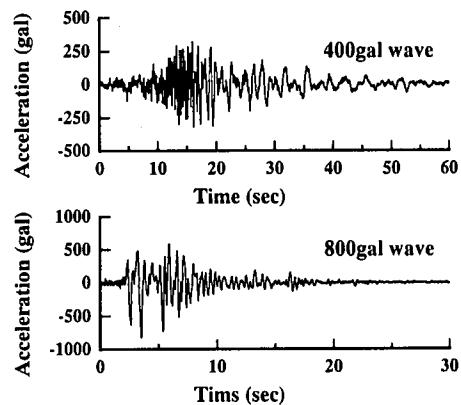


図-5 入力地震波

地震波を入力波として採用している。これらは、参考文献6)で採用されたものと等しい。加速度方向は橋軸直角方向である。

d) Case 区分

高さ7m、30mのRC橋脚に対してそれぞれ、400gal、800galの地震動を想定したCase-aからCase-dの4ケース(表-1)。

e) 使用材料及び断面寸法

材料強度は、コンクリートの圧縮強度 f_c が24MPa、補強筋の降伏強度 f_y が345MPaと各設計基準内で統一されているが、表-2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橋脚であっても、断面寸法は異なっている。

f) RC橋脚のモデル化

試設計されたRC橋脚は、それぞれ図-1に示すような格子モデルに離散化した。また、解析対象とした橋脚は、補強鉄筋が十分に配置され、曲げの影響が大きいことから、 t 値は極値を持たない結果となった。よって、 t 値は下限値として0.001の値を用いることとした。

(2) 各設計基準の特徴

ここで、簡単に4種類の国際的な耐震設計基準の特徴を記す。詳細は、それぞれの設計基準書を参照されたい²⁾。

JSCE: 弹性応答スペクトルを用い、エネルギー一定則により、応答スペクトルを低減させる。部材が要求される設計韌性率を満足しているか否か判定を行う。

Caltrans: 弹性応答スペクトルを用いる。部材の塑性変形によるエネルギー吸収の影響は、Z係数により評価される。Z係数は、地盤の特徴から得られる固有周期と部材の等価固有周期の比で与えられ、その最大値は3である。Z係数(Z=3)を、エネルギー一定則の考え方で換算した場合、韌性率5に相当する。鉄筋量に関する構造細目は、非常に厳しい。

Eurocode8: 弹性応答スペクトルを用いる。弹性応答ス

表-2 橋脚の諸元

	Case-a (7m 橋脚, 地震波 400gal)				Case-b (7m 橋脚, 地震波 800gal)			
	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS	JSCE	Caltrans	EC 8	NZS
断面積(cm ²)	180*180	150*150	200*200	150*150	200*200	300*300	300*300	240*240
主鉄筋	40-D51	112-D32	136-D29	40-D32	48-D51	136-D41	216-D38	88-D41
鉄筋比	2.50%	3.95%	2.18%	1.41%	2.43%	2.02%	2.74%	2.05%
帶鉄筋 (スター・ラップ)	4-D19	8-D16	12-D16	8-D13	4-D25	4-D19+ 6-D16	19-D19	10-D19
帶鉄筋比	0.42%	0.71%	0.79%	0.38%	1.01%	0.80%	0.91%	0.60%
N.S.C ^{*1}	4627kN	4824kN	7936kN	4507kN	11456kN	20709kN	20944kN	10608kN
固有周期(sec)	0.570	0.694	0.470	0.852	0.460	0.212	0.196	0.261
Case-c (30m 橋脚, 地震波 400gal)				Case-d (30m 橋脚, 地震波 800gal)				
断面積(cm ²)	240*240	250*250	250*250	210*210	280*280	250*250	350*350	300*300
主鉄筋	56-D51	60-D51	176-D32	48-D38	68-D51	112-D51	168-D51	168-D41
鉄筋比	1.97%	1.95%	2.24%	1.24%	1.76%	3.63%	2.78%	2.50%
帶鉄筋 (スター・ラップ)	3-D19	2-D22+ 4-D16	14-D16	10-D16	4-D22	8-D16	16-D25	16-D19
帶鉄筋比	0.18%	0.63%	0.74%	0.42%	0.28%	0.64%	0.93%	0.64%
N.S.C ^{*1}	4477kN	11231kN	11761kN	7914kN	7861kN	12075kN	29113kN	18945kN
固有周期(sec)	3.260	2.614	2.899	4.173	2.550	2.163	1.517	1.929

* 1 N.S.C : 塑性ヒンジ領域でのせん断耐荷力

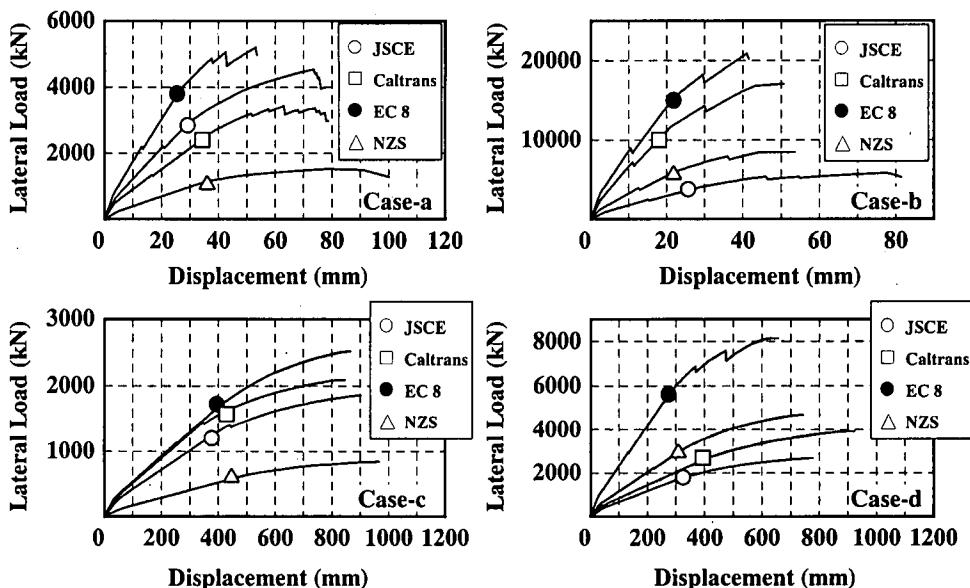


図-6 静的解析結果

ペクトルの低減係数として q 係数が用いられる。 q 係数は、橋脚の高さと幅の比などから求められ、その最大値は 3.5 である。 q 係数 ($q=3.5$) を、エネルギー一定則の考え方で換算した場合、韌性率 6.63 に相当する。全体的に安全側の設計コンセプトが採られている。

NZS ; 非弾性応答スペクトルを用いる。応答スペクトルは、部材の設計韌性率にあわせて選択される。地震時に鉛直方向の加速度も同時に受けることを想定する。設計断面力の計算では、P-Δ 効果を詳細に考慮する。

4. 解析結果

(1) 静的解析

静的解析は、橋脚頂部の変位制御により行った。アーチ要素は外力の作用点と支点とを結ぶように配置し、抜け出しの影響は考慮していない。なお、収束計算には修正 Newton-Raphson 法を用い、全自由度の不釣合力と等価節点力の比が 0.1% 以下となるまで収束計算を行うこととした。静的解析における等価節点力の定義は、

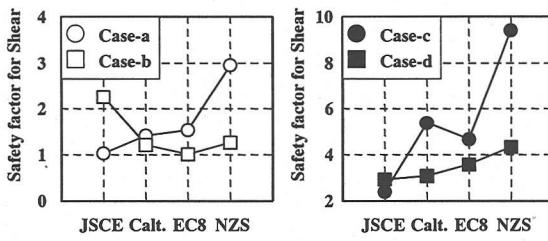


図-7せん断余裕度

$\int B^T \sigma dV$ で計算される内力とした。

(2) 静的解析結果

静的解析により得られた解析結果を、各 Case 毎に図-6 に示す。図中、プロット（○ □ ● △）の位置は、静的解析において、橋脚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 RC 橋脚の破壊モードは、全ての Case で曲げ破壊であった。なお、格子モデル解析により得られる曲げ耐力は、平面保持の仮定に基づく簡易式とほぼ等しい結果となる。

各 Case 毎に軸方向鉄筋の降伏変位を比較した結果、どの設計基準で試設計された RC 橋脚であっても、軸方向鉄筋降伏変位に大きな差はみられなかった。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 RC 橋脚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 RC 橋脚であっても、設計者の選択により断面の寸法が異なることがその要因として考えられる。

図-7 に、設計で期待される塑性ヒンジ領域でのせん断耐荷力を、数値解析により得られた曲げ耐荷力で除することで得られたせん断に対する余裕度を示す。Case-c, Case-d の RC 橋脚では、せん断に対する余裕度が、どの設計基準においても 2 を越えているのに対し、Case-a, Case-b の RC 橋脚は、せん断に対する余裕度がやや小さい結果となった。特に、JSCE Case-a, Eurocode 8 Case-b の RC 橋脚は、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く、せん断に対する余裕度が低い結果となった。

(3) 動的解析概要

図-8 に動的解析に用いた格子モデル図を示す。橋脚頂部に上部構造の重さ 7000kN を与え、橋脚の自重は、ランプトマスを用い、節点に振り分けている。なお、数値積分には Newmark の β 法を用い、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、橋脚自身の持つ特性を評価することを目的としているためであり、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に

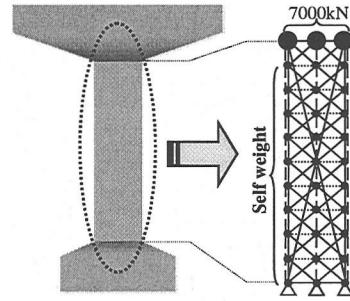


図-8 格子モデル図(動的解析)

ある。なお、地震波は直接橋脚の基部に与えた。収束計算には修正 Newton-Raphson 法を用い、全自由度の不釣合力と等価節点力の比が 0.1%以下となるまで収束計算を行うこととした。動的解析における等価節点力の定義は、慣性力や粘性力など、全ての内力和とした。

アーチ要素は、図-8 に示すように橋脚頂部と基部を結ぶように配置した。格子モデル構成要素の断面積を決定する t 値は、下限値を用いていることから、アーチ要素の貢献は少なく、地震時の橋脚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橋脚が高次モードで変形する場合は、アーチ要素の配置位置などを、さらに検討する必要があると思われる。

(4) 動的解析結果

図-9 に、格子モデルを用いた動的解析結果を示す。ここでは、橋脚頂部の変位と橋脚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。橋脚の変形挙動は、高さ 7m の橋脚はほぼ 1 次モードであるのに対し、高さ 30m の橋脚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橋脚は、他の結果と比較すれば、比較的変形が大きいことがわかる。これには、いくつかの理由を考えられるが、JSCE 及び NZS の設計基準は、韌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、韌性率を 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 の橋脚はほとんど変形していない。その理由として、Caltrans の設計基準では、材料の最大ひずみの規定はあるものの、部材の韌性率を直接的には考慮していないことや、最大地震加速度 800gal 程度の入力が想定されていないことから、400gal に対する要件を単調に拡大して試設計されているため、断面寸法も大きく、また鉄筋量も増加したのではないかと考えられる。

また、Eurocode 8 の設計基準においても、部材の韌性率を直接考慮していないことや、断面の終局モーメントを

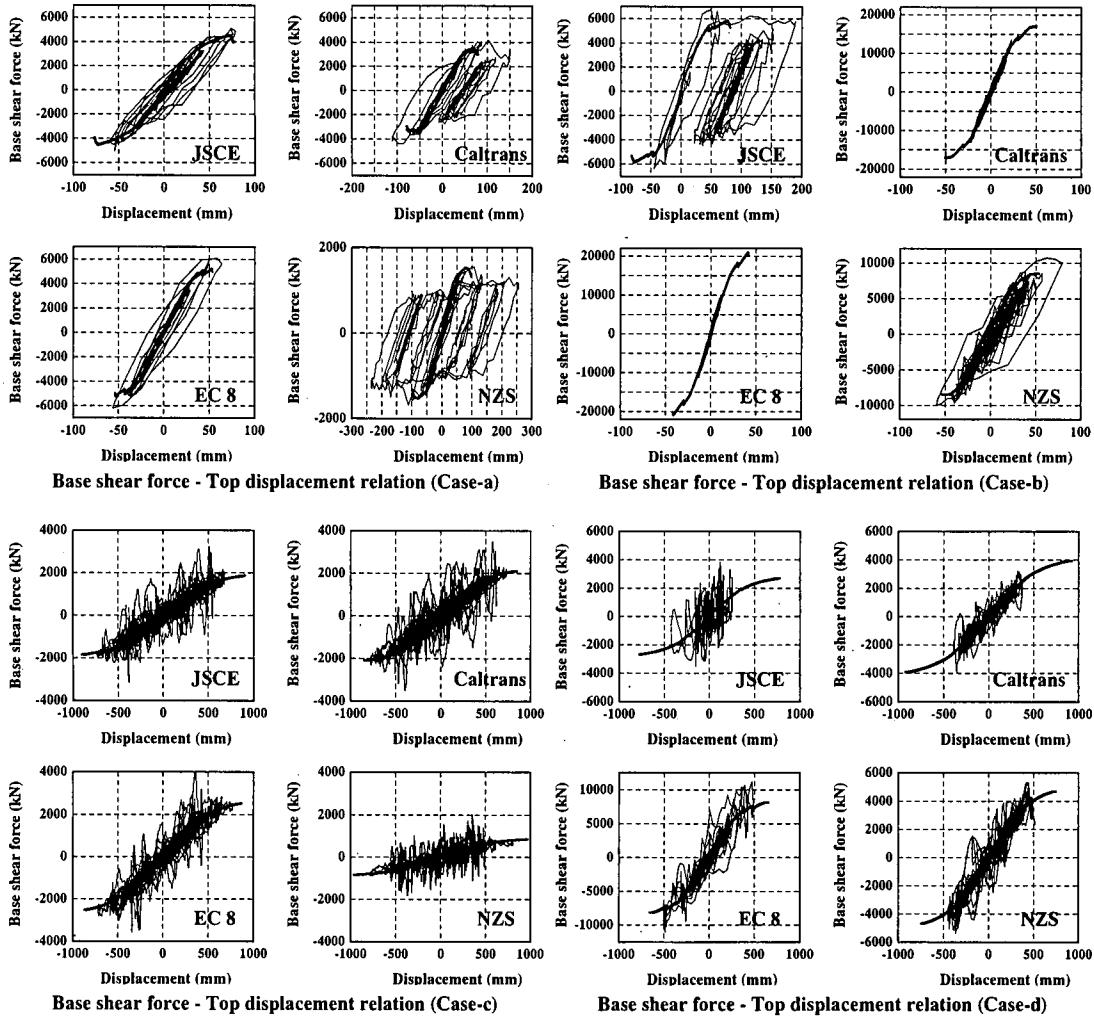


図-9 動的解析結果

算定する際に使用する材料係数を大きく設定するなど、常に安全側のコンセプトが採用されていることから、橋脚の剛性が高くなり、地震時の作用水平力は大きいものの、発生する変位量が小さくなつたと考えられる。

Case-c, d に対して試設計された橋脚は、その変形は高次モードではあるものの、最大応答変位は降伏変位附近と小さく、十分な耐震性能を有していると思われる。

(5) 有限要素法との比較

格子モデルによる動的解析が許容できる精度の解を与えることが可能か否か評価するために、格子モデルにより予測された静的解析、動的解析結果を他の有限要素法解析結果と比較した。比較対象とした有限要素法解析は、東京大学で開発された COM3^{⑥, ⑦}、及び名古屋大学の LECM^{⑧, ⑨}である。比較は、静的解析により予測された降伏変位、終局変位及び最大耐荷力と、動的解析による最

大応答変位の各項目で行った。図-10 に、格子モデル解析により予測された値を 1 とした時の、2 つの有限要素法による解析結果の割合を示す。なお、時刻歴応答など、3 種の解析結果の比較図は、参考文献 6) を参照されたい。

a) 降伏変位 (図-10(a))

格子モデル解析では部材の降伏変位を、橋脚基部の軸方向鉄筋が最初に降伏する変位として定めた。なお、軸方向鉄筋の抜け出しが考慮していない。

COM3 と比較すれば、格子モデル解析により予測された降伏変位は、最大でも 20%程度以内の誤差に収まっており、良い一致を示した。全体的に COM3 の降伏変位は格子モデル解析の降伏変位と比較して小さいが、これは COM3 では、かぶりコンクリート部のひび割れ幅、及びひび割れ方向により軸方向鉄筋の降伏強度を変化させる鉄筋モデル^⑩を用いているからであると思われる。

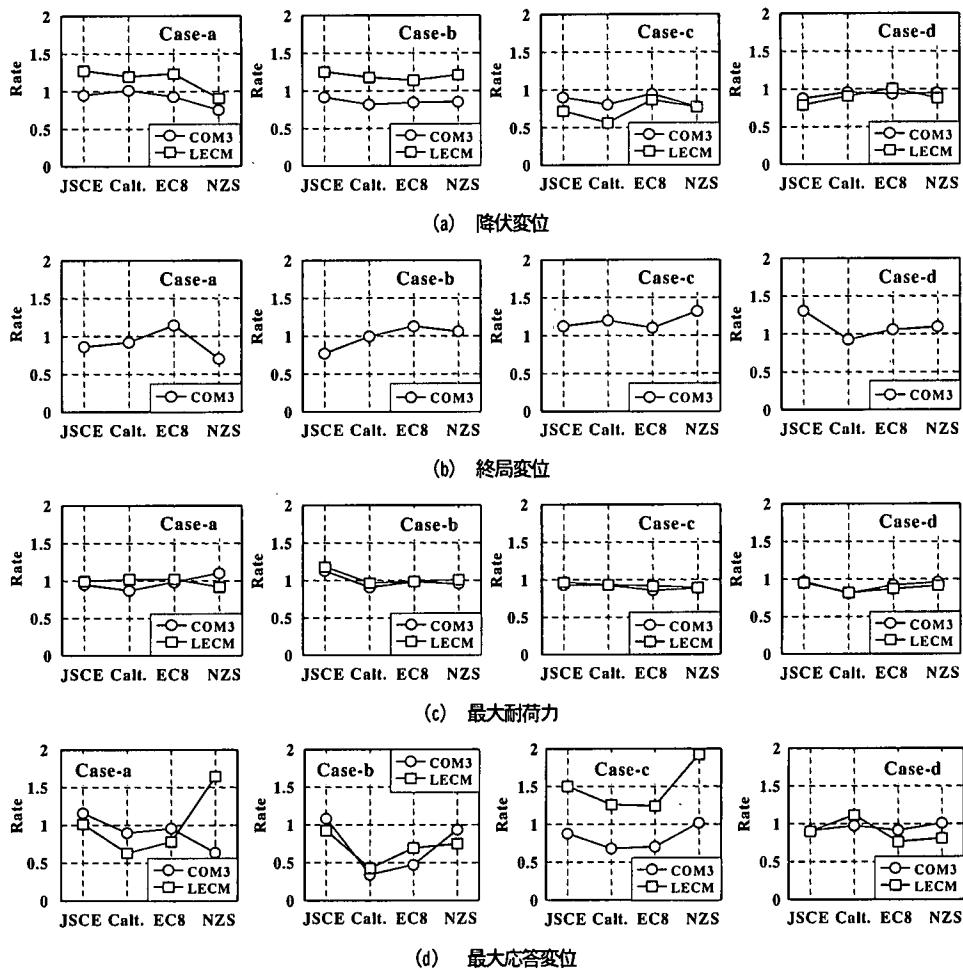


図-10 有限要素法との比較

b) 終局変位 (図-10(b))

終局変位を厳密に評価することは困難であるが、本研究では、終局変位を圧縮縁コンクリートが圧壊した時、もしくは、数値解析上で収斂が得られなくなった変位と定義した。後者の定義は本質的ではないとも考えられるが、ここでは一つの目安としてこのような手法を用いている。比較は、解析値が示されている COM3 とのみ行った。16 ケース中で 3 ケース (NZS Case-a, NZS Case-c, JSCE Case-d) ほど差異がみられるが、ほぼ一致していることが確認できる。

c) 最大耐荷力 (図-10(c))

解析対象の破壊モードは曲げ破壊であり、最大耐荷力は軸方向鉄筋の強度に大きく支配されることから、格子モデル解析においても、他の有限要素法と同様な結果を予測し得ている。

d) 最大応答変位 (図-10(d))

Case-a では、格子モデル解析は COM3 の解析結果とほ

ぼ同様な最大応答変位値を予測することが認められる。しかし、NZS の結果に関しては、3 手法で予測された値には多少の差があり、格子モデル解析は COM3, LECM により予測される値のほぼ中間を予測している。

Case-b では、Caltrans, Eurocode8 を除けば、格子モデル解析は他の有限要素法とほぼ同様な値を予測可能であることが分かる。Caltrans, Eurocode8 において、格子モデル解析が、有限要素法解析と比較して最大応答変位を大きく評価した理由として以下のことが考えられる。格子モデル解析では、材料の一軸応力-ひずみ関係に、簡易な履歴挙動を採用している。このため、地震時の変形が、降伏変位以内におさまる Case-b の Caltrans, Eurocode8 の場合には、コンクリートによるエネルギー吸収を過小評価する結果となり、その結果、最大応答変位を過大評価したものと考えられる。そこで、コンクリート材料の履歴挙動は変化せず、減衰比を 5%とした場合の Caltrans, Eurocode8 の動的解析を行った。図-11 に格子モデルによ

表-3 解析結果

	Case-a (7m 橋脚, 地震波 400gal)				Case-b (7m 橋脚, 地震波 800gal)			
	JSCE	Caltrans	EC8	NZS	JSCE	Caltrans	EC8	NZS
降伏変位	29.2	34.8	25.0	37.0	27.0	19.2	21.0	22.5
終局変位	75.0	79.0	55.0	100.0	81.5	50.5	41.5	53.5
最大荷重	4508kN	3430kN	5190kN	1530kN	5084kN	17097kN	20820kN	8443kN
最大変位.1	79.1	150.7	64.2	255.6	189.3	23.5	14.4	80.1
最大変位.2 ^{*1}	58.1	106.0	45.3	163.0	88.6	16.6	8.4	48.1
最大変位.3 ^{*2}	203.0	160.0	82.2	491.0	315.0	28.6	19.2	99.5
α (rate) ^{*3}	2.71(1.00)	4.33(1.00)	2.57(1.00)	6.91(1.00)	7.01(1.00)	1.22(1.00)	0.69(1.00)	3.56(1.00)
α 1 (rate) ^{*4}	1.98(0.73)	3.04(0.70)	1.81(0.71)	4.41(0.64)	3.28(0.47)	0.86(0.71)	0.40(0.58)	2.14(0.60)
α 2 (rate) ^{*5}	6.95(2.57)	4.60(1.06)	3.29(1.28)	13.27(1.92)	11.67(1.66)	1.49(1.22)	0.91(1.32)	4.42(1.24)
Case-c (30m 橋脚, 地震波 400gal)				Case-d (30m 橋脚, 地震波 800gal)				
JSCE	Caltrans	EC8	NZS	JSCE	Caltrans	EC8	NZS	
降伏変位	389.0	410.0	370.0	453.0	331.0	397.0	278.0	317.0
終局変位	900.0	845.0	864.0	965.0	775.0	920.0	654.0	742.0
最大荷重	1864kN	2093kN	2519kN	842kN	2680kN	3915kN	8150kN	4380kN
最大変位.1	732.4	778.2	765.2	806.6	422.5	389.8	497.8	518.3
α *3	1.88	1.90	2.02	1.78	1.28	0.98	1.79	1.63

*1 0.7*地震波での最大応答変位

*2 1.3*地震波での最大変位応答

*3 最大変位.1/降伏変位

*4 最大変位.2/降伏変位 (α 1/ α)*5 最大変位.3/降伏変位 (α 2/ α)

unit (mm)

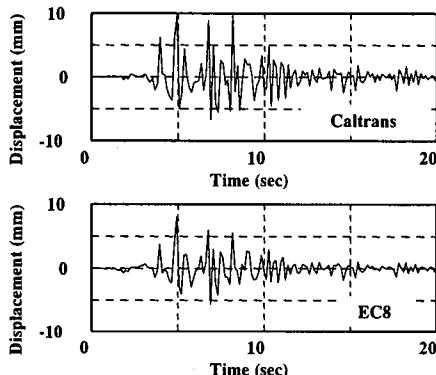


図-11 時刻歴変位応答 (Case-b, 減衰比 5%)

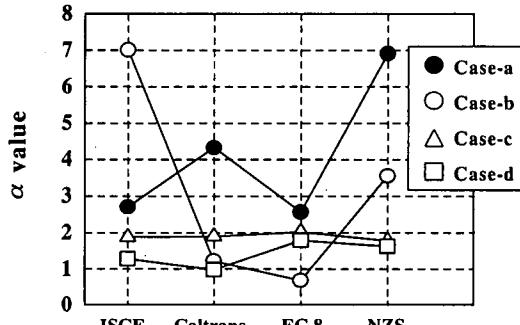


図-12 応答韌性率

る時刻歴変位応答解析結果を示す。5%の減衰比を用いた場合の最大応答変位は、それぞれ Caltrans で 10mm, Eurocode8 で 8mm という結果となり、0%の減衰比を用いた最大応答変位と比較すれば、これらの値はそれぞれ、約 65%, 58%程度、最大応答変位が小さくなる結果となった。また、これらの最大応答変位の値は、他の有限要素解析により予測された値とほぼ一致している。格子モデル解析、また、他の有限要素解析が正しいものとし、この解析結果からのみ考察を行えば、塑性変形が卓越しない Case-b の Caltrans, Eurocode8 の RC 橋脚の場合、コンクリートの応力履歴によるエネルギー吸収は、減衰比 5%に相当するものと考えられる。なお、他の Case においては、軸方向鉄筋が降伏し、鉄筋によるエネルギー吸収

がコンクリートよりも大きいことから、最大応答変位値に大きな差が見られないものと考えられる。

Case-c では、LECM との差が大きいが、COM3 とは比較的良い一致を示した。また、Case-d では、格子モデル解析が有限要素法と比較して、ほぼ同等な最大応答変位を予測することが確認された。

以上より、格子モデル解析は、試設計された 16 体の RC 橋脚の最大応答変位値、最大耐荷力などを、他の有限要素法解析結果と比較して、約 20%の誤差の範囲内で予測可能なことが認められた。以上より、格子モデル解析は、動的解析においても、曲げが卓越する場合においては、許容できる精度で地震時の最大応答変位などを予測することが可能であると考えられる。

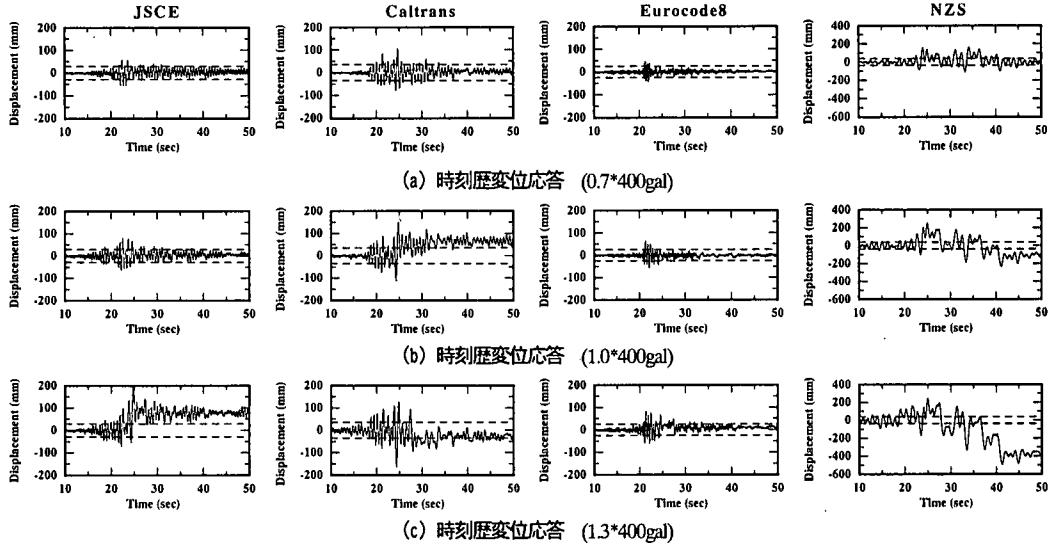


図-13 仮想地震波に対する時刻歴変位応答 (Case-a)

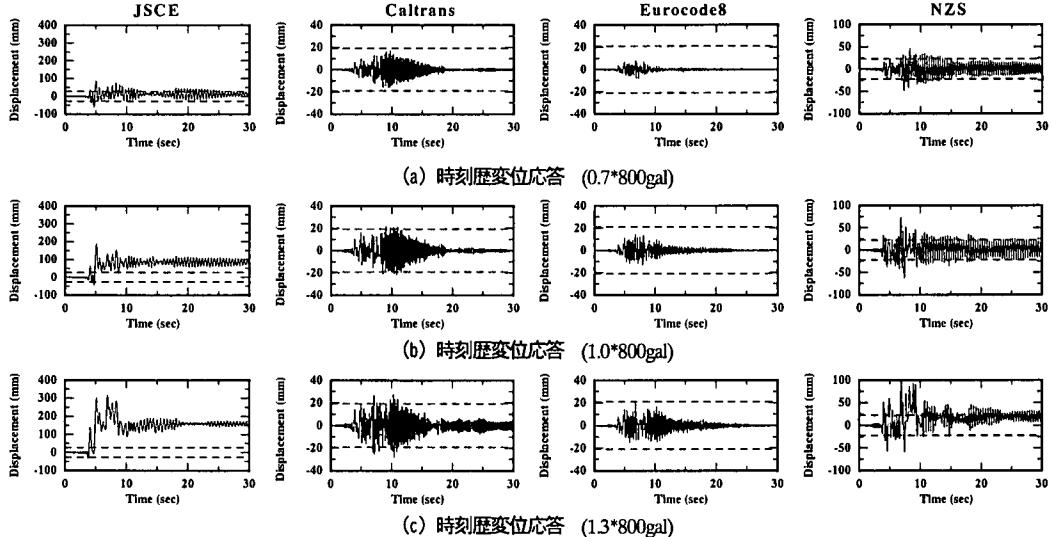


図-14 仮想地震波に対する時刻歴変位応答 (Case-b)

(6) 応答塑性率

図-12 には、動的解析により得られた最大応答変位を、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 α （応答塑性率）が各設計基準に対し示されている。また、表-3にそれらの値を示と共に、本解析により得られた解析結果の諸量をまとめた。

図-12 からは、どの設計基準で試設計された橋脚であっても、Case-a の RC 橋脚は降伏変位に対して比較的大きく変形する結果が見受けられる。特に、JSCE, NZS で試設計された RC 橋脚は、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塑

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 RC 橋脚は、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 RC 橋脚は、補強筋量が多く、降伏変位を基準にすると変形が小さい結果となった。

5. 仮想地震波に対する応答

Case-a, Case-b の 8 本の RC 橋脚は、それぞれ 400gal, 800gal の地震荷重条件に対して試設計されている。本節

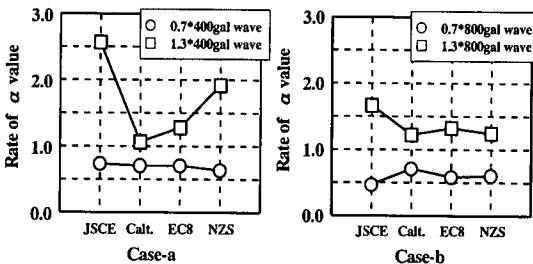


図-15 応答韌性率の比較

では、試設計された RC 橋脚に対し想定される地震波の 0.7 倍、1.3 倍の仮想地震波が作用した場合の応答を数値実験により評価し、解析結果に基づき、1.0 倍の地震波作用時の応答韌性率、残留変位との比較、考察を行った。

Case-a で試設計された RC 橋脚に、それぞれ 0.7*400gal, 1.0*400gal, 1.3*400gal の地震波を作用させた場合における時刻歴変位応答の比較を図-13 に示す。図には、波線で、静的解析により得られた降伏変位が併せて示されている。1.0*400gal の地震波を入力した場合、JSCE で試設計された RC 橋脚よりも Caltrans で試設計された RC 橋脚の方が、最大応答変位が大きいのに対し、1.3*400gal の地震波を入力した場合、その挙動が逆転する結果となった。また、Caltrans, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚は、1.3*400gal の地震波を入力した場合においても、最大応答変位が 1.0*400gal の地震波入力時とさほど変化しないのに対し、JSCE, NZS で試設計された RC 橋脚では、最大応答変位に大きな変化がみられた。

Case-b で試設計された RC 橋脚に、それぞれ 0.7*800gal, 1.0*800gal, 1.3*800gal の地震波を作用させた場合における時刻歴変位応答の比較を図-14 に示す。Case-b の場合、Caltrans, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚は、どの地震波を入力した際も、最大応答変位がほぼ降伏変位以内に収まり、地震後のゆれも比較的早く収まっている。一方、JSCE、により試設計された RC 橋脚は、1.3*800gal の地震波入力時に変形が非常に大きくなる結果となった。

(1) 応答韌性率の比較

図-15 に応答韌性率の比較を示す。図には、1.0*400gal, 1.0*800gal の地震波を入力した際の応答韌性率を 1 とした時に対する 0.7 倍、1.3 倍の地震波を入力した際の応答韌性率の比率がそれぞれ示されている。また、表-3 にそれらの値をまとめている。

変形を許容する JSCE, NZS により試設計された RC 橋脚は、Case-a の場合、1.3*400gal の地震波に対し約 2 倍から 2.5 倍程度、最大変位が増大する結果が得られた。その理由として、特に JSCE, Case-a の RC 橋脚は、変形を許容していることに加えて、せん断に対する余裕度が低かったことが考えられる。一方、Caltrans, Case-a の RC 橋

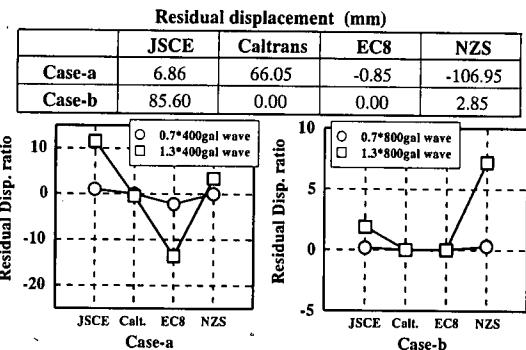


図-16 残留変位の比較

脚は、1.3 倍の地震波が作用したにも拘らず、最大変位にほとんど変化はみられなかった。

Case-b においては、1.3*800gal の地震波を作用させた場合、JSCE を除けば、変化させた倍率と同程度の変化が最大変位の値にみられた。JSCE, Case-b の RC 橋脚は、1.0*800gal の地震波作用時においても、他の Code と比較して、88.6mm と比較的大きな変形が生じていることから、1.3*800gal の地震波が作用した場合、さらに大きな変形が生じたものと考えられる。なお、0.7*800gal の地震作用時では、最大応答変位の値が 50~60% に減少する結果となつた。

以上から、JSCE, NZS では、変形を許容し、想定される地震波に対しては十分な耐震性能を有するものの、特に 400gal の地震波に対し試設計された RC 橋脚では、想定される以上の地震波が作用した場合、大きな塑性変形が生ずる傾向が見受けられ、曲げ降伏後、せん断破壊する可能性があると考えられる。一方、Caltrans, Eurocode8 により試設計された RC 橋脚は、破壊を許さず、常に安全側の設計コンセプトが採られていることもあり、想定される以上の地震波が作用したとしても、塑性変形はそれほど大きくならない傾向が見受けられた。

(2) 残留変位の比較

本研究では残留変位を、入力加速度がほぼゼロとなり、かつ RC 橋脚のゆれが十分収束したとみなされる 50 秒軸を通じる波の最大、最小振幅の平均変位を残留変位と定め、その値を評価した。図-16 に Case-a (1.0*400gal), Case-b (1.0*800gal) で得られた残留変位の値を示すと共に、それらの値を 1 とした時、0.7 倍、1.3 倍の地震波を作用させて得られた残留変位の比率を示す。

Case-a, 1.0*400gal の地震波に対しては、NZS により試設計された RC 橋脚で、106.95mm 程度の残留変位が発生する結果となった。一方、JSCE で試設計された RC 橋脚は、Case-a の場合残留変位は小さいものの、Case-b では 4 体の RC 橋脚の中で最大の残留変位が発生する結果とな

った。

Case-a の RC 橋脚に、 $1.3 \times 400\text{gal}$ の地震波を入力した場合、JSCE, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚は、比較的大きな倍率の残留変位が発生する結果が得られた。しかし、これらの場合でも、絶対値としてはそれほど大きくなく、むしろ、NZS で試設計された RC 橋脚の場合、391mm 程度と他と比較して相当に大きな残留変位が発生する結果となった。なお、 $0.7 \times 400\text{gal}$ の地震波を入力した場合は、どの RC 橋脚においても、残留変位がほとんど発生しない結果となった。

Case-b の RC 橋脚に、 $1.3 \times 800\text{gal}$ の地震波を入力した場合、もっとも大きな残留変位が発生した RC 橋脚は、JSCE で試設計された RC 橋脚であり、その値は $1.0 \times 800\text{gal}$ と比較して約 2 倍程度となった。また、Caltrans, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚は、1.3 倍した地震波を入力した際にも、残留変位がほとんど発生しない結果となった。

6. 結論

本研究では、格子モデルを用いて、各耐震設計基準で試設計された RC 橋脚の静的解析、及び非線形動的解析を行うと共に、仮想地震波に対する応答を解析的に評価した。また、得られた解析結果を、東京大学の COM3、名古屋大学の LECM の解析結果と比較した。その結果、以下の 2 点については、参考文献 6) と同様の結論を得た。

(1) 静的解析の結果、Case-a に対する JSCE, Case-b に対する Eurocode8 の試設計結果は、せん断に対する余裕度が低い結果となった。

(2) 動的解析の結果、Case-b, d に対する Caltrans, Eurocode8 の試設計結果は、補強筋量が非常に大きく、地震時の変形が小さい結果となった。また、どの耐震設計基準を用いた場合でも、Case-a の RC 橋脚は降伏変位に対して、大きく変形するという結果となり、JSCE の Case-b, NZS の Case-a の試設計結果は、変形を大きく許容していることから、他の Code と比較して、地震時に大きく変形する結果となった。

さらに、本論文において以下の知見を得た。

(3) 東京大学 COM3、名古屋大学 LECM による静的解析結果と、格子モデル解析により得られた結果を、部材の降伏変位、終局変位、最大耐荷力の 3 点で比較した結果、本研究で解析対象とした曲げ変形が卓越する RC 橋脚の場合においては、格子モデル解析が、他の有限要素法解析と同様な結果を予測することが確認された。また、格子モデルを動的解析に適用することで予測された最大応答変位は、Case-a の NZS, Case-b の Caltrans, Eurocode8 を除けば、COM3 と比較して、約 20% の誤差の範囲内で予測可能なことが認められた。なお、Case-c では、3 手法

による解析結果に、多少の差異が認められた。

(4) 格子モデル解析では、簡易な応力-ひずみ関係を用いている。その結果、特に最大応答変位が軸方向鉄筋降伏変位以内に収まる Case-b の Caltrans, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚の場合、コンクリートによるエネルギー一吸収を過小評価したため、最大応答変位を過大評価する傾向が認められることから、このような場合には、材料の履歴挙動を正しくモデル化する必要があることが示された。

(5) 試設計で想定される地震波の 1.3 倍を入力した場合、JSCE, NZS で試設計された RC 橋脚は、変形を許容する設計コンセプトも手伝って、比較的大きな塑性変形が生ずる結果となった。一方 Caltrans, Eurocode8 で試設計された RC 橋脚は、1.3 倍の地震波を入力した場合であっても、塑性変形の大きさにさほど変化は見られなかった。

(6) 本研究で示した格子モデルによる非線形動的解析手法は、アーチ作用が部材の耐荷機構にさほど貢献しない場合に、その適用範囲を限定するものである。これは、部材の変形に、複数の振動モードが混在した場合、部材内にアーチ機構がどのように形成されるかが定かではなく、解析モデル中にアーチ要素を正確に配置することが困難なためである。この理由により、地震時の変形が一次であれば、せん断破壊する部材にも格子モデルの適用が可能と考えられるが、そうでない場合、せん断破壊へと適用していくためには、さらなる検討が必要となる。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 田辺忠顯: 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, No.508/V-26, pp.79-88, 1995.2.
- 2) Tanabe, T. (Ed): Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Elsevier, Volume1, 1999.4.
- 3) 伊藤 瞳, 二羽淳一郎, 田辺忠顯: 格子モデルによる RC 橋脚の繰り返し強度-変形解析, コンクリート工学年次論文報告集, No.21, Vol.3, pp.439-444, 1999.7.
- 4) 伊藤 瞳, 二羽淳一郎, 田辺忠顯: 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, No.641/V-46, pp.253-262, 2000.2.
- 5) Rokugo, K., Iwase, M., Suzuki, T. and Koyanagi, W.: Testing method to determine tensile softening curve and fracture energy of concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy, Balkema, pp.153-163, 1989.
- 6) Tanabe, T. (Ed): Comparative Performances of

- Seismic Design Codes for Concrete Structures, Elsevier, Volume2, 2000.
- 7) 土屋智史, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衡, 前川宏一: 常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.131-143, 1999.11.
- 8) Kongkeo, P., 木全博聖, 石川靖晃, 田辺忠顧: 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, V-19,
- 9) Salem, H. and Maekawa, K.: Spatially Averaged Tensile Mechanics for Cracked Concrete and Reinforcement under High In-elastic Range, J. Materials, Concrete Structures, Pavements, JSCE, No. 613/V-42, pp.277-293, 1999.2.

(2000.5.17受付)

NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PIERS BASED ON LATTICE MODEL

Atsushi ITOH, Junichiro NIWA and Tada-aki TANABE

The nonlinear dynamic analysis was carried out by extending the lattice model analysis. The purpose of this study is to simply estimate the behavior of reinforced concrete piers subjected to seismic loading. The targets of the analysis are the reinforced concrete piers designed by 4 major international seismic design codes. The nonlinear static and dynamic analyses were performed. The analytical results on the maximum displacement response and maximum capacity obtained by the lattice model were compared with those by finite element analyses. As the result, the prediction according to the lattice model was confirmed to be equivalent to that by FEM. Finally, the virtual seismic wave was input, and the mechanical behavior of designed RC piers was evaluated.