

RCラーメン高架橋の地震応答解析

田中良弘* 福浦尚之* 畑 明仁*

兵庫県南部地震により被害を受けたRCラーメン高架橋を対象として、RC部材の非線形特性を考慮した2次元フレーム解析モデルを用いて弾塑性解析を行い、破壊や倒壊のメカニズムを考察する。例えば二層三径間のような構造形式は、水平地震動により柱部材に押し込みと引抜きによる大きな軸力変動が発生する。軸力の変動はRC部材の曲げ剛性に影響を与えるため、変動軸力を考慮した解析が必要と考えられる。本文は、変動軸力を考慮しないM- ϕ モデルと、変動軸力を考慮したファイバーモデルとにより解析を行った後その結果の比較を行い、変動軸力が地震応答特性にどのように影響するかを明らかにする。比較解析の結果、変動軸力は曲げモーメントやせん断力の応答に影響を与え、またそれらの履歴応答曲線にも影響を与えることが判明した。

1. はじめに

兵庫県南部地震は、橋梁に耐震設計を取り入れて以来、初めて重大な被害を生じた地震である。鉄道・道路橋梁の倒壊や落橋による人命損失、消火・復旧活動への障害、経済活動の停止など多大な影響を与えた。

本文は、二層三径間のRCラーメン高架橋を対象として、RC部材の非線形力学特性を考慮した2次元フレーム解析モデルを用いた弾塑性応答解析を行い、破壊や倒壊のメカニズムを考察する。この解析では、神戸海洋気象台で観測されたNS成分とEW成分の強震記録をそれぞれ橋軸直角方向と橋軸方向に入力して構造物の応答を調べる。

高架橋のような構造系の場合、水平地震動により柱にはたらく変動軸力が大きくなる。この変動軸力は、部材の曲げ剛性、曲げ耐力、せん断耐力に影響を与える。そこで、変動軸力による影響を考慮しない一定のモーメント-曲率(M- ϕ)関係を用いたフレームモデル(以後M- ϕ モデルと呼ぶことにする)と、変動軸力を考慮し、軸力に応じてM- ϕ 関係を変

化させるフレームモデル(以後ファイバーモデルと呼ぶことにする)とを用いた応答解析の比較を行い、被害のメカニズムをより詳細に検討すると共に、変動軸力が断面力の応答特性や耐力判定に与える影響を明らかにする。

2. 解析条件

(1) 入力地震動

入力地震動は、図-1に示す神戸海洋気象台において観測された加速度波形の原波を採用する。本来、RCラーメン高架橋の被害を定量的に分析するためには、入力地震動の設定や地盤と構造物の相互作用に関する検討が重要である。しかし今回の解析の主目的は、RCラーメン高架橋の耐震動的応答解析において、変動軸力が断面応答特性や耐力判定にどれほど重要であるかを明確にすることであるため、加速度記録のNS成分とEW成分を直接地中ばりの上端に入力する。また、入力する加速度波形は、構造物の応答を詳細に観察して破壊のメカニズムを推定するために、初期微動部分の波形を除く主要動部分の3秒間とする。

(2) 対象構造物

解析の対象とするRCラーメン高架橋の一般構造

キーワード：非線形地震応答解析、変動軸力、
ファイバーモデル

*大成建設(株)技術研究所

045-814-7230

図を図-2に示す。これは三径間連続ラーメンで中間に横ばりを有し、橋梁基部は地中ばりを有する構造である。

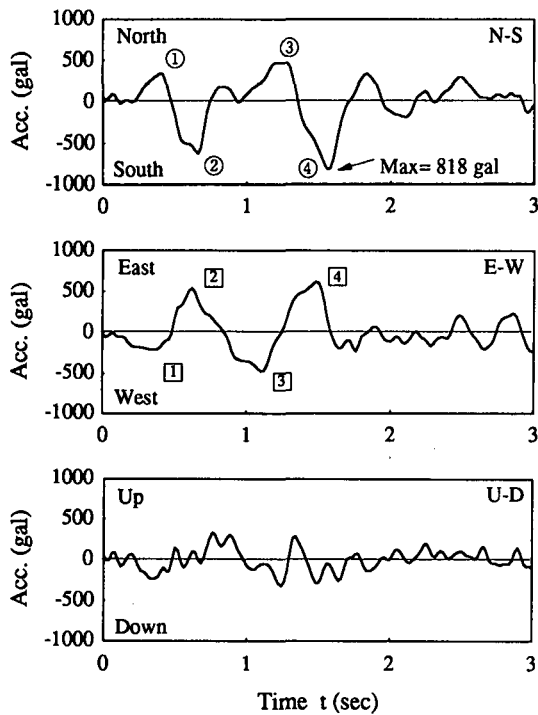


図-1 神戸海洋気象台の加速度波形

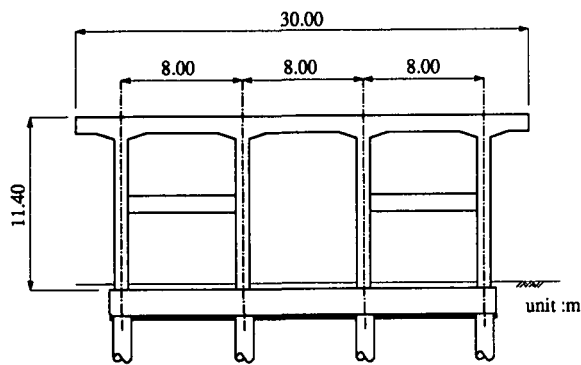


図-2 ラーメン高架橋の一般構造図

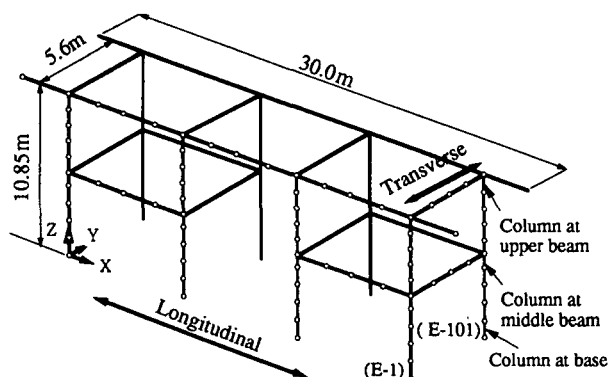


図-3 フレーム解析モデル

RCラーメン高架橋を柱とはりから構成されるフレームモデルとして、図-3に示すような離散化したフレーム要素を用いる。柱の基部は、地中ばりの上面を基盤と考えて固定端とし、これに図-1の加速度波形を入力する。また、構造減衰として剛性比例減衰を5%と仮定する。

3. 変動軸力を考慮しないM- ϕ モデル

(1) M- ϕ 特性

曲げモーメントに関する非線形特性をフレーム要素に与えるため、ファイバーモデルを用いてモーメント-曲率曲線 (M- ϕ 曲線) を求める。ファイバーモデルの計算時に用いるコンクリートと鉄筋の物性値を表-1に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係は、修正Kent&Parkモデル¹⁾に従うものとし、コンクリートが曲げ引張りを受ける場合については、コンクリートの曲げ強度まで引張り抵抗するが、更にひずみが進展するとひび割れが発生してコンクリートによる引張り抵抗がなくなるものとする。鉄筋の応力-ひずみ関係は、Bi-linearに従うものとする。

表-1 解析に用いた物性値

コンクリート	弾性係数 (kN/m ²)	E_c	2.45×10^7
	圧縮強度 (kN/m ²)	f'_{ck}	2.35×10^4
	曲げ強度 (kN/m ²)	f'_{bk}	3.41×10^3
鉄筋	弾性係数 (kN/m ²)	E_s	3.41×10^8
	降伏強度 (kN/m ²)	f_{yk}	3.41×10^5

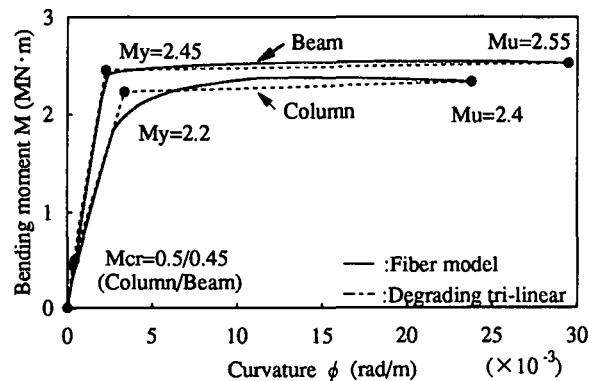


図-4 曲げモーメント-曲率曲線と Degrading Tri-linear のモデル化

図-4 にファイバーモデルによる柱とはりの M- ϕ 曲線を示す。はりの方が柱より曲げ剛性が高く、また終局曲げ耐力も若干高い。なお、柱の M- ϕ 曲線を求めるにあたり自重による軸力を考慮している。ここに得られた曲線は単調載荷によるものであるため、繰り返し載荷に対する履歴特性としては、Degrading Tri-linear の特性を仮定する。図中の点線はその骨格曲線である。

(2) 柱基部の軸力応答

ここで取り上げた二層ラーメン高架橋のような構造系の場合には、水平の地震動により柱に押し込みと引抜きによる変動軸力がはたらくものと考えられる。また、上下の地震動によっても柱に変動軸力がはたらく。そこで、橋軸直角方向に NS 成分波を入力した場合、上下方向に UD 成分波を入力した場合、そしてこれらの成分波を同時に入力した場合について柱の変動軸力の応答を求めた。なお、この検討では柱やはりの自重による軸力は考慮していない。その結果は図-5 に示すように、柱基部にはたらく変動軸力は明らかに水平の地震動によるものが卓越していることがわかる。

柱の変動軸力は、図-4 に示す M- ϕ 曲線に影響を与えるため、各時間ステップにおいてフレーム要素の曲げ剛性や曲げ・せん断耐力が変動することになる。そこで、各時間ステップ毎に変動軸力を考慮し修正した曲げ剛性を用いたフレーム解析が必要とされるが、これについては次章で述べることにする。

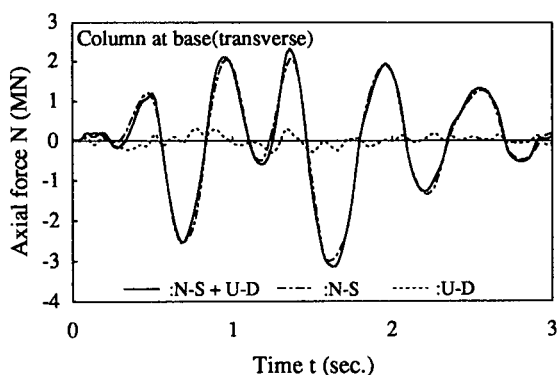


図-5 柱基部の軸力応答

(3) 動的解析による断面力応答

橋軸直角方向に NS および UD 成分波を入力した

ときの中間ばりとの接合部下の中層柱と柱基部の曲げモーメント、せん断力、および軸力の時刻歴応答を図-6 に示す。また、橋軸方向に EW および UD 成分波を入力したときの同様の時刻歴応答を図-7 に示す。ここに示す変動軸力の応答値は、橋軸方向に EW および UD 成分波を入力したときの軸力応答値と橋軸直角方向に NS 成分波を入力したときの軸力応答値を合成したものである。

図-6 および図-7 に示す断面力応答で注目すべき点は、中間柱および柱基部ともに、変動軸力と変動曲げモーメントのピーク値が時間的に同調している事である。変動軸力は自重により圧縮側（プラス側）にドリフトしている。従って、曲げモーメントがピークを示すときに軸力は圧縮または引張りのピークを示すが、ピーク③以前はあまり大きな引張軸力とならない。

この解析モデルでは、変動軸力による曲げモーメント剛性への影響は考慮しておらず、また、変動軸力によるせん断剛性への影響は無視できる程小さいと考え、これも考慮していない。しかし、変動軸力によるせん断耐力への影響は無視出来ないものと考えられる。コンクリート標準示方書に従えばせん断耐力は変動軸力の関数として表せるので、柱に発生する変動軸力を用いて時刻歴せん断耐力値を求め、図-6 および図-7 に重ねて示す。せん断力の応答値と耐力値とを比較すると、橋軸直角方向および橋軸方向ともにピーク②において中層柱および柱基部ともにせん断力応答値がせん断耐力を超過していることがわかる。

一方、柱基部の曲げモーメント応答値の形状を注意深く見ると、ピーク②やピーク④において降伏曲げモーメントに近いことが観察される。柱の曲げ挙動をさらに詳細に調べるため、中層柱および柱基部の M- ϕ の履歴曲線を求める。図-8 に橋軸直角方向からの入力地震動に対する M- ϕ の履歴曲線を示す。これより、中層柱は降伏曲げモーメントまで達していないことがわかる。一方、柱基部はピーク②とピーク④において降伏曲げモーメントを超過しているもののピーク④においても終局曲げモーメントに達せず、曲げ破壊していないことがわかる（図-4 参照）。ただし、この解析では前述のように柱に発生する変動軸力による曲げ剛性への影響を考慮してお

らず、柱の実際の挙動を追跡するためには変動軸力
の影響を検討する必要がある。

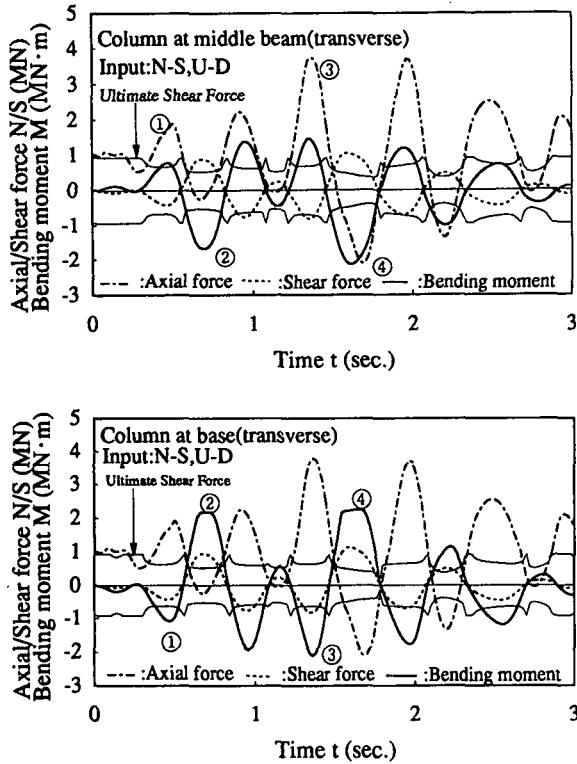


図-6 橋軸直角方向の断面力応答

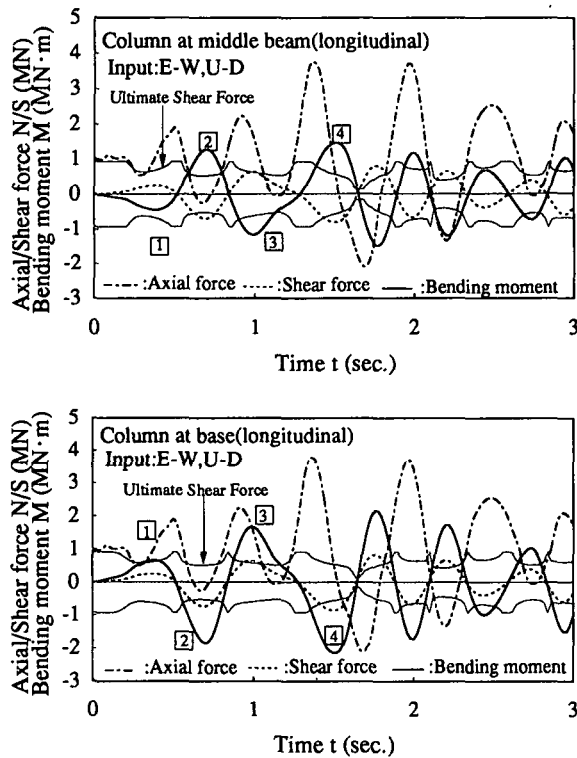


図-7 橋軸方向の断面力応答

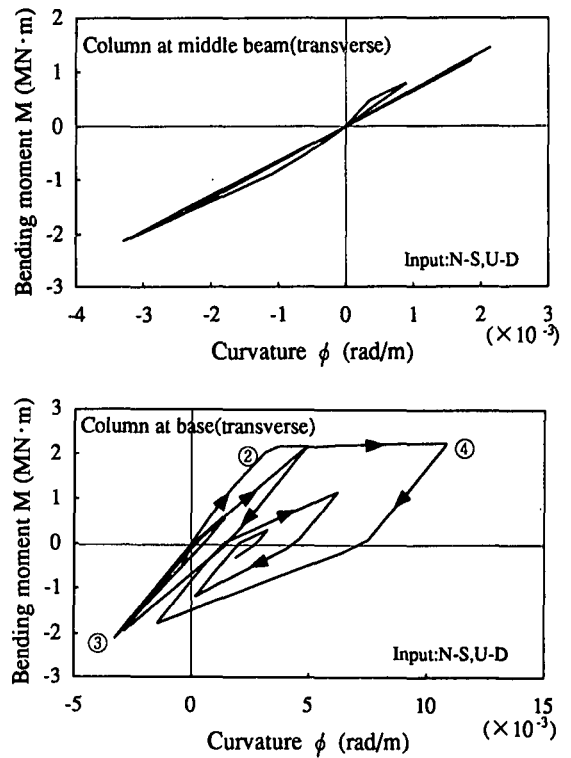


図-8 曲げモーメントの履歴曲線

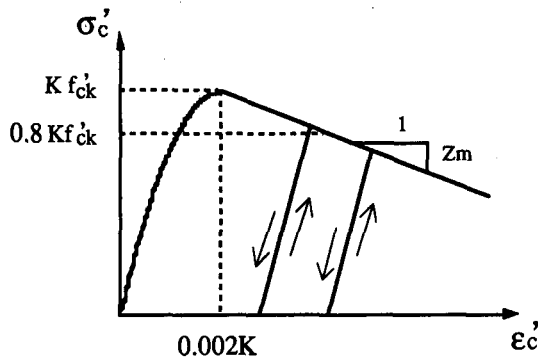
4. 変動軸力を考慮したファイバーモデル

(1) 解析手法

この章で用いる解析手法は山田ら²⁾の手法と同様
で、フレーム要素にはたらく変動軸力を各時間ステ
ップの中で評価して、次の時間ステップの曲げ剛性
評価に取り込む方法である。つまり、各々の時間ス
テップにおいて各フレーム要素の断面でファイバー
モデルにより断面力のつりあいを計算して、次の時
間ステップの曲げ剛性を計算する。コンクリートと
鉄筋の構成則は、それぞれ個別に履歴特性を与え
る。

コンクリートの応力度-ひずみ関係は、帯鉄筋の
拘束効果を考慮できる修正 Kent&Park モデルを骨格
曲線とする。履歴ルールとしては、図-9 に示すよう
に、初期弾性係数の勾配を持つ直線に沿って除荷す
るものとする。除荷後、再び載荷する場合は同じ直
線上をたどって骨格曲線に戻るものとする。

鉄筋の応力度-ひずみ関係は、降伏点以降のひず
み硬化を考慮しない Bi-linear モデルとする。履歴
ルールは図-10 に示すように、降伏点を越えないひず
み範囲では、初期弾性係数の勾配で直線上を移動す
るが、降伏後は完全塑性とし、降伏後の除荷、再載



$$\sigma'_c = Kf'_{ck} \left\{ \frac{2\varepsilon'_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon'_c}{0.002K} \right)^2 \right\} \quad (\varepsilon'_c \leq 0.002K)$$

$$\sigma'_c = Kf'_{ck} \{ 1 - Z_m (\varepsilon'_c - 0.002K) \} \quad (\varepsilon'_c \geq 0.002K)$$

図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係

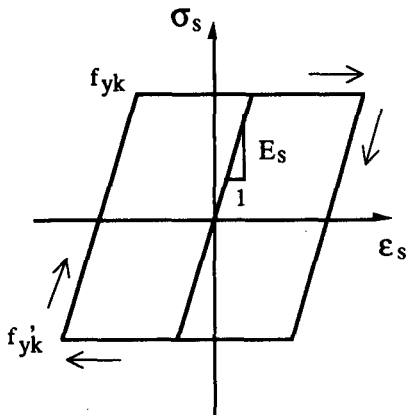


図-10 鉄筋の応力-ひずみ関係

荷時は初期弾性係数と同じ勾配を持つ直線上をたどるものとする。

(2) 静的非線形解析

変動軸力の影響を考慮したファイバーモデルが、変動軸力を考慮しない M-φ モデルと比較して、曲げ剛性にどの程度影響を与えているかを基本的に調べるために、震度法により橋軸直角方向に静的荷重をかけて部材に発生する断面力と高架橋頭部の変形の挙動を解析する。

橋軸直角方向のフレーム解析モデルを図-11 に示す。計算では離散化した各部材にそれぞれの質量に比例した静的慣性力を左から右にかける。なお、このとき水平の慣性力のみによる変動軸力の影響を調べるため、柱やはりの自重による柱部材の軸圧縮力の増加分は考慮しない。

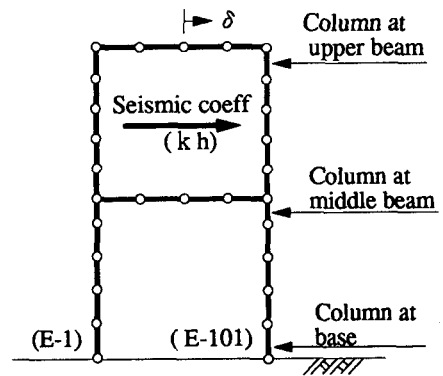


図-11 橋軸直角のフレーム解析モデル

図-12 に M-φ モデルとファイバーモデルを比較して震度に対応した高架橋頭部の水平変位 δ の応答関係を示す。初期の荷重-変形関係は両者のモデルでほとんど差がないが、頭部の変位が 5 cm を超える頃から、変動軸力を考慮したファイバーモデルの方が全体の剛性が若干高めに評価されている。

柱基部における圧縮側と引張り側の頭部変位に対応する曲げモーメント、せん断力、および軸力の応答値の比較を図-13 に示す。M-φ モデルと比較して、曲げモーメントとせん断力のいずれについても、ファイバーモデルによる結果は圧縮側の部材は大きな値を示し、引張り側の部材は小さな値を示す。興味深いのは、この構造が対称形であることもあるが、圧縮側の断面力と引張り側の断面力をほぼ平均したものが変動軸力を考慮していない M-φ モデルに近づくことである。圧縮側のせん断力が引張り側のそれより大きくなるのは、軸圧縮により曲げ剛性が大きくなるためであると考えられる。しかし、軸圧縮の増加に伴い曲げモーメントも大きくなり、せん断耐力が低下してくるため、この計算例のように圧縮側の部材でせん断破壊することも考えられる。

ここで、前章で得られた柱基部においてせん断破壊が曲げ破壊に先行したであろうという結論を再考する。ここでの検討は、静的載荷なので地震時の動的応答とは異なるものの、圧縮側の部材は震度 0.55 でせん断耐力に達し、続いて引張り側の部材が震度 0.61 でせん断耐力に達する結果が得られた。また、曲げは圧縮側で震度約 1.0 まで耐力があることがわかる。従ってここでもせん断破壊が曲げ破壊に先行する結果が得られ、前章の結果と符合する。

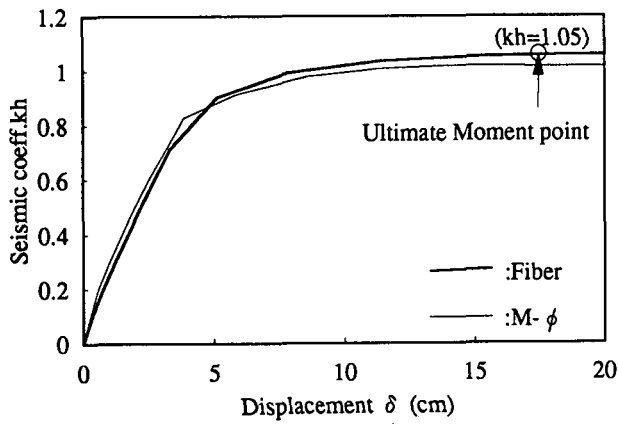


図-12 震度と頭部変位の関係

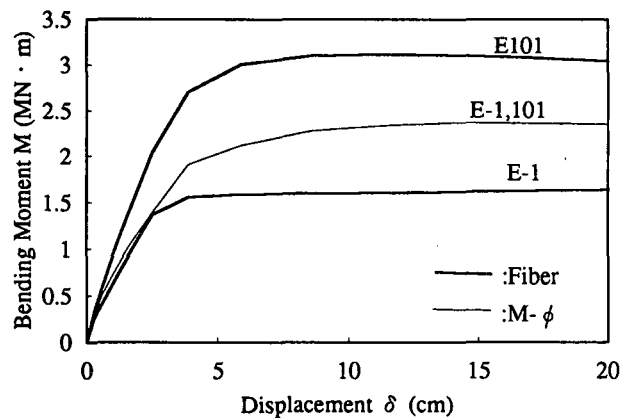
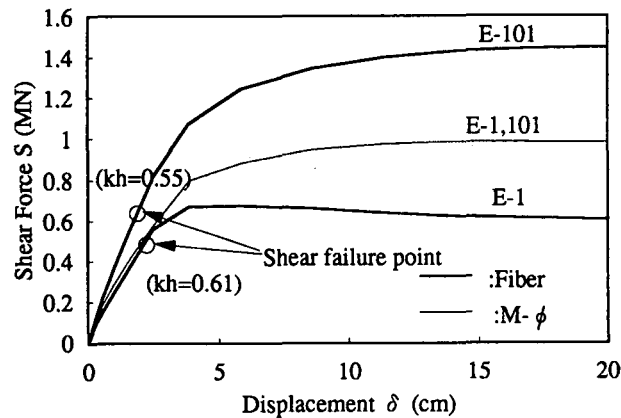
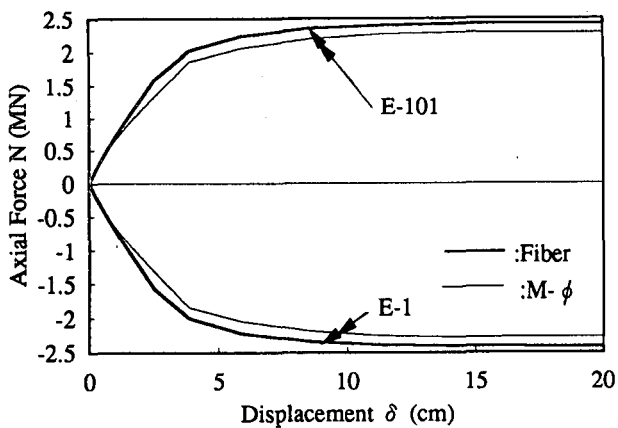


図-13 頭部変位と柱基部の断面力

(3) 軸力考慮有無の動的非線形解析

これまで得られた結果のまとめとして、変動軸力を考慮しない $M-\phi$ モデルと、変動軸力を考慮して曲げ剛性を逐次更新するファイバーモデルとにより、地震応答解析を行い比較検討する。入力地震動は NS 成分を橋軸直角方向に入力し、せん断耐力の照査にあたっては、前章と同様に橋軸と橋軸直角方向のそれぞれの軸力応答を合成したものをを用いる。

図-14 に $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる高架橋頭部における水平変位応答を示す。応答結果では、入力加速度のピーク④に対応して大きな応答変位を示しているが、実際には後述するように入力加速度がピーク②に至った時点で柱基部がせん断耐力に達するため、それ以降の応答変位はこのようにならない可能性がある。 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの応答変位を比較するとピーク④以降を除けば、大きな相違がない。

$M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる柱基部の断面力応答の比較を図-15 に示す。軸力の変動値は2秒以降を除けば両者のモデルによる差は見られない。

曲げモーメントの変動値については、明らかに一つの傾向が見られる。変動軸力を考慮しない $M-\phi$ モデルによる曲げモーメントは、変動の各ピークにおいて、変動軸力を考慮したファイバーモデルによる圧縮軸力がはたらく柱の曲げモーメントと引張軸力がはたらく柱の曲げモーメントの中間値を示す。この傾向は、せん断力応答の比較においても同様である。これらの特徴は、圧縮軸力がはたらく部材の $M-\phi$ 曲線を求めると曲げ剛性が高くなり、引張軸力の場合はその逆になることから説明できる。つまり、圧縮軸力がはたらく部材は曲げ剛性が増大し、より高い断面力が発生する。

せん断力の応答値と変動軸力から求めたせん断耐力値を、ピーク②において、圧縮軸力(E101)と引張軸力(E1)がはたらく両方の部材においてせん断耐力を超過していることがわかる。この結果はこれまでの結論と変わらないものの、圧縮を受ける柱と引張を受ける柱とではそのせん断力の応答値が異なるため、変動軸力を考慮しての耐力照査は意味があることを示している。

ピーク②において曲げモーメントで破壊しているかどうかを調べるため、図-16 に部材(E101)と(E1)の

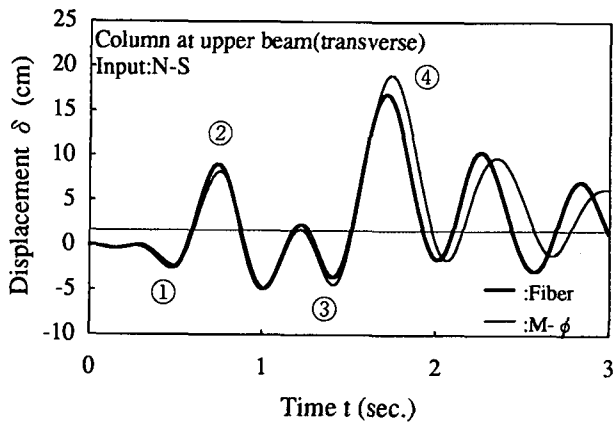


図-14 頭部の応答変位比較

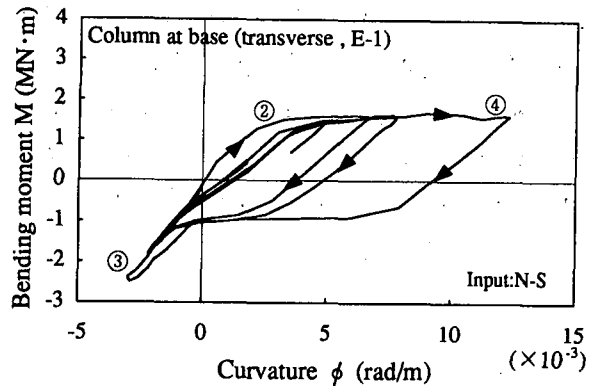
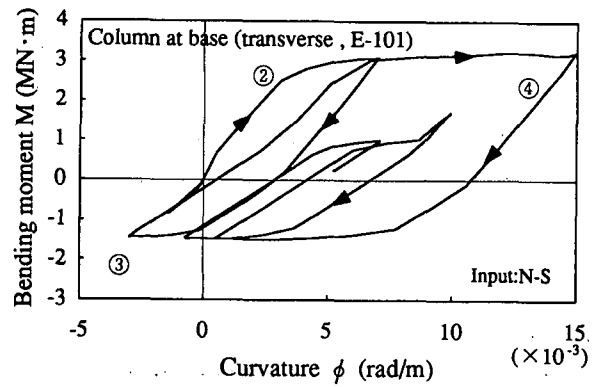


図-16 柱基部の曲げモーメント履歴曲線

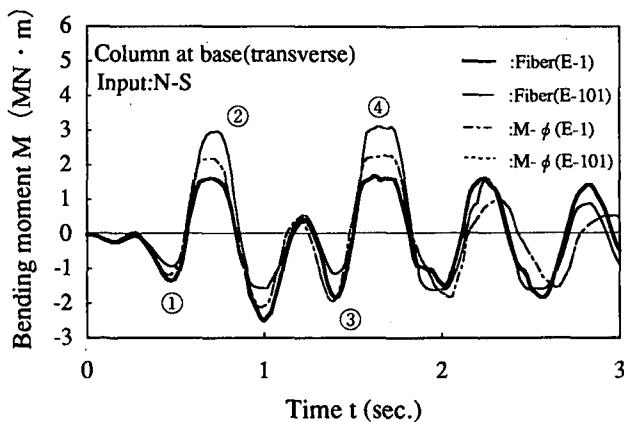
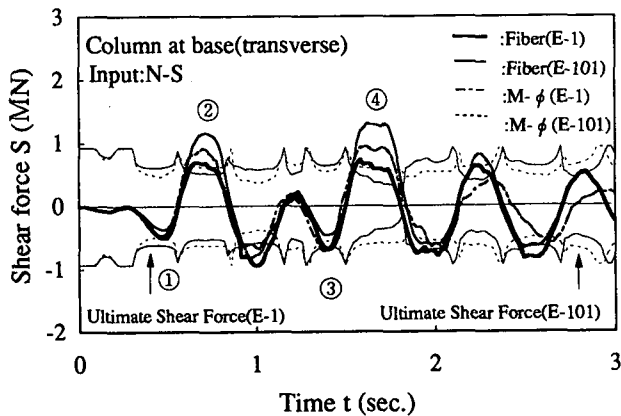
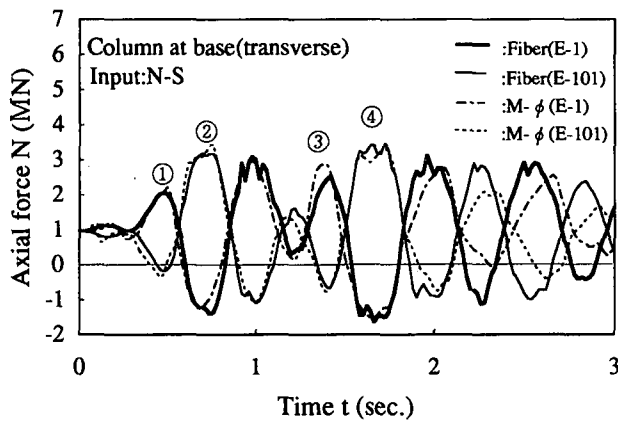


図-15 柱基部の断面力応答比較

M-φの履歴曲線を示す。部材(E101)はピーク②において約3MN・mの曲げモーメントを示すものの、その時の曲率は終局に達していない。図-8に示す変動軸力を考慮しないM-φの履歴曲線は、部材(E101)と(E1)のM-φの履歴曲線の中間的な軌跡を描いているようである。

5. まとめ

兵庫県南部地震により被害を受けた二層三径間のRCラーメン高架橋を対象にRC部材の非線形特性を考慮した地震応答解析を行った。以下に、検討結果をまとめる。

(1) 橋軸直角方向および橋軸方向からの入力地震動に対して、柱基部のせん断耐力は600gal程度の地震入力加速度（ピーク②）によりせん断耐力値を上回る。しかし、曲げに対してはこの時点では終局に至らない。

(2) 二層三径間のRCラーメン高架橋は、水平地震動により柱部材に押し込み力と引抜き力がはたらき、これが大きな変動軸力となる。この際、上下地震動は変動軸力にほとんど影響を与えない。

(3) 変動軸力を考慮するファイバーモデルは、変動軸力を考慮しないM- ϕ モデルに比べ応答変位や軸力応答では同じような結果を与えるが、曲げモーメントやせん断力応答では異なる結果を与えるため、ファイバーモデルは耐力照査に重要な意味を持つ。

【参考文献】

- 1) Park, R. et al. : Ductility of square-confined concrete columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST4, pp.929 - 950, Apr. 1982.
- 2) Yamada, Y., Iemura, H. and Ristic, D. : Stress-strain Based Modeling of Inelastic Moment-rotation Relations of RC Members with Varying Axial Forces, 第7回日本地震工学シンポジウム、pp. 1213 - 1218, 1986

AN ANALYTICAL STUDY ON FAILURE MECHANISM OF REINFORCED CONCRETE FRAME TYPE BRIDGE PIERS CONSIDERING VARYING AXIAL FORCES

Yoshihiro Tanka, Naoyuki Fukuura and Akihito Hata

Focussing on some reinforced concrete frame type bridge piers which have been destroyed in Kobe by Hyougoken-Nanbu Earthquake, the authors investigated with the aid of dynamic response earthquake analysis considering the nonlinearity of RC members.

Some conclusions have been derived as follows:

- 1) It is computationally found that the collapse of frame type bridge piers may mainly be caused when the shear force of the columns at the base exceeded the ultimate resistance shear strength.
- 2) Significant fluctuation of axial forces on the columns of the frame type bridge piers is mainly generated by the horizontal ground motion but not the up-down ground motion.
- 3) The consideration of varying axial forces on the columns should be taken account into the evaluation of the bending stiffness of the beam members. The extended fiber model is usefull method to include the effect of varying axial forces.