

ファイバー要素を用いた鉄筋コンクリート橋脚の地震応答解析

Nonlinear seismic response analysis of a reinforced concrete bridge column by the fiber element

堺 淳一*, 川島一彦**

Sakai Jun-ichi, Kawashima Kazuhiko

* 修(工) 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻博士後期課程 (日本学術振興会特別研究員)
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)

The fiber element is an appropriate tool to idealize the hysteretic behavior of the flexural deformation of a bridge column subjected to a ground motion. However, it is often to have a peculiar response associated with a large acceleration in vertical direction in a column even when the ground motion is applied only in the lateral direction. This paper describes an analysis to clarify the large vertical response of a bridge in which the plastic hinge is idealized by the fiber element. The equilibrium of forces supported by core concrete, cover concrete and axial reinforcements in the fiber element was evaluated. It is found from the analysis that the high vertical acceleration response occurs at the moments when the curvature changes the sign. For example, when the sign of curvature changes from negative to positive, the concrete fiber which shifts from tension zone to compression zone suddenly starts to resist for further motion, and this results in a sharp increase of stiffness of the fiber element. And this, in turn, develops the high vertical acceleration response. The shape of hysteresis loop with emphasis on the unloading and reloading stiffness is also discussed.

Key Words: Fiber element, RC bridge pier, Moment-curvature relationship, Stress-strain relationship, Seismic design

1. まえがき

平成7年の兵庫県南部地震による激甚な被害に基づき平成8年に改訂された道路橋示方書¹⁾では、地震時保有水平耐力法により部材の変形性能を考慮して設計することが規定された。これをうけて、橋脚の塑性ヒンジ部における非線形性をどのように評価するかに関心が集まっている。

鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)の曲げ塑性変形に伴う履歴を解析するためには、その構成材料である横拘束されたコンクリートや軸方向鉄筋の応力度～ひずみ関係を考慮する必要がある。こうした解析には、例えばTakedaモデル²⁾のように曲げモーメント～曲率関係(以下、 $M \sim \phi$ 関係と呼ぶ)を経験則として与える方法があるが、部材の構成則に基づいて解析的に求めるためには、3次元ソリッド要素等を用いた有限要素法やファイバー要素が提案されている。有限要素法は、部材の3次元的な変形を考慮したり各種の形状の部材を解析できる等の有利さがあるが、橋梁では塑性化を生じる部材が主として橋脚のようにはり状であることを考慮すると、ファイバー要素の単純さも捨てがたい。

ファイバー要素は、1972年にParkら³⁾がRC部材の繰返し曲げ変形特性の解析に用いたのをはじめとしてその後、いろいろな研究が行われてきている。特に、1968

年の十勝沖地震や1971年のSan Fernando地震において2方向外力による被害が多数生じたことから、Aktanら⁴⁾、滝口ら⁵⁾、芳村ら⁶⁾によって2方向外力を受けるRC構造物の解析手法として研究が行われた。また、Risticは軸力変動を生じる斜張橋のRC主塔の解析にファイバー要素を用いている⁷⁾。また最近では、田中らが2層3径間のRCラーメン高架橋の解析⁸⁾を、坂梨らが斜張橋の解析⁹⁾をおこなっている。さらに材料の構成則をきちんと取り入れられる点に着目してIzunoらはエポキシ樹脂や鋼板で耐震補強された橋脚の解析も行っている¹⁰⁾。

以上のように、ファイバー要素の特徴を生かした解析が各方面で行われているが、実際にファイバー要素を用いて橋の地震応答解析を行うと、上下方向に非常識に大きな加速度応答が生じたり、 $M \sim \phi$ の履歴特性、特に除荷剛性や再載荷剛性が実験とは大きく異なる場合があることが指摘されている。

そこで、本研究では単柱式RC橋脚で支持された桁橋を解析対象として、ファイバー要素を用いた解析によく用いられる除荷、再載荷時の弾性係数が初期弾性係数と同じと仮定した簡便なコンクリートおよび鉄筋の構成則を用いた場合に、上下方向加速度がどのようなメカニズムによって生じるかに関する検討をおこなったので、この結果を報告する。

2. ファイバー要素の剛性マトリックス

まず、解析条件を明らかにするために、ここで用いたファイバー要素の剛性行列を示す。ファイバー要素では、平面保持の仮定を用い、せん断変形を無視するなど、一般的なはり要素と同じ仮定で剛性行列が求められる。すなわち、2次元要素を対象として、この要素を n 個のファイバーに分割し、図心から y_k の距離にある k 番目のファイバーの断面積を A_k 、弾性係数を E_k とする。図-1 に示すように長さ L の要素の軸力および曲げモーメントの釣り合いを考える。

いま、図-1 (a) のように i 点の x 方向変位および回転角をそれぞれ u_i, θ_i 、 j 点の x 方向変位および回転角をそれぞれ u_j, θ_j とおくと、図-1 (b) に示す断面の図心位置における軸方向ひずみ ε_c 、曲率 ϕ は、

$$\varepsilon_c = \frac{u_j - u_i}{L} \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\theta_j - \theta_i}{L} \quad (2)$$

ここで、図心からの距離が y_k である k 番目のファイバーの軸方向ひずみ ε_k は、

$$\varepsilon_k = \varepsilon_c + y_k \cdot \phi \quad (3)$$

であるから、この断面の軸力 N および曲げモーメント M は断面の図心位置における軸方向ひずみ ε_c と断面の曲率 ϕ を用いて次式で与えられる。

$$N = \int_A \sigma dA = \sum_{k=1}^n (\varepsilon_k E_k A_k) = \varepsilon_c \cdot EA^* + \phi \cdot EG^* \quad (4)$$

$$M = \int_A \sigma y dA = \sum_{k=1}^n (\varepsilon_k E_k y_k A_k) = \varepsilon_c \cdot EG^* + \phi \cdot EI^* \quad (5)$$

ここで、

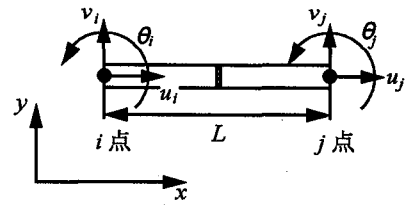
$$EA^* = \sum_{k=1}^n (E_k A_k); \quad EG^* = \sum_{k=1}^n (E_k A_k y_k);$$

$$EI^* = \sum_{k=1}^n (E_k A_k y_k^2) \quad (6)$$

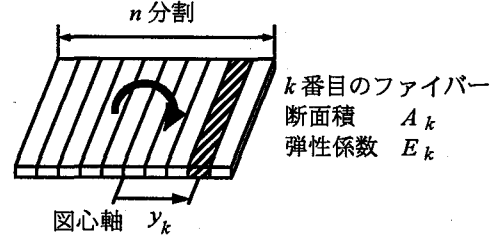
要素内の軸方向変形、曲げ変形を次式のように仮定し、

$$\left. \begin{aligned} u(x) &= c_0 + c_1 x \\ v(x) &= c_2 + c_3 x + c_4 x^2 + c_5 x^3 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

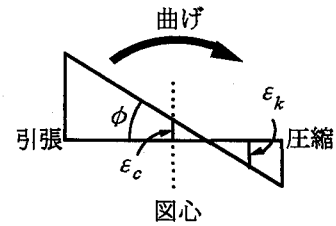
式 (4)、(5) を増分形で表せばファイバー要素の剛性マトリックスは次式で与えられる。



(a) 部材座標系



(b) 断面の分割



(c) 断面のひずみ分布

図-1 ファイバー要素

$$\begin{bmatrix} \Delta N_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_i \\ \Delta N_j \\ \Delta Q_j \\ \Delta M_j \end{bmatrix} = [\tilde{k}] \cdot \begin{bmatrix} \Delta u_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_i \\ \Delta u_j \\ \Delta v_j \\ \Delta \theta_j \end{bmatrix} \quad (8)$$

ここで、

$$[\tilde{k}] = \begin{bmatrix} \frac{EA_t^*}{L} & 0 & \frac{EG_t^*}{L} & -\frac{EA_t^*}{L} & 0 & -\frac{EG_t^*}{L} \\ 0 & \frac{12EI_t^*}{L^3} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & 0 & \frac{12EI_t^*}{L^3} & \frac{6EI_t^*}{L^2} \\ \frac{EG_t^*}{L} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{4EI_t^*}{L} & -\frac{EG_t^*}{L} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{2EI_t^*}{L} \\ -\frac{EA_t^*}{L} & 0 & -\frac{EG_t^*}{L} & \frac{EA_t^*}{L} & 0 & \frac{EG_t^*}{L} \\ 0 & -\frac{12EI_t^*}{L^3} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} & 0 & \frac{12EI_t^*}{L^3} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} \\ -\frac{EG_t^*}{L} & \frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{2EI_t^*}{L} & \frac{EG_t^*}{L} & -\frac{6EI_t^*}{L^2} & \frac{4EI_t^*}{L} \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 EA_t^* 、 EG_t^* 、 EI_t^* は、それぞれ式 (6) によって与えられる EA^* 、 EG^* 、 EI^* の時刻 t における値である。式 (9) は、一般のはり要素の剛性マトリックスに、軸力と曲げモーメントの連成項が加わったものである。ファイバー要素を用いた解析には、DRAIN-2DX^{(11) (12)} を使用した。

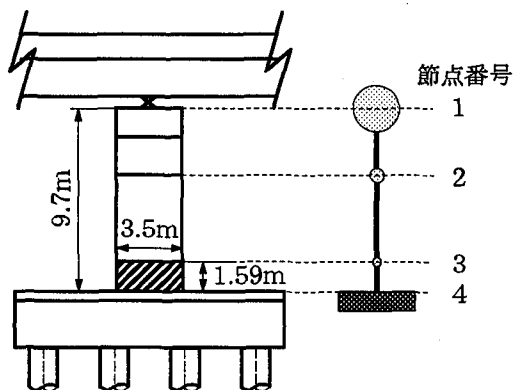


図-2 解析対象橋脚とそのモデル化

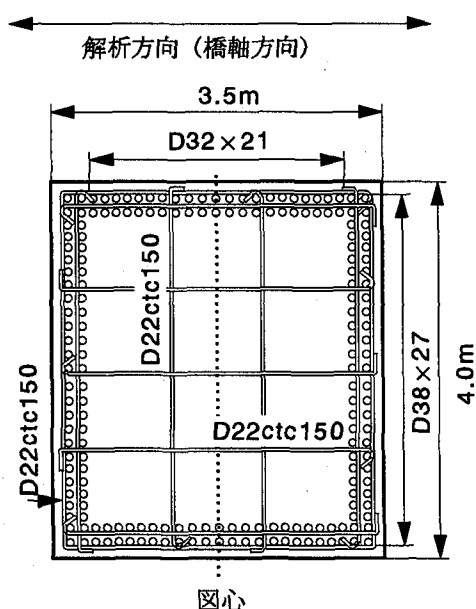
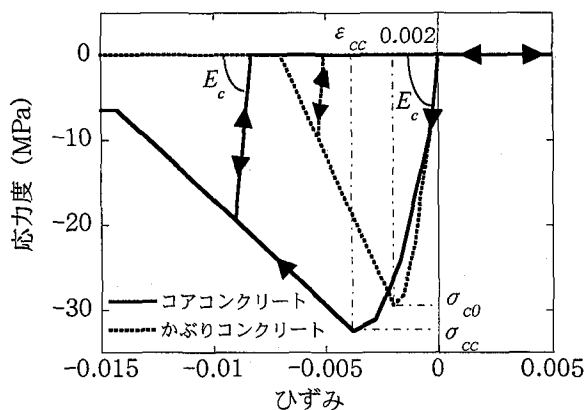


図-3 解析対象とした橋脚の断面

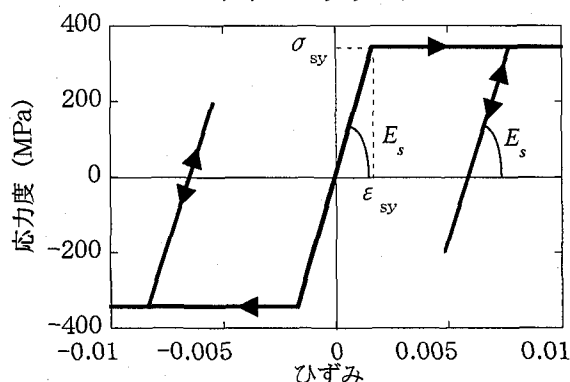
3. 解析対象橋脚

図-2に示すように高さ 9.7m, 4.0m (橋軸方向) × 3.5 m (橋軸直角方向) の矩形断面を有する RC 橋脚で支持された桁橋で橋軸方向の応答を解析対象とする。これは、4 径間連続 PC 橋の一部を取り出したもので、この桁は両端の橋脚では可動支承、残りの 3 橋脚では固定支承であるため、解析対象とした橋脚が支持する上部構造の慣性重量は橋軸方向には 23.6MN、上部構造死荷重は 17.2MN である。コンクリートの設計基準強度 σ_{co} は 29.4MPa であり、軸方向鉄筋、帯鉄筋には SD345 が用いられている。

橋脚の断面を図-3に示す。軸方向鉄筋としては、橋軸方向には D38 が、橋軸直角方向には D32 がそれぞれ配置されており、軸方向鉄筋比は 1.36% である。また帯鉄筋には、D22 が間隔 $s=150\text{mm}$ で配筋されている。橋軸方向に関する有効長 $d=900\text{mm}$ から、道路橋示方書の



(a) コンクリート



(b) 軸方向鉄筋

図-4 ファイバー要素に用いた応力度～ひずみの履歴

規定に従って帯鉄筋比 ρ_s を求めると 1.15% となる。

この橋脚を図-2に示すように 4 節点、3 要素の骨組みモデルでモデル化した。道路橋示方書による降伏、終局の定義を用いて解析結果を評価するために、道路橋示方書に基づき橋脚基部から 1.59 m までを塑性ヒンジとして、その区間はファイバー要素により、また、その他の区間は線形はり要素により、それぞれモデル化した。ファイバー要素では、コアコンクリート、かぶりコンクリート、軸方向鉄筋に分け、コアコンクリート、かぶりコンクリートはそれぞれ 20 分割、1 分割 (両サイドにかぶりコンクリートがあるため、合計すると 2 分割) した。軸方向鉄筋は鉄筋の中心位置に断面積と弾性係数が集中しているものと仮定した。

かぶりコンクリートおよびコアコンクリートの応力度～ひずみ関係を図-4 (a) に示す。ここで、かぶりコンクリートは帯鉄筋による横拘束を受けていないために、最大圧縮応力度 σ_{cc} はコンクリートの設計基準強度 σ_{co} (29.4MPa)、最大圧縮応力度が生じる時のひずみ ϵ_{cc} は 2000μ とした。また、ひずみが 7000μ に達すると応力度は 0 になると仮定した。一方、コアコンクリートの最大圧縮応力度 σ_{cc} およびその時のひずみ ϵ_{cc} 、下降勾配 E_{des} は Hoshikuma らの提案式¹³⁾ から求めた。ただし、Hoshikuma らの提案式では、橋脚の耐震設計においてコンクリートに大きな圧縮破壊が生じるような損傷を見込

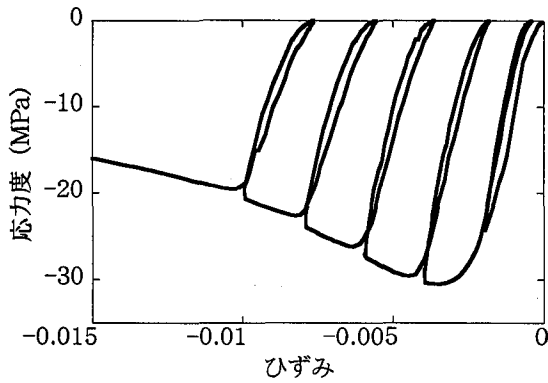


図-5 横拘束されたコンクリートの除荷・再載荷の履歴特性

むべきではないとの考え方から、圧縮応力度が最大圧縮応力度 σ_{cc} の 80% の点までしか履歴曲線が与えられていない。このため、ここでは、Park らの提案¹⁴⁾に基づき Hoshikuma らの E_{des} を保ったまま σ_{cc} の 20% の値にまで達し、それ以上はひずみが増加しても応力度は σ_{cc} の 20% の値のままであるとした。図-4 (a) によれば、かぶりコンクリートとコアコンクリートでは、初期弾性係数 E_c は同じであるが、その後、最大応力度にいたるまでの過程では、同一ひずみに対する応力度はかぶりコンクリートの方がコアコンクリートよりも大きくなっている。実際の現象とは異なる可能性があるが、これは Hoshikuma らの提案式の特徴であり、ここではこれについては Hoshikuma らの提案式により計算される結果をそのまま用いることとする。

以上によれば、コアコンクリートの最大圧縮応力度 σ_{cc} およびその時のひずみ ϵ_{cc} はそれぞれ 32.4MPa, 3770 μ であり、下降勾配 E_{des} は 2462MPa となる。応力度が σ_{cc} の 20% で一定になるひずみは 14300 μ である。なお、道路橋示方書の規定に基づいて終局ひずみ ϵ_{cu} を求めると、タイプ I 地震動を考慮する場合には 3770 μ 、タイプ II 地震動を考慮する場合には 6400 μ となる。

除荷、再載荷時の弾性係数は、いずれも初期弾性係数 E_c と同じとし、直線で表すものとした。図-5 に示すように、堺らの実験¹⁵⁾によればより大きなひずみで除荷するほど、除荷時、再載荷時の弾性係数は初期弾性係数 E_c よりも小さくなるが、ここでは簡単のため上記のように仮定したものである。

なお、曲げ引張強度 σ_{bt} は 0 と仮定し、引張側ではコンクリートは応力度を負担しないものとした。いったん圧縮応力度を受けたあとの除荷履歴過程では、初期弾性係数 E_c と同じ弾性係数でひずみの減少とともに応力度が減少するとし、応力度が 0 となった後は弾性係数は 0 とした。再載荷した場合には、除荷時に応力度が 0 となったひずみに達するまでは応力度は 0 であるとし、それ以上に圧縮側にひずみが増加すると初期弾性係数 E_c と同じ弾性係数でひずみの増加とともに応力度が増加し、

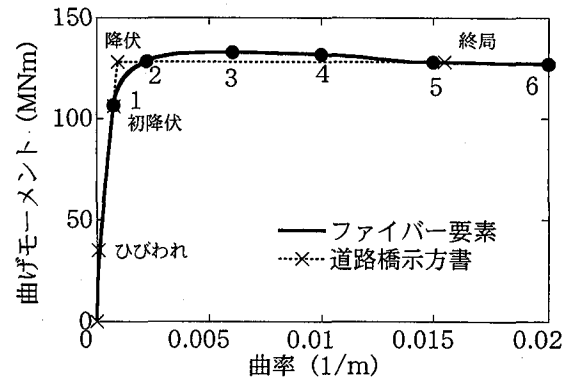


図-6 静的に変位を漸増させた場合のファイバー要素に生じる曲げモーメント～曲率の関係

包絡線に戻るものとした。

軸方向鉄筋の応力度～ひずみ関係を図-4 (b) に示す。降伏応力度 σ_{sy} およびその時のひずみ ϵ_{sy} はそれぞれ 343MPa, 1670 μ とした。完全弾塑性であると仮定し、降伏後の 2 次弾性係数は 0 とした。降伏した後の除荷弾性係数および再載荷弾性係数は初期弾性係数 E_s と同じとし、簡単のためひずみ硬化や Bauschinger 効果は考慮しないこととした。

ファイバー要素には、上部構造および橋脚躯体の自重を見込んで 22.4MN の初期軸力を与えた。なお、この初期軸力によって、ファイバー要素には 53 μ だけ軸方向に圧縮ひずみが生じており、コアコンクリート、かぶりコンクリートともに 1.5MPa、鉄筋には 10.9MPa の応力度が生じている。

4. ファイバー要素を用いた場合の基本的な曲げモーメント～曲率関係の検討

(1) 静的水平変位を強制的に与えた場合

橋脚天端に静的に水平変位を強制的に漸増させていった場合のファイバー要素に生じる $M \sim \phi$ 関係を示した結果が図-6 である。これは、繰返し載荷実験から求められる RC 橋脚模型の履歴曲線の包絡線の特徴¹⁶⁾をよく表している。比較のために図中には、道路橋示方書に基づいて求めたひびわれ点、初降伏点、降伏点、終局点も示している。道路橋示方書に規定されている方法も基本的にはファイバー要素の考え方にに基づくものであり、計算方法としてはここで用いている方法と変わらない。しかし、道路橋示方書では、横拘束されていないためかぶりコンクリートの存在が無視されている。図-6 によれば、ファイバー要素で求めた結果は道路橋示方書に基づいて計算した $M \sim \phi$ 関係とよく一致しているが、軸方向鉄筋が初降伏 (図-6 中の点 1) してから、徐々に側方鉄筋が降伏していくため、ゆっくりと初期曲げ剛性から剛性が低下していく (図-6 中の点 1～2～3) こと、最大曲げモーメントが 133MNm (図-6 中の点 3) と道路

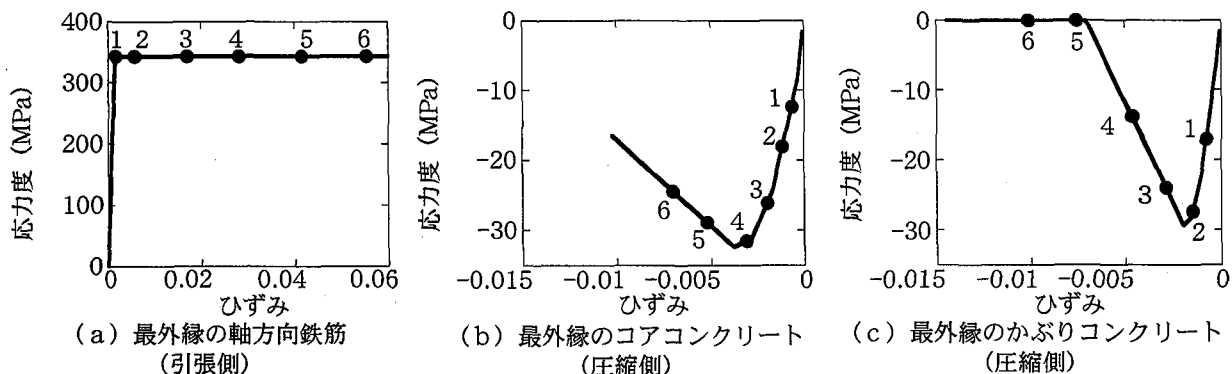


図-7 主要なファイバーにおける応力度～ひずみの履歴

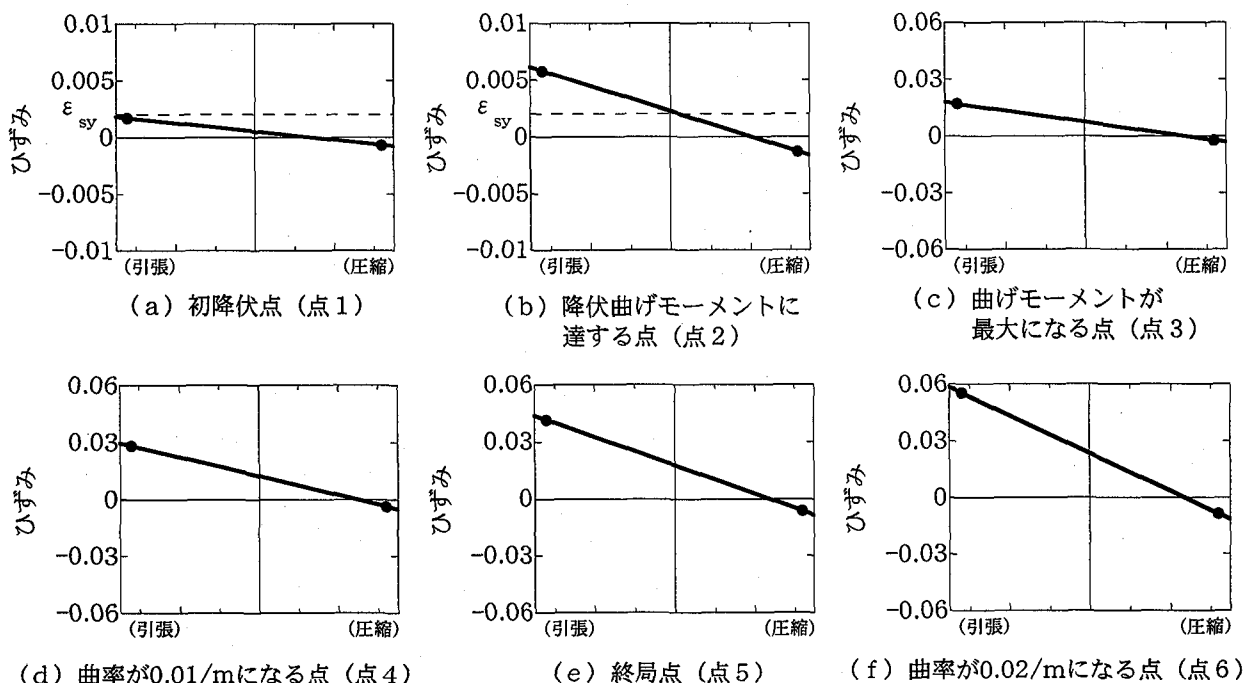


図-8 図-6 に示した1～6点における曲率と中立軸の関係

橋示方書によって求めた値128MNmより4%ほど大きいことが異なっている。後者の違いは、上述したかぶりコンクリートの存在が道路橋示方書では無視されているためである。図-6では、曲率が0.02/mまでの範囲を示しているが、道路橋示方書と同じように、最大圧縮応力度の80%にまで低下した時を終局(タイプII地震動)と定義すると、ファイバー要素を用いた場合の終局曲率は0.0150/mとなり、道路橋示方書による終局曲率0.0155/mとほぼ一致する。

図-6に示したM- ϕ 関係がどのような応力度～ひずみの履歴によって生じたかを、また、この時の中立軸や曲率がどのようになっていたかを示した結果が、それぞれ図-7、図-8である。これらによれば、曲率が徐々に大きくなり、引張側の最外縁の軸方向鉄筋位置において軸方向ひずみが $\epsilon_{sy}=1670\mu$ に達した段階(点1)で初降伏となる。この時の中立軸は図心から圧縮側に0.64mの位置である。その後、曲率を増加させていくと順次曲げモーメントも大きくなっていくが、やがて点3におい

てこの断面としての最大曲げモーメント133MNmに達する。この時の中立軸の位置は図心から圧縮側に1.19mの位置であり、圧縮力を分担しているコンクリートの幅はかぶりコンクリート0.15mを含めても0.56mしかない。従って、コアコンクリート中のわずかに0.41mの区間が圧縮力に抵抗していることになる。また、図-7(c)からわかるように、この段階では、最外縁のかぶりコンクリートに生じる応力度はすでに最大圧縮応力度に達し、そこから18%低下した段階にある。

さらに曲率を増大させていくと、最外縁のコアコンクリートに生じる応力度も最大圧縮応力度から低下し始め、上述した終局曲率に達する段階(点5)では、最外縁のかぶりコンクリートの応力度は0、最外縁のコアコンクリートの応力度は28.9MPaと最大圧縮応力度の89%にまで低下している。この結果、中立軸は図心から圧縮側に1.17mと、上述の点3と比較して0.02mだけ図心側に戻っている。

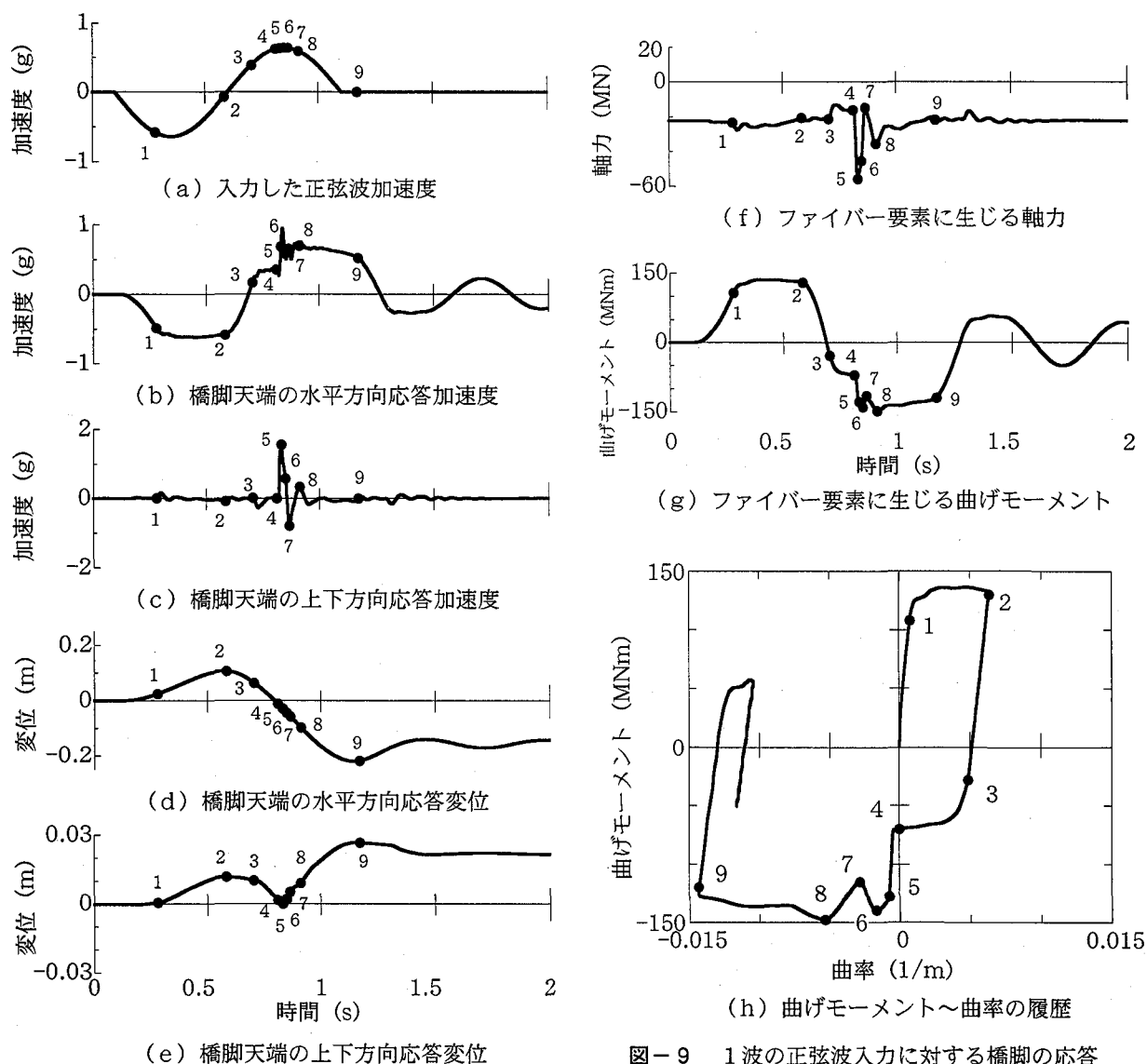


図-9 1波の正弦波入力に対する橋脚の応答

(2) 地震力を作用させた場合

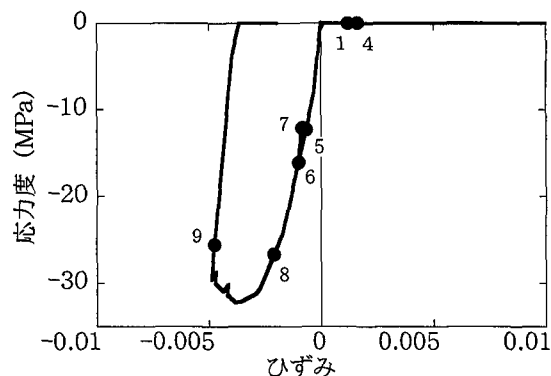
地震力を作用させた場合のファイバー要素の特性を検討するために、図-9 (a) に示す固有周期 1.0 秒、振幅 0.64g の 1 波だけの正弦波状の加速度を作用させた。地震動加速度の代わりに 1 波だけの正弦波を入力したのは、繰り返し荷载に伴う $M \sim \phi$ の履歴特性を詳細に検討するためである。

動的解析には、Newmark の一定加速度法による直接積分を用いた。なお、積分時間間隔 Δt は、1/1000 秒とした。これは、 $\Delta t = 1/10000$ 秒とした解析も行った結果、応答値はほとんど変化しなかったためである。

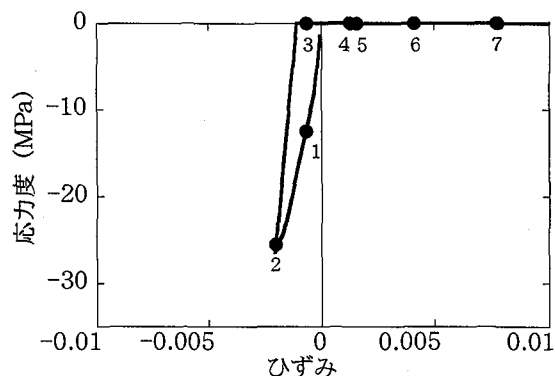
正弦波を作用させた場合の橋脚天端における時刻歴応答とファイバー要素に生じる部材力の時刻歴応答、 $M \sim \phi$ の履歴を図-9 に示す。橋脚天端では 0.94g の最大加速度応答が水平方向に生じ、最大応答変位は 0.22m となっている。Takeda モデル等のように経験的な $M \sim \phi$ の履

歴モデルを用いた場合と非常に異なるのは、上下方向に 1.56g もの大きな応答加速度が生じ、これに伴って橋脚には最大で 0.03m の上向きの応答変位が生じることである。これが、どのような力の分担で生じたかを見るために、前述した静的に水平変位を漸増させた場合と同様に、コアコンクリート、かぶりコンクリート、軸方向鉄筋に分けて、それぞれ正側、負側の最外縁における応力度～ひずみ関係、曲率と中立軸の位置の関係を示した結果がそれぞれ図-10、図-11 である。ここで、正の曲率が生じた場合に引張側になる断面を正側、圧縮側になる断面を負側とそれぞれ呼ぶこととする。

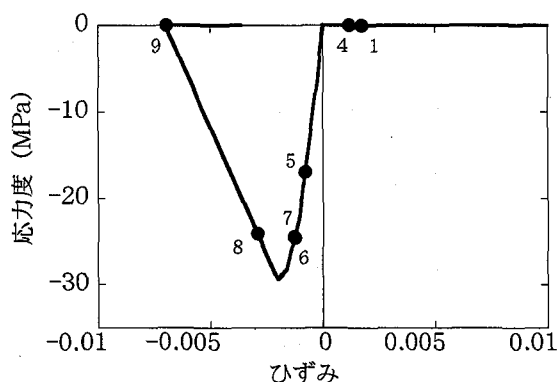
入力加速度を作用させて、0.28 秒後には正側の軸方向鉄筋が降伏 (点 1、図-9 (h)、図-10 (e) 参照) し、0.58 秒には入力加速度の向きが反転するため、除荷が始まる (点 2)。これにより、最外縁の軸方向鉄筋や最外縁のコンクリートにも除荷が生じ、やがて最初に引



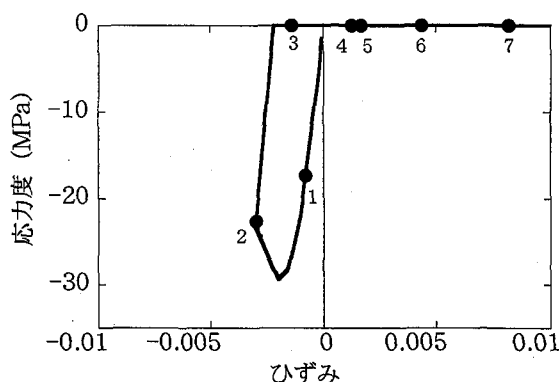
(a) 最外縁のコアコンクリート (正側)



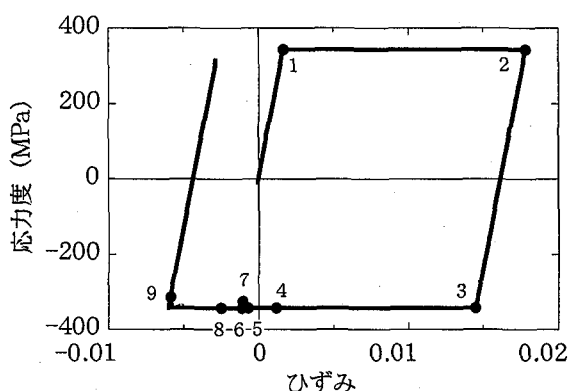
(b) 最外縁のコアコンクリート (負側)



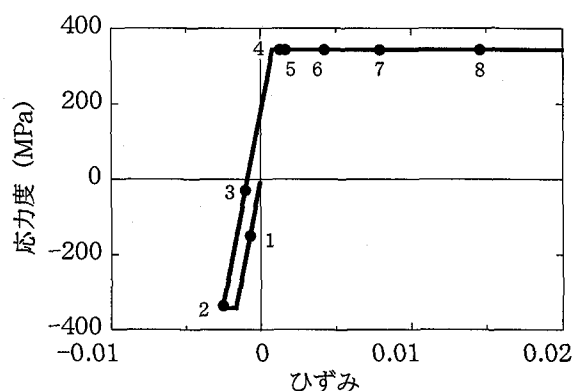
(c) 最外縁のかぶりコンクリート (正側)



(d) 最外縁のかぶりコンクリート (負側)



(e) 最外縁の軸方向鉄筋 (正側)



(f) 最外縁の軸方向鉄筋 (負側)

図-10 主要なファイバーにおける応力度～ひずみの履歴

張降伏した正側の最外縁の軸方向鉄筋が 0.70 秒には圧縮側で降伏するようになる (点 3, 図-10 (e) 参照)。これ以降、徐々に側方筋が降伏するために曲げ剛性が低下していく。0.81 秒には曲率が正から負へと転じ (点 4, 図-11 (d) 参照), ほぼ 0 に近かった接線曲げ剛性が急に初期曲げ剛性とほぼ同じ曲げ剛性にまで増大する (点 5)。これは, 図-10 (a), (c) に示すように, 今まで引張側にあつて応力度を分担していなかった正側のコアコンクリートおよびかぶりコンクリートが圧縮力を負担するようになるためである。式 (4), (5) からわかるように, 曲げおよび軸方向の接線剛性が増大し, 0.81 秒 (点 4) から 0.83 秒 (点 5) の間にファイバー要素に生じる曲げモーメント, 圧縮軸力はそれぞれ, 58MNm, 40MN 増加する。上述した, 新たに圧縮側に

なった断面におけるコアコンクリートおよびかぶりコンクリートの圧縮力の分担は衝突のような効果をもたらし, 橋脚天端には上下方向に 1.56g もの大きな加速度が生じる。本解析で用いたコンクリートの応力度～ひずみ関係では, ひび割れが閉じて圧縮力を負担する瞬間には, 弾性係数が 0 から初期弾性係数 E_c に急変するモデルとなっている。実際には, 圧壊したコンクリートの一部が緩衝材のような役割を果たして, 数値解析ほど大きな衝突効果が生じないと考えられるが, これについては将来実験的な検討が必要と考えられる。

図-11 によれば, 除荷が始まる点 2 では, 中立軸の位置は図心から圧縮側に 1.2m の位置であったが, 除荷を経て点 3 では中立軸はさらに圧縮側に 0.2m 移動している。したがって, かぶりコンクリートを含めても圧縮

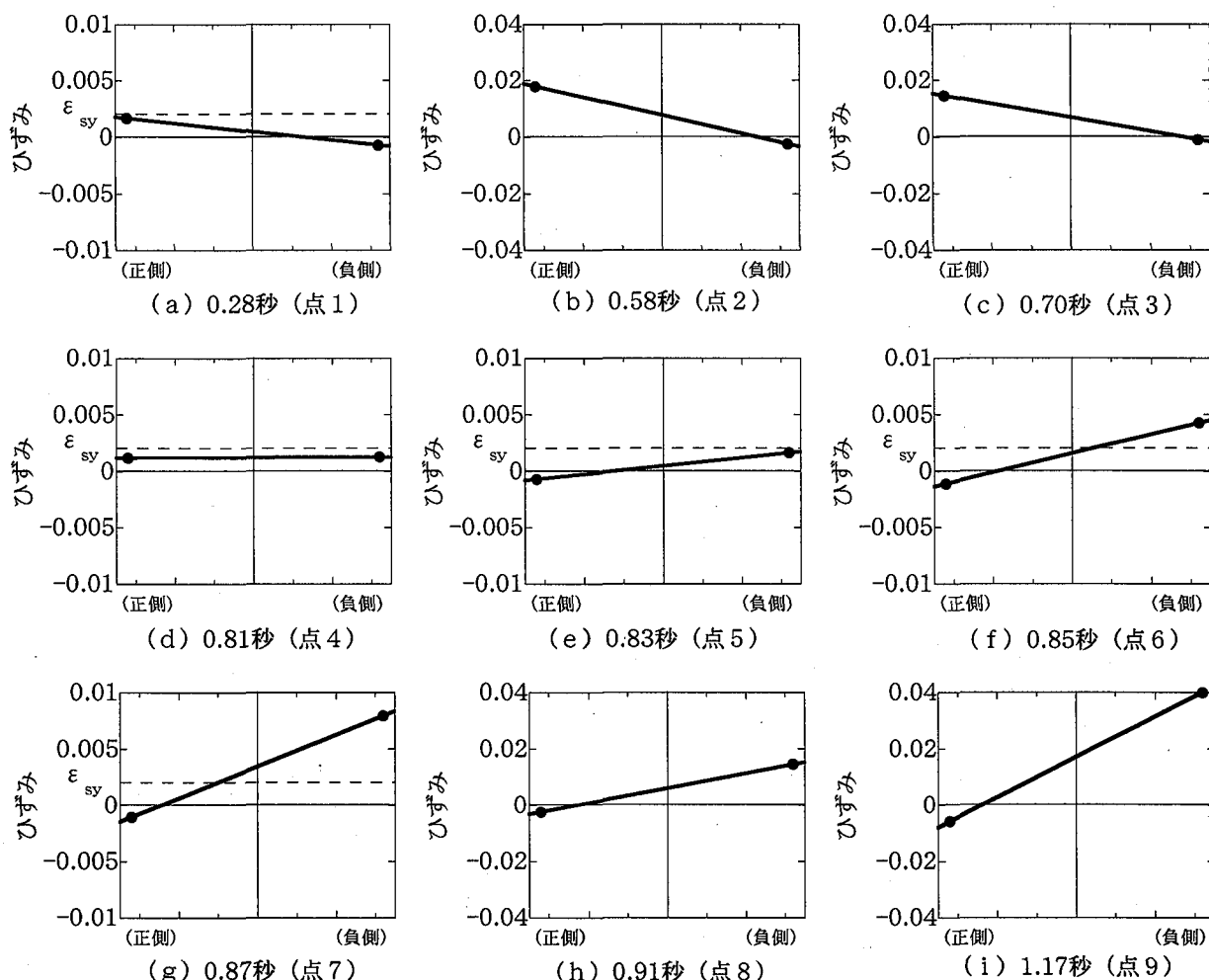


図-11 図-9に示した1～9点における曲率と中立軸の関係

側のコンクリート領域はわずかに0.35mしかない。しかし、図-10 (b), (d) からわかるように、この時にはコンクリートが負担する応力度は0であるため、点3では圧縮側のコンクリートは力を分担していない。

時刻0.81秒 (点4) では曲率が0となり、断面のひずみ分布は図-11 (d) に示すように引張側に一様に1230 μ を受けた状態となる。しかし、図-10 (e) のように正側の軸方向鉄筋には圧縮力が作用しており、このため図-9に示すようにファイバー要素には負の曲げモーメントが作用している。

点5から点8にかけては、 $M \sim \phi$ 関係が複雑に変化する。0.85秒 (点6) で曲げモーメントが-140MNmとなったあと、0.87秒 (点7) にかけて曲げモーメントは一時減少するが、0.91秒 (点8) には曲げモーメントは負側の最大値-148MNmとなる。これは図-6に示した静的に水平変位を漸増させた場合の1.11倍に相当する。静的に水平変位を漸増させた場合と比較して最大曲げモーメントが変化するのは、動的解析ではファイバー要素に作用する軸力が静的自重による22.4MNmを中心として圧縮側に33.4MN、引張側に9.1MNの範囲で変化するた

めである。また、この時には、正側にある最外縁のかぶりコンクリートの応力度は24.1MPaと最大圧縮応力度から18%低下しているが、圧縮側の最外縁のコアコンクリートの応力度は26.7MPaと最大圧縮応力度の82%であり、まだ応力度の上昇域にある。なお、点7で曲げモーメントが一時減少するのは、図-10 (a) からわかるように、部分的な除荷・再載荷が起こっているためである。その後、1.17秒 (点9) 以後においては入力加速度が0となるために除荷が始まる。ただし、図-10 (c) からわかるように、点9以後では正側のかぶりコンクリートは応力を負担しなくなる。

橋脚天端に最大で0.03mの上向きの応答変位が生じることは、図-11に示すひずみ分布から説明することができる。橋脚に曲率が生じ、中立軸位置が時間的に変化する結果、図心位置には上向きの変位が生じる。この値 (+ファイバー要素でモデル化した塑性ヒンジ区間以外の区間における橋脚の上下方向の変形) が図-9 (e) に示す上下方向の橋脚の応答変位になっている。

5. ファイバー要素を用いた単柱式橋脚の 地震応答解析

以上のような、ファイバー要素の基本的なM～φ関係を念頭において、図-12に示す1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台のNS成分記録（以下、神戸海洋気象台記録と呼ぶ）に対する応答を求めることとする。比較のために、塑性ヒンジをひびわれ点を無視した剛性低下型のTakedaモデルでモデル化した場合の応答を求めることとした。Takedaモデルでは降伏曲げモーメント、降伏曲率は図-6に示した値を用いることとし、降伏後の接線剛性は0と仮定した。繰返し載荷に対する応答を求めるためには除荷剛性、再載荷剛性をどのように与えるかが重要である。Takedaモデルでは、除荷剛性は次式で与えられる。

$$EI_r = EI_y \left(\frac{\phi_y}{\phi_{max}} \right)^\alpha \quad (10)$$

ここで、 EI_r =除荷剛性、 EI_y =降伏剛性、 ϕ_y =降伏曲率、 ϕ_{max} =過去に経験した最大曲率である。ここで、剛性低下度を表すパラメーター α は、0.4とした。再載荷時は過去に経験した最大曲率を目指すものとした。

図-13は、ファイバー要素を用いた場合の地震応答を示したものである。橋脚天端に生じる水平方向の応答に着目すると、最大加速度は0.83g、最大変位は0.2mであり、残留変位はあまり生じていない。一方、上下方向には、水平方向を上回る最大で1.56gもの加速度が生じている。これは前述した曲率が変化する位置において起こる一種の衝突によるものである。中立軸が移動するため、橋脚には上向きに最大で0.025mの応答が生じる。ファイバー要素に生じる曲げモーメントは最大149MNmであり、これは図-6に示した静的に水平変位を漸増させた場合の1.12倍に相当する。これは、前述したように軸力と曲げモーメントが連成するため、曲げモーメントの変化に伴い静的自重によって生じる22.4MNを中心として圧縮側には36.4MN、引張側には13MNの範囲で軸力が変化するためである。

一方、Takedaモデルを用いた場合の橋脚の応答を図-14に示す。橋脚天端に生じる水平方向の最大加速度は0.70g、最大変位は0.3mであり、加振終了後には0.1mの残留変位が生じている。非線形はり要素に生じる最大曲げモーメントは128MNmである。曲げモーメントと軸力の連成項がないため、水平方向に加振しただけでは上下方向には応答は生じない。したがって、橋脚天端の上下方向応答加速度、応答変位、非線形はり要素に生じる軸力応答はいずれも0である。

Takedaモデルでは、道路橋示方書に基づいてM～φ関係を求めており、このためかぶりコンクリートを評価しているという点でファイバー要素を用いた解析とは異なる

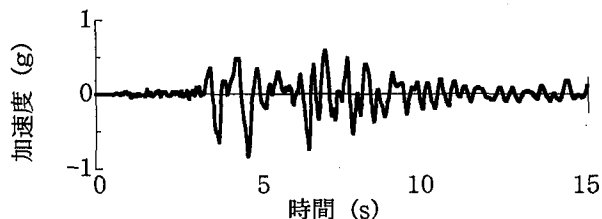


図-12 神戸海洋気象台記録

るが、こうした点は別として、ファイバー要素を用いた場合とTakedaモデルを用いた場合の応答を比較してみると、以下のような違いが指摘できる。

(1) 上下方向に入力地震動を加えてなくてもファイバー要素を用いた場合には、曲率の符号が変化する点で、曲げおよび軸方向の接線剛性が急に大きくなるため、大きな上下方向の応答加速度、軸力応答が生じるが、Takedaモデルを用いた場合には、こうした上下方向の応答加速度や軸力応答は生じない。

(2) 上下方向に入力地震動を加えてなくてもファイバー要素を用いた場合には、中立軸の移動に伴い上向きに最大で0.025mの応答変位が生じるが、Takedaモデルを用いた場合では上下方向には応答変位は生じない。

(3) ファイバー要素では、除荷剛性、再載荷剛性は初期剛性とほとんど変わらないが、Takedaモデルでは除荷剛性は式(10)の比率で低下し、再載荷剛性は除荷剛性よりもさらに低下している。

(4) (3)のためファイバー要素を用いた場合には、入力地震動の後半部になっても比較的大きな加速度応答や曲げモーメント応答が続くのに対して、Takedaモデルではこうした応答はすぐに小さくなる。

4～5秒間および6～8秒間のM～φ関係の比較を示すと図-15のようになる。図-15(a)の点1においてはファイバー要素、Takedaモデルともに概ね同じ曲率から除荷が始まったにもかかわらず、曲げモーメントが負から正に変わる点(点2)において、両モデルには剛性に大きな差がある。このため、その後このループにおける最大曲率はファイバー要素では0.013/mとなったのに対し、Takedaモデルでは0.02/mとその約1.5倍になった。この差が、上述した水平方向の最大応答変位の差となっている。

また、図-15(b)に示すようにファイバー要素ではTakedaモデルのように曲げモーメントが0となる度に剛性が低下しないため、M～φ関係において線形応答する範囲が広く、このため上述したように入力地震動の後半部においても比較的大きな曲げモーメントが生じる。

上記(1)、(2)の軸力と曲げモーメントの連成はファイバー要素の特徴であり、ファイバー要素を用いる際にはその特徴を理解した上で使用することが重要である。一方、上記(3)、(4)のM～φ関係における除荷、再載荷時の履歴に関しては、今回の解析ではコンク

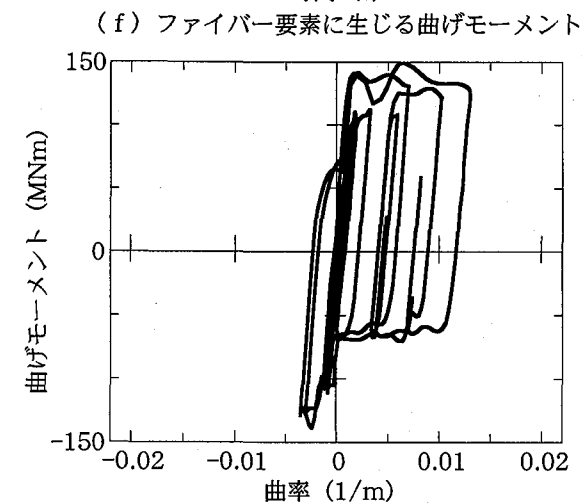
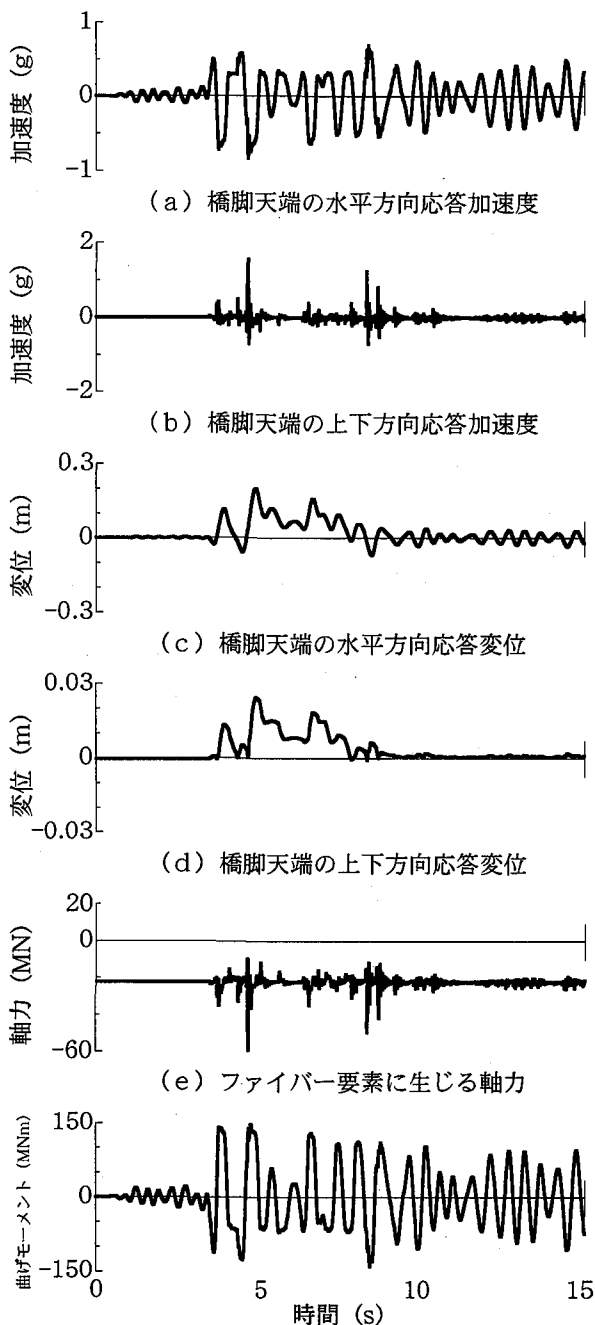


図-13 ファイバー要素を用いた場合の橋脚の応答

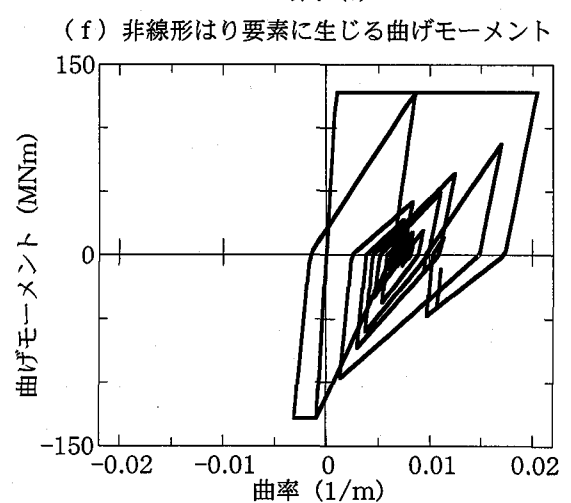
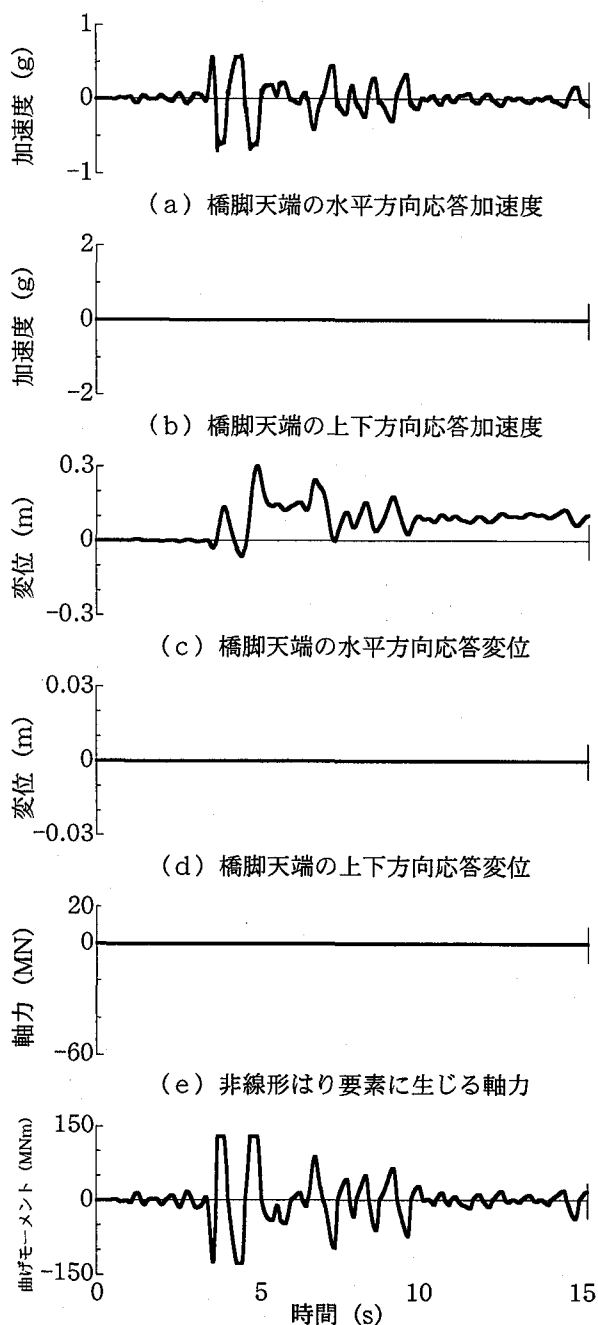
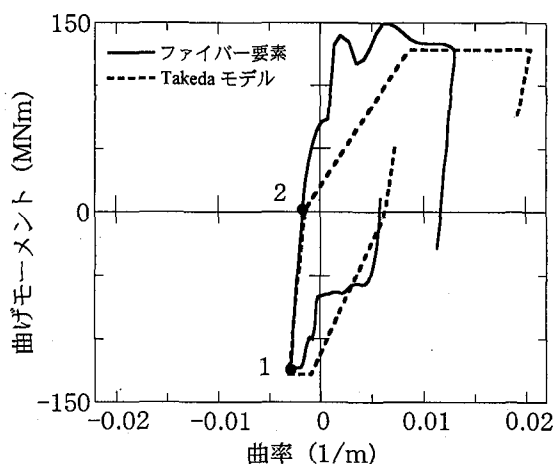
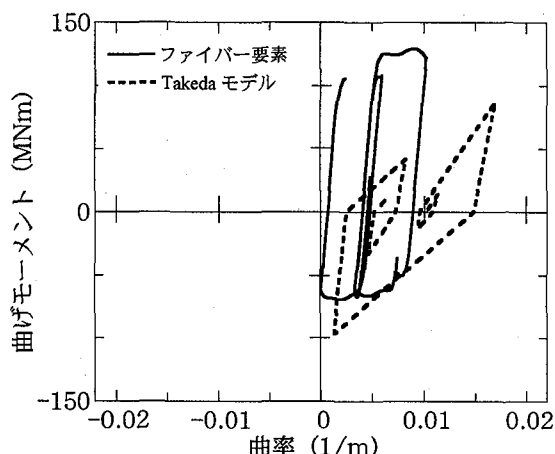


図-14 Takedaモデルを用いた場合の橋脚の応答



(a) 4秒～5秒間



(b) 6秒～8秒

図-15 曲げモーメント～曲率の履歴

リートおよび鉄筋に単純な構成則を用いたためであり、これを実験結果に基づいてより事実に近いもの、鉄筋の構成則にひずみ硬化や Bauschinger 効果を考慮することにより、振幅の増加に伴う曲げ剛性の低下もある程度は再現できるようになると考えられる。これについては、今後さらに検討していく予定である。

6. 結論

単柱式 RC 橋脚で支持された桁橋を解析対象橋脚として、その塑性ヒンジ領域を除荷、再載荷時の弾性係数が初期弾性係数と同じと仮定した簡便なコンクリートおよび鉄筋の構成則を用いたファイバー要素でモデル化すると、上下方向に大きな応答加速度が生じることから、そのメカニズムを解明するために静的漸増変位、動的地震力を作用させ、コアコンクリート、かぶりコンクリート、軸方向鉄筋に分けて作用力の分担を検討した。本解析で明らかになった事項をまとめると以下になる。

(1) 静的変位を漸増させた場合のファイバー要素の $M \sim \phi$ 関係は繰り返し載荷実験から求められる RC 橋脚模型の履歴曲線の包絡線の特徴をよく表す。ファイバー要

素を用いて求めた $M \sim \phi$ 関係における最大曲げモーメントは道路橋示方書に規定される方法によって求めた降伏曲げモーメントよりも 4% ほど大きい、これは、道路橋示方書ではかぶりコンクリートを無視しているためである。

(2) 動的に地震力を作用させた場合には上下方向に地震入力がなくとも、ファイバー要素には曲率が増加する際に上下方向に非常に大きな加速度応答が生じる。これは、曲率が増加した結果、今まで引張側にあつて応力を分担していなかったコンクリートが圧縮側に移ったと同時に応力を分担するようになり、一種の衝突現象が生じるためである。また、軸力と曲げモーメントが連成しているため中立軸の位置が変化し、このため橋脚には上向きの応答変位が生じる。

(3) 動的に地震力を作用させた場合には上下方向に地震入力がなくとも、ファイバー要素に生じる最大曲げモーメントは、静的に水平変位を漸増させた場合にファイバー要素に生じる最大曲げモーメントよりも大きくなる可能性がある。これは、上記 (2) よりファイバー要素に作用する軸力が変化するためである。

(4) 本研究で用いたコンクリートおよび鉄筋の構成則を用いたファイバー要素では、除荷剛性、再載荷剛性は初期剛性とほとんど変わらないが、Takeda モデルでは除荷剛性は式 (10) の比率で低下し、再載荷剛性は除荷剛性よりもさらに低下する。これにより、図-13、14 に示すように神戸海洋気象台記録を入力したときのファイバー要素を用いた場合の橋脚天端の応答変位は、Takeda モデルを用いた場合の約 66% となる。

謝辞

本研究に際して、東京大学大学院工学系研究科小谷俊介教授、東京工業大学社会人博士課程の矢部正明氏（株）長大、鹿島建設（株）の右近八郎氏、沖見芳秀氏、大成建設（株）の畑明仁氏、日本電子計算（株）の井上洋氏から貴重なご助言や資料をいただきました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 財団法人道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996
- 2) Takeda, T., Sozen, A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, J. Struct. Div., ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 3) Park, R., Kent, D. C., and Sampson, R. A.: Reinforced Concrete Member with Cyclic Loading, J. Struct. Div., ASCE, Vol.98, No.ST7, pp.1341-1360, 1972
- 4) Aktan, A. E., Pecknold, D. A., and Sozen, A.: R/C Column Earthquake Response in Two Dimensions, J. Struct. Div., ASCE, Vol.100, No.ST10, pp.1999-2015, 1974

- 5) 滝口克己, 黒正清治, 小林克巳: 鉄筋コンクリート断面の二軸曲げ解析, 日本建築学会論文報告集, No.250, pp.1-8, 1976
- 6) 芳村学, 青山博之, 川村満: 2 方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析 その1 2 軸曲げを受けるRC柱の解析, 日本建築学会論文報告集, No.298, pp.31-41, 1980
- 7) Ristic, D.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto Univ., 1988
- 8) 田中良弘, 福浦尚之, 畑明仁: RCラーメン高架橋の地震応答解析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.339-346, 1996
- 9) 坂梨利男, 古池正宏, 横山雅臣, 宇津木一弘: 長大PC斜張橋のファイバーモデルによる3次元複合非線形動的解析, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, I-B144, pp.288-289, 1997
- 10) Izuno, K., Iemura, H., Yamada, Y. and Ohkawa, T.: Inelastic Earthquake Response Analysis and Damage Assessment of Retrofitted RC Structures Using Extended Fiber Model, Proc. of JSCE, No.465/I-23, 1993
- 11) Kanaan, A. E. and Powell, G. H.: DRAIN-2D A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with Users' Guide, Report No.EERC-73/6 and 73/22, 1973
- 12) Taucer, F., Spacone, E. and Filippou, F. C.: A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures, Report No. UCB/EERC-91/17, 1991
- 13) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, J. Struct. Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997
- 14) Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, J. Struct. Div., ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971
- 15) 堀淳一, 川島一彦, 庄司学, 久保欣也: 横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす除荷・再載荷の影響, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.143-146, 1998
- 16) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告, No.190, 1993

(1998年9月18日受付)