

ラーメン構造物の地震応答評価に及ぼす軸力変動の影響

Seismic performance Evaluations of Framed Structures under the Axial Force Effects

佐藤伸*, 河野健二**, 木村至伸***

Shin Sato, Kenji Kawano, Yukinobu Kimura

*博(工), 新構造技術株, 北陸支店設計部 (〒951-8067 新潟県新潟市本町通 7 番町 1153)

** 工博 鹿児島大学教授, 工学部海洋土木学科 (〒890-0065 鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40)

***博(工) 鹿児島大学助手, 工学部海洋土木学科 (〒890-0065 鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40)

For the civil engineering structure of framed structures, it is important to clarify the combined effects of axial forces and bending moments to severe seismic motions. In the present study, the seismic performance evaluations are carried out using the seismic response energy due to the seismic motions. The influences with respect to the axial force are caused for the response quantities as well as the energy distribution. It is shown that coupling effects of the bending moment and the axial force give important role on the seismic response evaluations of framed structures.

Key Words: Nonlinear seismic response analysis, Axial force effect, Energy response

キーワード: 非線形地震応答解析, 軸力変動, エネルギー応答

1. はじめに

ラーメン橋や門型ラーメン橋脚等の不静定構造物は外力によって面内方向へ変形すると転倒モーメントが発生し, それに伴い部材に発生する軸力は死荷重状態から転倒モーメントの影響を受け変化する. 地震動のように正負交番に荷重が作用すれば, それと共に常に部材の軸力もそれに伴い変化することになる. 一方, 鉄筋コンクリート部材 (以降, RC 部材) の軸力と曲げ耐力の関係は紡錘型の相関曲線によって表されることから, 地震時には時々刻々と降伏耐力等が変化していることになる. このことから非線形地震応答時に軸力が変化する部材の曲げ耐力を評価するには軸力の影響を適切に考慮することが重要であり, 特に性能照査型耐震設計を行う場合には軸力の影響による耐力の評価は重要な要素と考えられる.

軸力変動を考慮した RC 構造物の研究はアーチ橋をモデルとしたものが多く, これまでに様々な研究が行われている. 1 例としては, 畑ら¹⁾は軸力変動モデルとしてファイバーモデル, 軸力変動を考慮しないモデルとして武田モデルを用いて両モデルの非線形地震応答を比較した. その結果, 降伏ヒンジ発生位置は概略同じ傾向を示すが, 軸力を考慮する場合としない場合でその応答性状が異なり, 特にアーチスプリング部の曲げモーメント応答に違いが生じることを示した. その他の例としては緒方ら²⁾の多層 RC ラーメン橋脚, 大塚ら³⁾の PC 斜張橋などがあり, 著者らも PC 斜型ラーメン橋を用いて研究を行った⁴⁾. しかしながら, それらの研究の多くは部材非線形性に軸力変動の

影響を考慮したモデル (以降, 軸力変動モデル) と部材非線形性に軸力変動を考慮しないモデル (以降, 軸力一定モデル) を用いた場合, 地震応答変位や応答加速度には僅かしか変化が生じないものの, 残留変位, 柱端部の応答曲げモーメントあるいは着目部材の状態 (例えば, ひび割れ, 降伏等) に相違があると言った応答解析から得られた結果を考察したものが多く, なぜ軸力変動がそのような応答の違いを引き起こすのか論じたものは著者らの調べるところ見当たらない.

RC 部材を力学モデルに置き換える場合, 復元力モデルが多く用いられている. 復元力モデルに軸力変動の影響を考慮すると, 軸力と曲げ耐力の関係から軸力によって降伏耐力等が変化する. よって, 時々刻々と軸力が変化すれば降伏耐力等が変化し, 骨格曲線も変化するようになる. 骨格曲線が変化すれば部材のエネルギー吸収容量も変化する. ことから, 軸力変動モデルと軸力一定モデルでは同じ部材でも異なるエネルギー吸収量となることが考えられる.

本研究では, 強震動下でのラーメン構造物の応答についてエネルギー評価を用い軸力変動の影響について検討する. 地震動から受ける総エネルギー入力, 構造物が吸収可能な減衰エネルギーおよび弾性・塑性歪エネルギーの合計とつり合い関係にある. これを軸力変動の伴うラーメン構造物に適用すれば, 軸力変動モデルは軸力によって骨格曲線が変化しそれに派生して履歴ループも変化する. ことから軸力一定モデルとは異なるエネルギー吸収を示すことになる. 軸力変動モデルは軸力が変動することにより降伏耐力が変化する. ことから両モデルで等価なエネルギー

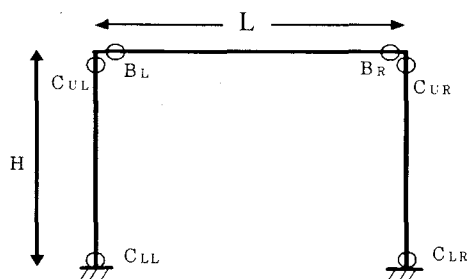


図-1 解析モデル

を消費する場合には、ループの面積は等しくなるが塑性率が軸力変動モデルと軸力一定モデルでは異なる。それが原因となり構造物の瞬間周期も両者で異なりエネルギー入力量が変化しこれらの現象が要因で応答値が変化することと考えられる。本研究では単純なラーメン構造モデルを用いて地震応答解析を実施し、地震応答評価に及ぼす軸力変動の影響について検討し、軸力変動の影響を考慮することの重要性について示す。

2. 解析モデルとその概要

2.1 解析モデルの設定

RC ラーメン構造物の地震応答評価に及ぼす軸力変動の影響を調べることを目的とすることから、軸力変動の影響が現れ易いできるだけ単純なモデルを用いるものとする。解析モデルを図-1に示す。このような構造の場合、右方向へ静的に荷重が加わると構造全体に転倒モーメントが発生し、それにより右側の柱は圧縮力を受け左側の柱は逆に引張力が生じる。地震動は基礎から入力されるが、構造物が地震動により正負交番繰り返して荷重を受けると柱部材は圧縮力および引張力を交互に変化することになる。

この構造物が地震力を受けた場合、柱上下端部および梁端部で曲げモーメントが最大となる。よって、部材非線形性は柱上下端部および梁端部塑性ヒンジ位置に $M-\phi$ 関係を与え、その他の部材は弾性体とする。塑性ヒンジ長は平成14年3月道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾（以降H14道示V）に従い、式(1)により算出した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (1)$$

ここに、 L_p は塑性ヒンジ長、 h は柱に対しては橋脚基部から梁の軸線までの高さの1/2、梁に対しては一方の柱の中心から他方の柱の中心までの1/2の距離、 D は断面高さを表す。ただし、塑性ヒンジ長は $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ とする。また、解析精度を確保するため、柱材を柱幅程度に分割（4～7分割）し、梁材を8分割する。各部材の減衰定数は $h=0.02$ とした。

部材の骨格曲線は、バイリニア型とする。通常、RC 構造物の場合、ひび割れ、降伏及び終局を結ぶトリリニア型としてモデル化を行うが、H14道示Vにも記述があるが、バイリニア型でも十分な精度でRC部材の非線形性を表現できるからである。川島ら⁶⁾の研究で、鉄筋コンクリートラーメン構造の地震時保有水平耐力と変形性能について

表-1 解析モデル概要

(a) 解析モデルの諸数値

Aspect Ratio H/L	Dead Load Rd (kN)	Area A (m ²)	Moment of Inertia of Area I (m ⁴)	First Natural Period T (sec)
0.5 (5m/10m)	10000	4.0	0.3	0.178
1.0 (10m/10m)	10000	4.0	0.3	0.469
1.5 (15m/10m)	10000	9.0	1.0	0.471
2.0 (20m/10m)	10000	9.0	1.0	0.726

(b) 死荷重時の降伏曲率

Aspect Ratio H/L	Yielding Curvature (ϕ_y) (1/m)	
	Column	Beam
0.5 (5m/10m)	1.845×10^{-3}	1.603×10^{-3}
1.0 (10m/10m)	1.845×10^{-3}	1.512×10^{-3}
1.5 (15m/10m)	1.241×10^{-3}	1.062×10^{-3}
2.0 (20m/10m)	1.241×10^{-3}	1.056×10^{-3}

実験と解析との比較を行う際に、解析モデルで軸力変動を考慮した非線形履歴モデルを用いてモデル化の合理性を証明している。これにより、設計実務でも多く用いられ、モデル化が簡単で解析速度も速い非線形履歴モデルを用いても軸力変動の影響を考慮するのに十分に優位性はあるものと考えられる。以上のことから本研究に用いる非線形履歴モデルは軸力変動型バイリニアモデル（軸力変動モデル）とする。比較のため、軸力変動が地震応答評価にどのような影響を与えるのか軸力変動を考慮しないモデル（軸力一定モデル）についてもモデル化し検討する。

研究に用いるパラメータはラーメン構造の軸力変動は柱高さ（H）および梁の支間長（L）によって変動幅が大きく変化することから、柱高さ（H）と梁の支間長（L）の比（アスペクト比）を与える。アスペクト比は0.5～2.0まで0.5ずつ変化させたモデルを用いてその影響を調べる。与える質量は、土木構造物として考えられる範囲の大きさとし、死荷重（Rd）を $Rd=10MN$ とする。この時、質量は梁部節点に総質量が $Rd=10MN$ となるように、1節点当たりの質量を1/9として集中質量を与え梁部に付加する。各解析モデルの概要を表-1に示す。

2.1 部材非線形性

本研究に用いる非線形履歴モデルは、図-2に示す最大点指向型バイリニアモデル（Cloughモデル）⁷⁾とする。モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルであり、弾塑性剛性比は0である。これは部材の降伏点以降は曲げモーメントは一定で、曲率のみが増大する特徴がある。また、部材非線形性に軸力変動の影響を考慮した場合と考慮しない場合で地震応答評価にどのような差異が現れるのかを検討するため、軸力変動によって降伏耐力が変化するモデルと、変化しないモデルの2つを用いる。ただし、履歴ルールは両者とも変わらず、軸力変動を考慮できるか否かの違いである。

軸力変動モデルでは初期剛性が与えられ、その剛性勾配に従ってM-N 相関曲線から降伏曲げモーメントを算出し、それから降伏回転角を算出する手順となる。この時、降伏曲げモーメントは軸力によって変化することから図-3に示すM-N 相関曲線を定義し、部材に発生する軸力によっ

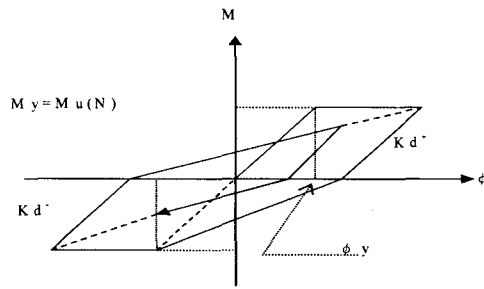


図-2 バイリニア型復元力モデル

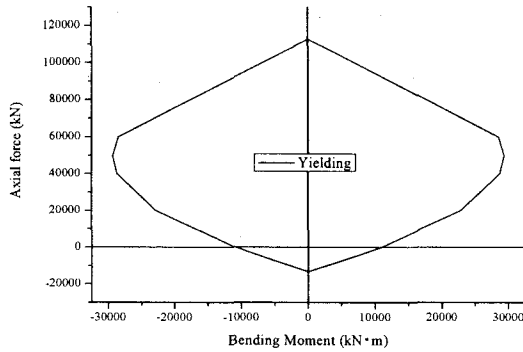


図-3 M-N 相関曲線

て降伏耐力を逐次変化させるものとする。

軸力変動を考慮しないモデルについては死荷重時の断面力による降伏曲げモーメントおよび降伏曲率とする。また、降伏曲げモーメントとは引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメントと定義する。最大点指向型バイリニアモデルの復元力特性は降伏、降伏後の除荷時剛性低下と荷重反転後に経験最大点変位を指向する性質がある。よって、除荷時の剛性低下率 K_d を設定する必要がある。本研究では最大点指向型バイリニアモデル (Clough モデル) 式 (2) により除荷剛性を定義する。

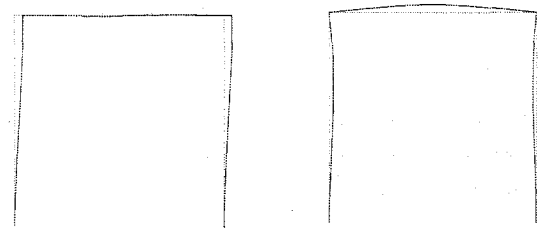
$$K_d = K_1 \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \right|^\alpha \quad (2)$$

ここで、 K_1 は初期剛性、 $\phi_{\max}$ はこれまでに経験した最大応答曲率、 ϕ_y は降伏曲率及び α は除荷時剛性低下指数で本研究では 0.3 とした。

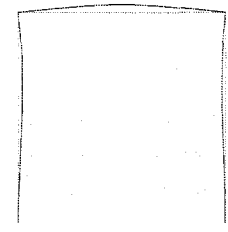
骨格曲線の履歴ルールは基本的には前項に示したルールに従うが、軸力変動に伴う骨格曲線の変動、ならびにそのことから派生する履歴ルールについては別途追加する必要がある。始めに、降伏曲げモーメントを求める際には M-N 相関曲線により軸力に対する降伏曲げモーメントを求める。この時、初期剛性および降伏後の剛性は軸力の影響がないものと仮定し、 ϕ_y を算出する。

2.3 固有値解析

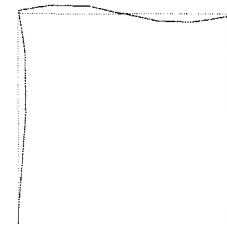
前節で設定した解析モデルの振動特性を把握するため固有値解析を行った。この場合、固有値解析は後述する運動方程式 (3) の質量マトリクスと剛性マトリクスを用いて行う。ただし、剛性マトリクスに考慮される非線形要素は全て線形とする。固有値の計算方法はサブスペース法を



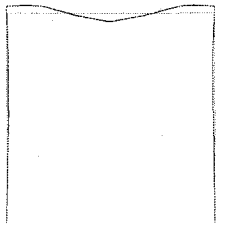
(a) 1次モード



(b) 2次モード



(c) 3次モード



(d) 4次モード

図-4 主要な固有振動モード図

表-2 固有値解析結果 (H/L=1.0)

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数		
			面内方向 (X)	鉛直方向 (Y)	面外方向 (Z)
1	2.130	0.469	31.89	0.00	0.00
2	8.476	0.118	0.00	26.48	0.00
3	20.389	0.049	1.58	0.00	0.00
4	33.905	0.029	0.00	16.41	0.00
5	44.113	0.023	0.00	0.61	0.00

用いて 1 次から 5 次までの固有値を求めた。固有モードの 1 例として 1 次から 4 次までの H/L=1.0 モデルの固有モードを図 4 に示す。また、固有値解析から得られた固有振動数、固有周期及び刺激係数を表 2 に示す。ここで、各方向成分の変形モードは刺激係数より 1 次と 3 次が面内方向 (X) のモード、2 次、4 次及び 5 次が鉛直方向 (Y) 方向のモードであることが分かる。また、面外方向 (Z) は質量及び自由度を与えていないことから刺激係数は現れない。

3. 解析手法

3.1 運動方程式とエネルギー応答の基本式

解析モデルは多自由度系の骨組み構造物として表され、マトリクス構造解析法を用いて運動方程式を求めることができ、構造全体系の運動方程式は式 (3) のようになる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F\} \quad (3)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ および $[K]$ は、全体系の質量、減衰および剛性マトリクスである。レベル 2 地震動における構造物の応答は部材等の非線形化が避けられない。この場合、剛性マトリクスは応答量の関数となり、時間とともに変わる非線形関数として表される。このため、微小な時間間隔ごとに運動方程式を数値的に積分して解を求めることになる。そこで本研究では数値積分法の 1 種である Newmark の β 法を適用した。これより式 (3) に剛性等の時間依存

表-3 解析に用いる地震動の最大加速度

Earthquake	Site	Abbreviated	Maximum Acceleration (gal)
宮城県沖地震	開成橋部川地盤上	Kaihoku BRG LG	318
北海道東方沖地震	新路川堤防部川地盤上	Kushirogawa EMB LG	438
兵庫県南部地震	神戸海浜公園地盤上	JMA Kobe NS	-812
	ポートアイランド内地盤上	Portisland EW	619

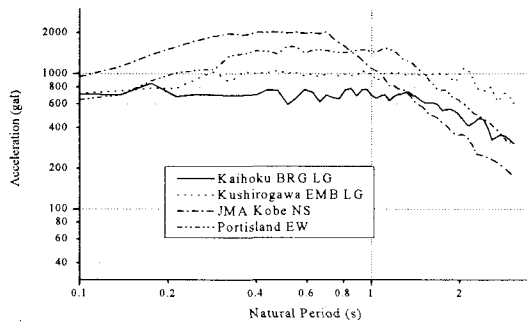


図-5 加速度応答スペクトル

性を考慮すると次式を得る.

$$[\tilde{M}]\{\ddot{\Delta y}\} + [\tilde{C}]\{\dot{\Delta y}\} + [K(t)]\{\Delta y\} = \{\tilde{\Delta F}\} \quad (4)$$

式(4)で $[K(t)]$ は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスである. 部材非線形性は変形履歴だけを関数で表すことから $[K(t)]$ に考慮される. 以上より部材非線形性である履歴特性に軸力変動の影響を考慮するか否かにより $[K(t)]$ が異なり応答量に変化が生じることが分かる.

次に, エネルギー応答に関する基本式は, 式(3)を用いて地震力のなす仕事量として表すことができる. 式(3)に $\{\dot{y}\}dt (= \{dy\})$ を乗じ, 地震開始時刻 $t=0$ から終了時刻 $t=t_0$ まで積分するとエネルギーのつり合い式, 式(5)を得る.

$$\int \{\dot{y}\}^T [M] \{\dot{y}\} dt + \int \{\dot{y}\}^T [C] \{\dot{y}\} dt + \int \{\dot{y}\}^T [K] \{y\} dt = \int \{\dot{y}\}^T \{F\} dt \quad (5)$$

また, 式(5)は式(6)のように表すことができる.

$$W_p + W_e + W_h = E \quad (6)$$

ここに, W_p は塑性ひずみエネルギー, W_e は弾性振動エネルギー, W_h は減衰エネルギーを示す. 以上から, 総エネルギー入力を定義する式は式(7)になる.

$$E = \int_0^{t_0} \{\dot{y}\}^T \{F\} dt \quad (7)$$

3.2 入力地震動

入力地震動については表-3に示すH14道示Vに示されているレベル2地震動における波形を用いて解析を行う. この波形は地盤種別毎にH14道示Vに規定のある, 標準加速度応答スペクトルに適合するように強震記録の振幅特性を振動数領域で振幅調整を行った波形である. 波形の加速度応答スペクトルを図-5に示す. これらの波形は各地盤種別によって規定されたものであるが, 本研究では様々

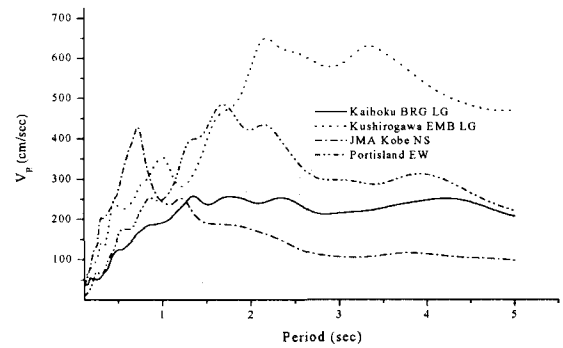


図-6 地震動のエネルギースペクトル

な周期特性をもつ地震動を考慮するため地盤種別に関わらず用いた.

3.3 エネルギースペクトル

加藤・秋山ら⁸⁾の研究によれば多質点系の構造であつてもエネルギーの釣合は成り立つことが証明されている. よって, ラーメン構造物であつてもラーメン構造物が吸収する総エネルギー量と地震から入力される総エネルギー入力の釣合は成り立つものと考えられ, それは1自由度振動系 (Single Degree Of Freedom, 以降 SDOF 系) から得られるエネルギースペクトルに一致するものと考えられる. その仮定を検証するためここでは, SDOF 系のエネルギースペクトルの作成を行う. SDOF 系のエネルギーの釣合方程式は式(5)を縮小すると式(8)を得る.

$$M \int \ddot{y} dy + C \int \dot{y}^2 dt + \int Q(y) \dot{y} dt = \int F_e \dot{y} dt \quad (8)$$

ここで, M は質量, C は減衰, $Q(y)$ は復元力及び F_e は等価荷重 ($F_e = -M\ddot{y}_0$) を示す. この場合も式(6)が成り立つことから, 式(8)は式(9)になる.

$$E = \int F_e \dot{y} dt \quad (9)$$

式(9)はSDOF系の総エネルギー入力を示す. また式(9)は式(10)で表され, それを等価速度 V_E に換算すると式(11)を得る.

$$E = \frac{MV_E^2}{2} \quad (10)$$

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (11)$$

図-6は本研究に用いる地震動形のエネルギースペクトルを示している. ここに示すスペクトルは, 弾性系SDOFの $h=0.1$ とした場合のものである. $h=0.1$ とした理由は, 終局状態に近い応答を示す場合には構造局部には何らかの塑性変形によるエネルギー吸収が存在し, それを粘性減衰に換算すれば $h=0.1$ 程度として考慮されるという秋山の文献⁹⁾による. よって, 減衰定数に塑性変形によるエネルギー吸収を換算することにより弾性系の解析から総エネルギー入力を推定することができる.

表4 レーリー減衰に用いる係数

	α	β
H/L=0.5	1.172384	0.000192
H/L=1.0	0.484698	0.000283
H/L=1.5	0.498902	0.000195
H/L=2.0	0.329948	0.000218

表-5 最大最小応答変位及び応答塑性率

(a) 軸力変動モデル

		Maximum (m)	Minimum (m)	Ductility factor	
				μ^+	μ^-
Kaihoku BRG LG	H/L=0.5	0.008	-0.008	0.916	0.888
	H/L=1.0	0.034	-0.049	1.054	1.524
	H/L=1.5	0.053	-0.051	1.208	1.171
	H/L=2.0	0.101	-0.104	1.158	1.189
Kushirogawa EMB LG	H/L=0.5	0.008	-0.010	0.942	1.165
	H/L=1.0	0.084	-0.062	2.583	1.926
	H/L=1.5	0.056	-0.072	1.284	1.663
	H/L=2.0	0.158	-0.129	1.814	1.480
JMA Kobe NS	H/L=0.5	0.015	-0.009	1.817	1.112
	H/L=1.0	0.151	-0.055	4.675	1.701
	H/L=1.5	0.150	-0.073	3.445	1.677
	H/L=2.0	0.256	-0.156	2.935	1.789
Portland EW	H/L=0.5	0.005	-0.007	0.602	0.800
	H/L=1.0	0.079	-0.131	2.453	4.043
	H/L=1.5	0.079	-0.110	1.819	2.537
	H/L=2.0	0.170	-0.353	1.944	4.047

(b) 軸力一定モデル

		Maximum (m)	Minimum (m)	Ductility factor	
				μ^+	μ^-
Kaihoku BRG LG	H/L=0.5	0.008	-0.008	1.052	1.021
	H/L=1.0	0.032	-0.049	1.129	1.764
	H/L=1.5	0.053	-0.049	1.115	1.040
	H/L=2.0	0.093	-0.105	1.091	1.236
Kushirogawa EMB LG	H/L=0.5	0.007	-0.010	1.001	1.327
	H/L=1.0	0.065	-0.058	2.323	2.080
	H/L=1.5	0.053	-0.072	1.120	1.530
	H/L=2.0	0.160	-0.110	1.881	1.292
JMA Kobe NS	H/L=0.5	0.014	-0.010	1.946	1.356
	H/L=1.0	0.162	-0.023	5.765	0.832
	H/L=1.5	0.153	-0.055	3.232	1.170
	H/L=2.0	0.251	-0.141	2.946	1.651
Portland EW	H/L=0.5	0.005	-0.007	0.693	0.920
	H/L=1.0	0.047	-0.152	1.681	5.408
	H/L=1.5	0.067	-0.112	1.421	2.371
	H/L=2.0	0.136	-0.326	1.600	3.824

4. 解析結果とその考察

2章で設定した解析モデルを用いて非線形地震応答解析を実施した。Newmark の β 法を用いて数値積分を行う際の β 値は0.25として平均加速度法により解析を行っている。減衰項はレーリー減衰を用いており、固有値解析から1次と3次の固有振動数及びひずみエネルギー比例減衰を用いて減衰項を算出する際の係数(α , β)を算出した。各モデルの値を表4に示す。収束判定は残差エネルギーノルム、収束計算方法はNewton-Raphson法によって解析を行った。なお、非線形静的解析を行うに前に自重解析を行い死荷重時の断面力を求め、その値を初期条件として考慮した。

4.1 応答変位及び応答塑性率

表-5は地震応答解析から得られた軸力変動モデルと軸力一定モデルの応答変位について示す。また、プッシュオーバー解析を行い、構造全体系の初降伏変位に対する塑性

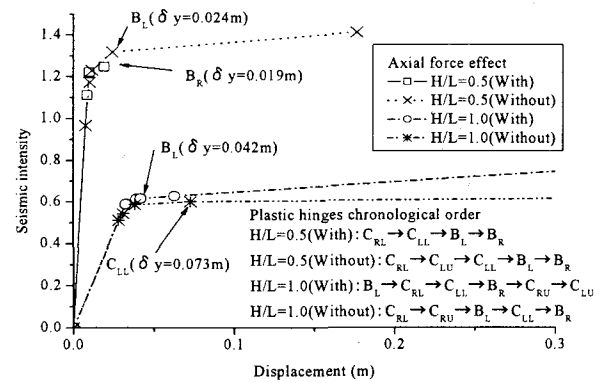
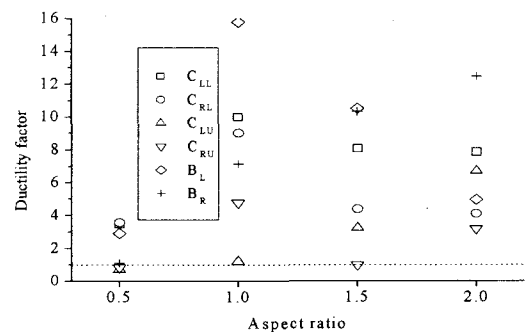
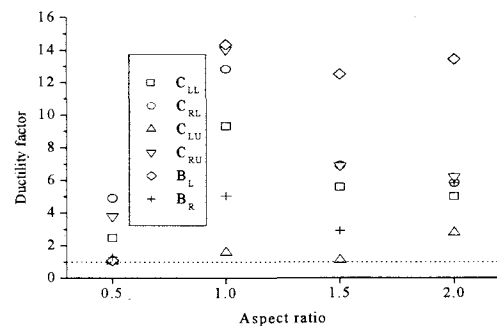


図-7 プッシュオーバー解析



(a) 軸力変動モデル



(b) 軸力一定モデル

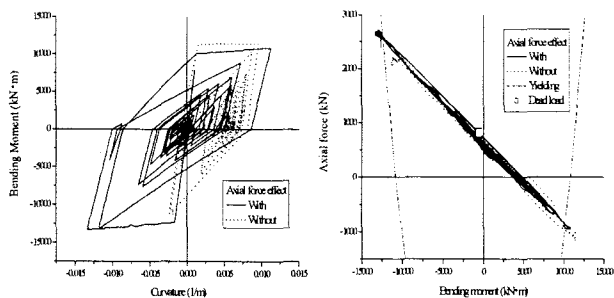
図-8 JMA Kobe NS 波形における各モデルの塑性率

率もあわせて示している。図-7にプッシュオーバー解析結果を示す。本研究で行ったプッシュオーバー解析は震度増分によるものである。ここで、軸力変動モデルと軸力一定モデルでは塑性ヒンジの発生順序および変位が両者で異なっているのが分かる。全体系の降伏変位はH14道示Vでは4つの塑性ヒンジが降伏した変位を降伏変位と定めているが、本研究では全体系における弾性挙動時と非線形挙動時の応答変位の差について軸力変動モデルと軸力一定モデルを比較することを目的とすることから仮定した塑性ヒンジのいずれかが降伏した点を全体系での降伏点(初降伏点)とした。

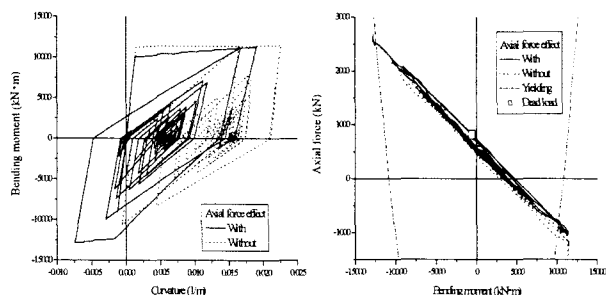
全体系の変位塑性率の算出方法を式(12)に示す。

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{y0}} \quad (12)$$

ここで、 μ は全体系での塑性率、 $\delta_{\max}$ は最大応答変位、



a) 左側梁塑性ヒンジ部



b) 右側梁部塑性ヒンジ部

図-9 梁部の曲げモーメント-曲率及び曲げモーメント-軸力関係

δ_{y0} は非線形静的解析から得られた、仮定した塑性ヒンジのいずれかが降伏に達する際の変位である。また、表中の μ^+ は最大応答変位に対する塑性率、 μ^- は最小応答変位に対する塑性率を示している。構造系の変位量は質量を梁部に負荷していることから構造全体の変位としては梁中央部の変位量とした。

表-5に示す解析結果を見ると、全体系の塑性率が大きくなればなるほど最大最小応答変位の差異が顕著になっているのが分かる。軸力変動モデル及び軸力一定モデルとも与えている初期剛性は同じであり、塑性化しない限り応答変位の差異が生じない。例えば、Kaihoku BRG LG 波形で $H/L=0.5$ の場合や、Portland EW 波形で $H/L=0.5$ の場合は、各塑性ヒンジが塑性化しておらず弾性域にとどまっているケースであるが、両波形の応答変位は同じ変位量を示す結果となっている。

図-8は各塑性ヒンジでの塑性率を示した一例としてJMA Kobe NSを地震動として用いた場合の結果を示している。

各節点の塑性率は軸力変動モデル及び軸力一定モデルで大きく異なる結果となっているのが分かる。各点の塑性率は応答変位に影響を与えるものであることから両モデルの塑性率の分布が異なることが原因で応答変位に差異が生じているものと考えられる。また、各部位で軸力変動モデルと軸力一定モデルで異なる塑性率を発生するということは、塑性歪エネルギーの消費も異なり、各塑性ヒンジでの曲率分布が異なれば各塑性ヒンジでのエネルギー吸収容量も異なるものと考えられる。

以上から軸力変動モデルと軸力一定モデルの応答変位は塑性ヒンジ部の塑性化が増加するほど両者の応答変位

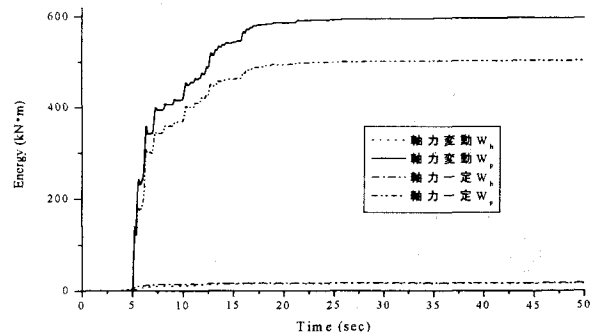


図-10 塑性歪エネルギー及び減衰エネルギーの関係

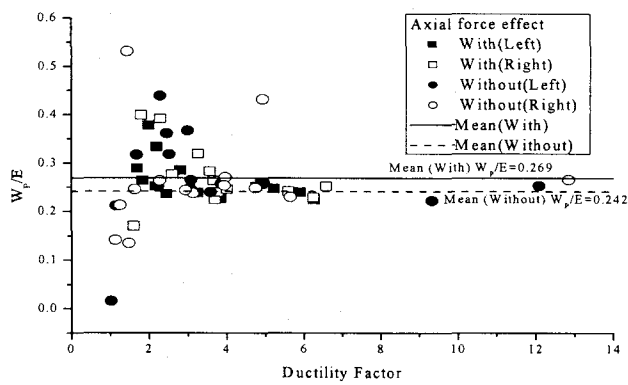
に差異が生じることが分かった。これは各ヒンジ部で、降伏耐力が軸力によって変化するものと変化しないものとの違いから派生する塑性ひずみエネルギーの消費に関係し、エネルギー分配の相違が原因で応答変位に影響を与えるものと考えられる。

4.2 エネルギー消費

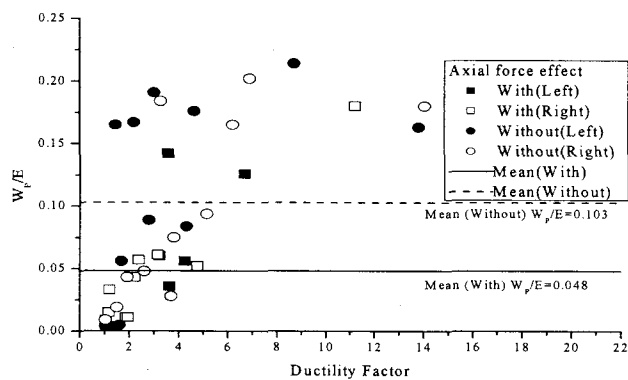
前節で応答変位に影響を与えるのは各塑性ヒンジ部での塑性ひずみエネルギーの吸収が異なることを示した。そこで、各塑性ヒンジ部での塑性ひずみエネルギーの消費が軸力変動モデルと軸力一定モデルでどのように違いが生じているのか検討を行う。

応答解析から得られた曲げモーメント-曲率関係について軸力変動モデルと軸力一定モデルを比較するものとする。この時、部材にどの程度の軸力変動が生じているのか把握するため曲げモーメント-軸力関係についても併記する。両者の比較結果の1例としてPortland EW 波形によるものを図-9に示す。ここでは最も塑性率が高かった右側梁部の曲げモーメント-曲率応答履歴結果を示している。また、転倒モーメントの影響を受けるものと考えられることから、比較のため左側梁部の曲げモーメント-曲率応答結果も示す。実線は軸力変動モデルのもの、点線は軸力一定モデルのものをそれぞれ示している。これから分かるように、軸力変動モデルと軸力一定モデルでは履歴ループの囲う面積が異なっていることが分かる。軸力変動モデルが軸力の影響によって軸力一定モデルとは異なる降伏耐力点を有しているのが明らかである。このように、履歴ループの囲う面積が異なるのであれば、塑性歪エネルギーも両者で異なることが予想される。

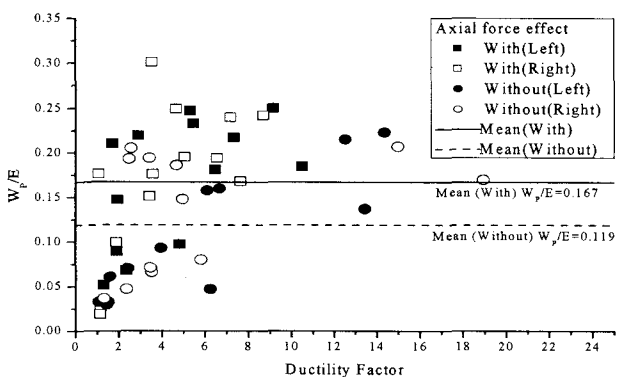
図-10に軸力変動モデルと軸力一定モデルの塑性歪エネルギーと減衰エネルギーの時刻歴を示す。ここで実線は軸力変動モデルの塑性歪エネルギー、点線は軸力変動モデルの減衰エネルギー、二点鎖線は軸力一定モデルの塑性歪エネルギー及び一点鎖線は軸力一定モデルの減衰エネルギーを示す。軸力変動モデルと軸力一定モデルでは塑性歪エネルギー及び減衰エネルギー量が異なる結果となっている。これは軸力変動モデルが、軸力の影響によって軸力が上昇すれば骨格曲線も上昇し、軸力が低下すれば骨格曲線も低下することによって異なる履歴ループの面積となり塑性歪エネルギー量が変化した結果と考えられる。減衰エ



(a) 柱下端



(b) 柱上端



(c) 梁

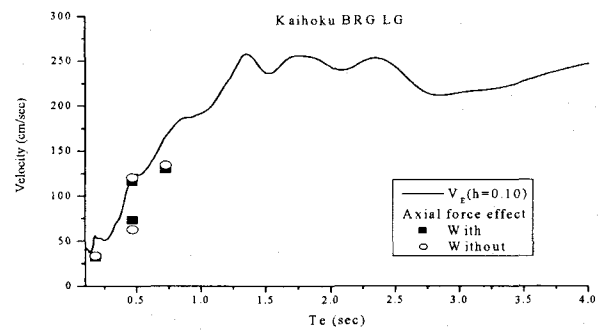
図-11 各塑性ヒンジにおける塑性歪エネルギーの吸収量

エネルギーについては主に部材が弾性域でエネルギーを吸収するものであるから、軸力変動から派生する骨格曲線の上昇及び下降によって降伏点が異なることによる影響であると考えられる。

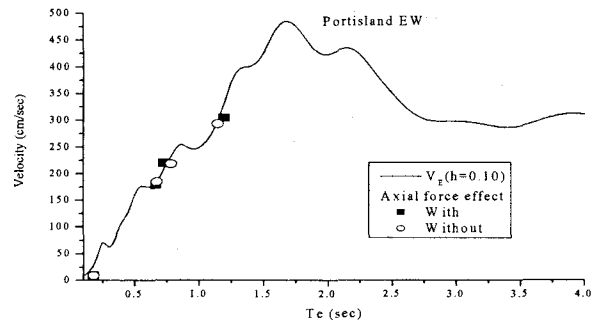
以上から、軸力変動モデルと軸力一定モデルで同じ部位で異なるエネルギー消費を行っているのであれば他のヒンジ部にエネルギーが分配され、その影響により他のヒンジ部での塑性率が異なる結果となったものと考えられる。

4.3 エネルギー分配

軸力変動モデルと軸力一定モデルでは弾性振動をしている際は固有周期が同じであることから総エネルギー入力量も等価である。しかしながら、4.1 節の応答解析結果では軸力変動モデルは軸力一定モデルに比べ降伏耐力が



(a) 開北橋周辺地盤上波形



(b) ポートアイランド内地盤上波形

図-12 ラーメン構造物のエネルギースペクトル

軸力によって変化することが要因で塑性率は異なる結果となった。また、4.2 節では各部位のエネルギー吸収が異なる結果となった。そこで、各部でどのようにエネルギー分配を行っているのか検討を行うものとする。

最大塑性率と塑性歪エネルギーを総エネルギー入力で除した値 W_p/E の関係を図-11 に示す。

ここで、■は軸力変動モデル左側の部位の値、□は軸力変動モデル右側の部位の値、●は軸力一定モデル左側の部位の値、○は軸力一定モデル右側の部位の値を示し、実線は軸力変動モデルの平均値、点線は軸力一定モデルの平均値を示し、それぞれ、柱下端、柱上端及び梁部の W_p/E と最大塑性率の関係を示している。

軸力変動モデル及び軸力一定モデルとも柱下端の塑性歪エネルギーの消費が卓越するのが分かる。しかしながら、柱上端のエネルギー吸収は両者で異なり、軸力変動モデルの塑性歪エネルギー消費量の総エネルギー入力に対する割合は左右合わせて 9%程度であるにもかかわらず、軸力一定モデルでは 20%を超える結果となった。このため、梁部の総エネルギー入力に対する塑性歪エネルギーの消費量は軸力変動モデルが 30%強であるにもかかわらず軸力一定モデルでは 20%強になる。このように軸力変動モデルと軸力一定モデルでは各塑性ヒンジ位置で塑性歪エネルギーの吸収量が異なる結果となった。軸力変動モデルでは柱下端と梁部で主に塑性歪エネルギーを吸収するのに対し、軸力一定モデルでは柱下端のエネルギー吸収量が卓越し、梁部と柱上端部で同程度のエネルギー消費を行うことが分かる。このように両者でエネルギーの分配が異なることが分かった。

また、藤掛ら¹⁰⁾の研究では柱下端で約 6 割程度エネルギーを消費することを実験で示しているが、本研究で行った

解析でも軸力変動モデルは柱下端の平均値で 54%程度のエネルギーが吸収されている。このことから藤掛らの研究と荷重の載荷条件に若干の相違はあるものの、ほぼ同じような結果となった。

4.4 エネルギーの釣合に基づくラーメン構造物の応答

エネルギースペクトルと構造物が吸収するエネルギー量を比較する際に、有効周期が必要となる。有効周期とは弾塑性系の瞬間的な周動周期の最大値を意味するものである。H14 道示 V によれば構造物の周期は慣性力作用位置における変位を用いて算出することができる。よって、本解析モデルは梁部に質量を分布させていることから梁部の変位を用いて周期を算出することになる。よって、全体系での有効周期は地震応答解析から得られた最大変位を用いて、式 (13) から算出することができる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK'}} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{\max}}{g}} \equiv 2.01 \sqrt{\delta_{\max}} \quad (13)$$

ここで、 T_e は有効周期、 W は重量、 g は重力加速度、 K' は瞬間剛性及び $\delta_{\max}$ は最大変位を示す。これより得られた有効周期と応答解析から得られた総エネルギー入力とエネルギースペクトルの関係を開北橋周辺地盤上波形及びポートアイランド内地盤上波形のものを 1 例として図-12 に示す。図中の□は軸力変動モデル、●は軸力一定モデルの値を示し、実線は減衰定数 $h=0.10$ として弾性応答解析から得られたエネルギースペクトルを示す。各モデル、各ケースとも非常に良く SDOF 系のエネルギースペクトルに一致することが分かる。一方、軸力変動モデルと軸力一定モデルでは異なるエネルギー入力量であることが分かる。これは、軸力変動モデルは軸力一定モデルと異なり、軸力の影響を受け、履歴曲線や瞬間剛性に変化が生じることによって軸力一定モデルとは異なるエネルギー入力量となったものと考えられる。以上から、軸力変動の影響を考慮するか否かで、エネルギー入力量が両者で異なり、それが一因で地震応答評価に差異が生じたものと考えられる。

5. おわりに

本研究ではラーメン構造の地震応答評価に及ぼす軸力変動の影響を調べるため単純化したモデルを用いて、部材非線形性に軸力変動モデルと軸力一定モデルを用いて検討を行った。検討結果を以下に要約する。

- 1) 軸力変動モデルと軸力一定モデルの応答値は、各塑性ヒンジの塑性率が大きくなればなるほど構造系全体としての最大最小応答変位に変化が現れる結果となった。これは塑性化が顕著になるにつれて各塑性ヒンジ部でのエネルギー吸収能が両者で異なり、それによって全体の剛性も変化することから応答変位も異なる結果となると考えられる。

- 2) 軸力変動モデルと軸力一定モデルでは軸力の影響によって異なるエネルギー分配を起こしているのが分かった。前者は柱下端と梁部が主にエネルギーを吸収するのに対し、軸力一定モデルでは柱下端が 5 割程度のエネルギーを吸収し残りのエネルギーは梁部と柱上端によって同程度のエネルギー吸収を行う結果となった。
- 3) エネルギーの釣合に基づく軸力変動モデルと軸力一定モデルの相違について調べたところ、各ケースとも SDOF 系のエネルギースペクトルに非常に良く一致するが、両者のエネルギー入力量は軸力変動の影響を受け異なることが分かった。
- 4) 軸力変動モデルと軸力一定モデルの応答を比較する場合に、両者の応答変位は異なり、それに伴って構造物の瞬間周期も変化することからエネルギー入力量も変化し両者の応答値に差異が生じることになる。よって、ラーメン構造物の地震応答解析時に軸力変動の影響を考慮することは非常に重要である。

参考文献

- 1) 畑明仁, 幸左賢二, 渡辺典男, 立石章: ファイバーモデルによる RC アーチ橋の耐震解析, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2397-2402, 1998.
- 2) 緒方紀夫, 他: 多層鉄筋コンクリートラーメン橋の軸力変動を考慮した地震応答解析, 土木学会第 52 回年次学術講演会, I-B142, pp.284-285, 1997.
- 3) 大塚久哲, 水取和幸, 首藤政徳, 麻生稔彦, 有角明, 百田国広: PC 斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響, 構造工学論文集, vol.45A, pp.957-966, 1999.
- 4) 佐藤伸, 河野健二: 軸力変動が PC π 型ラーメン橋の非線形地震応答へ及ぼす影響, 第 27 回土木学会地震工学論文集, pp.1-8, 2003
- 5) 道路橋示方書・同解説 V, 社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月
- 6) 川島一彦, 他: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査の開発に関する研究, 土木研究所報告, 第 190 号, pp.112-135, 1993.
- 7) Clough, R.W. and S.B. Johnston: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement, Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 8) 加藤勉, 秋山宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 建築学会論文報告集, 第 235 号, pp.9-18, 1975.
- 9) 秋山宏: エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.
- 10) 藤掛一典, 大野友則, 西岡隆: 鉄筋コンクリートラーメンのエネルギー吸収容量に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp.113-121, 1988.

(2005 年 4 月 15 日 受付)