

# 橋梁構造システムの耐震性能評価 に関する基礎的研究

金好昭彦<sup>1</sup>・宮本文穂<sup>2</sup>・古家武士<sup>3</sup>・中島 募<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 株式会社鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2557)

<sup>3</sup>工学士 株式会社鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

<sup>4</sup>学生員 工学士 山口大学大学院 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2557)

本研究では兵庫県南部地震で被災した道路高架橋を対象として、高架橋を上部工、支承、落橋防止構造および下部工で構成される橋梁システムとしてとらえ、各部位部材間の損傷の相互影響を考慮した状態遷移確率行列を用いて、部位部材の損傷状態確率を算出する手法を提案する。また本手法を実橋に適用し得られる部位部材の損傷程度と実被害の統計的データとの整合性を検討するとともに、橋脚補強や免震支承等の耐震対策を施した場合の耐震性能向上効果についても検討した。

**Key Words :** reinforced concrete structure , first excursion probability , non-linear dynamic response analysis , seismic design , structural system , damage probability matrix

## 1. 序論

阪神・淡路大震災では、阪神高速道路3号神戸線などの都市内道路高架橋に甚大かつ多種多様な損傷や破壊が発生した。これらの高架橋は、設計・施工された時の耐震設計基準の制定年次によって被害程度に差が生じており、年次の古いものほど被害が大きくなっていった。今回の地震によっても耐震設計法が見直されており、終局状態照査用応答スペクトル値の引き上げ、落橋防止構造の強化、免震支承の推奨、動的解析の活用などについて改訂されている<sup>1)</sup>。特に、上・下部構造、支承および落橋防止構造を含む橋梁構造物全体が所要の耐震性能を有するように、耐震設計するよう配慮する必要があるとしていながらも、現実には上部工、支承、下部工、基礎などの各構造部位部材が、所要の耐力や変形性能を有しているかどうかを確認する方法によって、構造物全体の耐震性を保証するという考え方が基本となっている。これは、橋梁構造物全体の耐震性を具体的に評価する方法が提示されていないためであると考えられる。その方法が確立すると想定以上の地震力が作用した場合でも、構造物全体としての終局状態に至る損傷・破壊メカニズムが明らかになるため、橋梁全体の機能損失の予測が可能とな

り、種々の耐震対策を合理的に講じることが可能となってくる。このような観点に立って、橋梁構造物全体系を対象とした耐震設計の新しい考え方として、比較的大きな地震に対しては構造物の機能に致命的影響を与えない程度の損傷を許容し、これを各構造部位部材に分散させることにより橋梁構造物全体の耐震性を合理的に向上させる検討も行われている<sup>2)</sup>。しかし、この方法は動的解析を介して橋梁構造物全体および部位部材の損傷状態の変化を経時的に把握し、各部位部材への損傷度配分を決定できるが、構造条件や入力地震動が確定論的に取り扱われており不確定性要因については明確な取り扱いがなされていない。したがって、構造物の耐震安全性を損傷状態確率として確率的に評価することが重要であり、これによってより合理的な耐震設計が行えると考えられる。たとえば、地震作用による部位部材の損傷状態確率から

- ①構造部位部材および構造物全体の損傷度
- ②構造物の耐用年数内の損傷状態確率
- ③構造物の安全性比較評価による
  - ・設計地震動の設定や妥当性
  - ・地域の地震被害予測
  - ・既存構造物の耐震対策の工法選定や優先順位設定

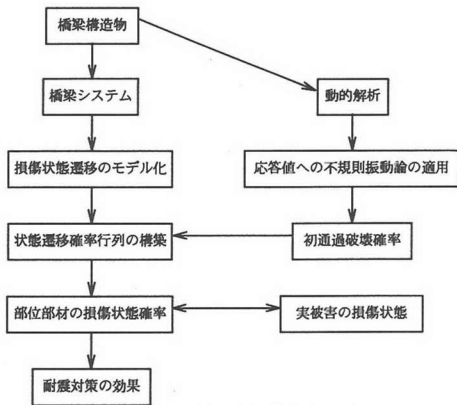


図-1 本研究の構成

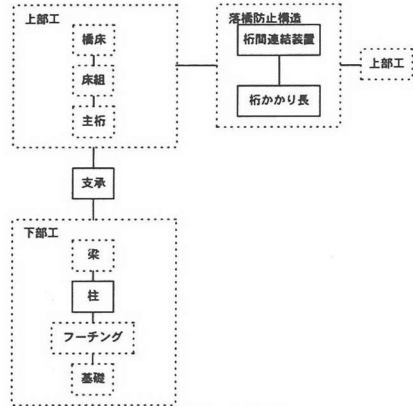


図-2 部位部材の構成

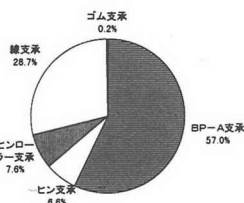


図-3 3号神戸線における支承の形式別割合<sup>5)</sup>

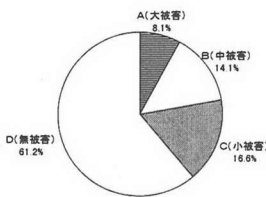


図-4 BP-A支承の被害状況<sup>5)</sup>

表-1 支承の損傷程度分類<sup>5)</sup>

A(大被害)	上倉プレートからの逸脱(セットボルトの破断) 上倉が下倉から脱落 下倉のずれ(アンカーボルトの破断) 倉全体の脱落 倉架台ごと倒壊
B(中被害)	上倉ソールプレートからのずれ(セットボルトの破断) 上倉と下倉のずれ サイドブロック破断 ストッパーの破断(可動倉)
C(小被害)	セット(アンカー)ボルトの緩み 倉座溶接の割れ 倉座モルタルのひび割れ 遊間量の異常(可動倉) ストッパーの破断(固定倉)
D(無被害)	塗装の剥離程度で機能等に問題がないもの

#### ④各損傷状態に対する付帯費用等を考慮した最適設計

などへの応用が可能となると考えられる。

本研究では、鉄筋コンクリート製橋脚を有する橋梁に着目し、橋梁構造全体を上部工、支承、落橋防止構造および下部工などの部位で構成されるシステムとして捉え、地震力の作用によって各部位部材の損傷が相互に影響し合い進行するメカニズムを状態遷移確率行列によってモデル化し、部位部材の損傷状態確率を算出する手法を提案する。そのため、まず兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路3号神戸線の道路高架橋を対象として非線形動的解析を行い、部位部材の応答値に不規則振動論を適用して構築した状態遷移確率行列を基本として、部位部材間の損傷による相互影響の関連性を状態遷移確率行列に加味することにより部位部材の損傷状態確率を求めた。また、実被害との整合性も検討した。さらに、各種耐震対策を施した場合の高架橋の損傷状態を比較することによって耐震性能向上効果を評価検討した。本研究の構成を図-1に示した。

## 2. 橋梁の損傷状態遷移のモデル化<sup>3), 4)</sup>

### (1) 橋梁システムの構成

阪神・淡路大震災ではさまざまな構造形式の道路高架橋が多様な損傷を受け、倒壊や落橋等の致命的な被害に至ったものもある。ここでは図-2に示したような橋梁各部で構成される全体構造系を対象としてモデル化を行った。

①上部工：上部工は、主に主桁、床組、橋床によって構成される部位であるが、今回の地震では桁端部の座屈などの損傷がみられた。しかしその程度は他の部位部材に比べて軽微であったため、構造全体系の機能にはほとんど影響を及ぼしていないものと思われる。したがって、ここでのモデル化においては上部工の損傷状態の遷移を考慮しないものとする。

②支承：支承は今回の地震被害の中で数多くの損傷事例がみられ、3号神戸線では図-3のように支承形式はBP-A(高力黄銅支承板支承)が全体の約2/3使用されており、その内39%が損傷を受け、23%が支承としての機能を喪失していた(図-4および表-1参照)ことからモデルの対象として

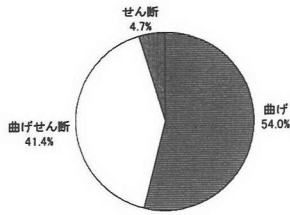


図-5 3号神戸線におけるRC単柱の損傷形態<sup>6)</sup>

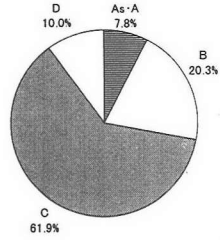


図-6 RC単柱橋脚の曲げ損傷の損傷程度<sup>6)</sup>

	As	A	B	C	D
損傷状況					被害なし
	全面的損傷	2面の損傷	1面程度の損傷	一部の剥離程度	

図-7 RC単柱橋脚の曲げ損傷の損傷程度の尺度<sup>7)</sup>

損傷状態の遷移を考慮する。

- ③落橋防止構造：桁間連結装置は上・下部構造間の相対変位が大きくなった場合などに主桁が落下する事を防ぐための連結板やそれを固定するピンなどで構成される部位である。ここでは連結板の破断やピンの抜け落ちを一括して部位の損傷とするものとする。桁かかり長は直接地震動によって損傷する部材ではないが、これ自身の減少を損傷として取扱う。今回は橋軸方向の場合にのみモデルの対象とし、橋軸直角方向においてはその損傷状態の遷移を考慮しないものとする。

- ④下部工：下部工は梁、柱部、フーチングで構成されるRC製部位であるが、今回の地震では、特にRC製橋脚の柱部において大きな損傷が生じた。RC単柱の損傷形態は図-5に示したようにせん断損傷は5%程度でほとんどの柱部は曲げ又は曲げに起因する損傷となっていた。特に曲げ損傷は図-6および図-7に示すように損傷ランクAs, Aが7.8%, Bが20.3%, Cが61.9%, Dが10.0%となっていた。せん断損傷は少ないが曲げせん断損傷は曲げ損傷と同程度生じている。曲げ損傷がせん断耐力を低下させるため、曲げ破壊先行の損傷形態であっても曲げとせん断の耐力が接近している場合は曲げせん断損傷に至る可能性が高くなり、曲げおよびせん断の限界状態間の相関性を考慮した評価が必要になると考えられる。ここでは現行の設計法に従って曲げ破壊先行型の橋脚の損傷は保有するせん断耐力の程度に影響を受けないと仮定し、RC単柱橋脚の柱基部の曲げ損傷に着目して損傷状態の遷移を取扱う。基礎杭は今回対象としている路線区間では



図-8(a) 橋軸直角方向の関連性の概念図

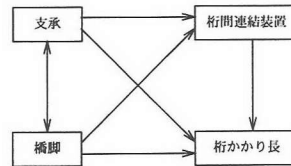


図-8(b) 橋軸方向の関連性の概念図

硬質地盤にあり、曲げひび割れ程度の損傷はあるもののほぼ健全な状態であるため基礎の損傷遷移は取扱わないとする。

## (2) 橋梁の部位部材の関連性

図-2に示したように橋梁構造全体を対象としてモデル化を行い、損傷状態を順次遷移させる場合構成する各部位部材の状態遷移は直接的、もしくは間接的に他の部位部材に影響を及ぼすと考えられる。ここで、前項(1)に従って上部工および基礎以外の部位部材間の基本的な関連性は、橋脚と支承の損傷が相互に影響しさらに落橋防止構造に影響する、また落橋防止構造の損傷が上部工に影響しその結果として上部工が橋脚や支承に損傷を及ぼすものであるため落橋防止装置の損傷が橋脚や支承への影響はないと仮定した。部位部材間の関連性を橋軸直角方向に対して図-8(a)のように、一方橋軸方向に対しては図-8(b)のよう

に仮定し、影響を与える側の部材の損傷状態がある閾値を超えた時点で影響を受ける部材の損傷状態が変更されることによって表現する。

### (3) 状態遷移モデル

本研究では地震時における橋梁構造の損傷メカニズムを損傷状態の遷移にマルコフ過程を適用して、各部位部材によって構成される状態遷移モデルにより表現する。モデルの構築手順は以下の通りである。

#### a) 部位部材の状態遷移

各部位部材の状態が、各損傷状態である確率(損傷状態確率)を要素とする状態行ベクトル $S(t)$ で次式のように表現する。

$$S(t) = \{s_1(t), s_2(t), s_3(t), \dots, s_i(t), \dots, s_n(t)\}$$

$$\sum_{i=1}^n s_i(t) = 1.0 \quad (1)$$

$s_i(t)$  : 時刻  $t$  に状態  $i$  である損傷状態確率  
( $i = 1 \sim n$ )

式(1)で示された状態ベクトルの初期値 $S(0)$ は、初期の状態にある確率を1.0とし、他の状態の確率を0とする確定ベクトルとする。状態は地震時における各部位部材の損傷程度を $A > B > C > D$ の4段階にランク分けする。状態の遷移が単純なマルコフ過程であると仮定し、状態遷移確率行列 $P(t)$ を用いることにより表現する。遷移はランク毎に順序を経て行い、 $D$ から $B$ に遷移するというようなランクの飛び越えは行わないものとする。この状態遷移の概念図を図-9に、状態遷移確率行列 $P(t)$ を次式に示した。

$$P(t) = \begin{bmatrix} PAA(t) & PBA(t) & 0 & 0 \\ 0 & PBB(t) & PCB(t) & 0 \\ 0 & 0 & PCC(t) & PDC(t) \\ 0 & 0 & 0 & PDD(t) \end{bmatrix} \quad (2)$$

$P_{ij}(t)$  : 任意時刻  $t$  の単位時間に状態  $i$  が状態  $j$  に遷移する確率

時刻  $t$  における状態行ベクトルを $S(t)$ 、状態遷移確率行列を $P(t)$ とすると、単位時間 $dt$ 後における状態行ベクトル $S(t+dt)$ は次式により算出される。

$$S(t+dt)^T = P(t) \times S(t)^T \quad (3)$$

$T$  : 行列の転置

また状態遷移の継続時間を $T_0$ 、遷移における単位時間を $dt$ とした場合、遷移回数は $n = T_0/dt$ 回となる。

#### b) システムの状態遷移

橋梁構造全体系としてのシステムの状態遷移は、前項で示された部位部材単体で遷移を行う手法を用いるが、遷移する時には図-8のような部位部材の損傷

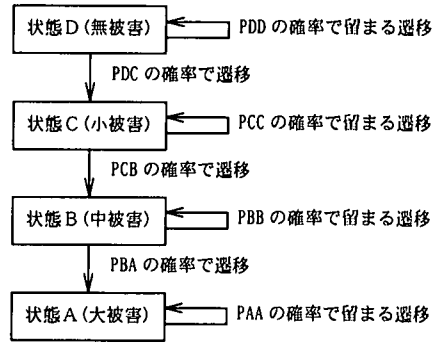


図-9 状態遷移の概念図

が相互に影響する関連性を考慮する。この関連性を遷移過程に反映させる方法は、例えば部位部材が損傷を増大する影響を受けた場合には式(4) (4×4 行列の場合)および式(5) (3×3 行列の場合)により、一方部位部材が損傷を低減する影響を受けた場合には式(6) (4×4 行列の場合)および式(7) (3×3 行列の場合)によりそれぞれ各状態遷移確率行列を変更することにより表現する。

#### ・ 損傷が増大する場合

$$\begin{bmatrix} PAA(t) & PBA(t) + \gamma \times PBA(t) & 0 & 0 \\ 0 & PBB(t) - \gamma \times PBA(t) & PCB(t) + \beta \times PCB(t) & 0 \\ 0 & 0 & PCC(t) - \beta \times PCB(t) & PDC(t) + \alpha \times PDC(t) \\ 0 & 0 & 0 & PDD(t) - \alpha \times PDC(t) \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} PAA(t) & PBA(t) + \varepsilon \times PBA(t) & 0 & 0 \\ 0 & PBB(t) - \varepsilon \times PBA(t) & PCB(t) + \delta \times PCB(t) & 0 \\ 0 & 0 & PCC(t) - \delta \times PCB(t) & 0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

#### ・ 損傷が減少する場合

$$\begin{bmatrix} PAA(t) & PBA(t) - \theta \times PBB(t) & 0 & 0 \\ 0 & PBB(t) + \theta \times PBB(t) & PCB(t) - \eta \times PCC(t) & 0 \\ 0 & 0 & PCC(t) + \eta \times PCC(t) & PDC(t) - \zeta \times PDD(t) \\ 0 & 0 & 0 & PDD(t) + \zeta \times PDD(t) \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\begin{bmatrix} PAA(t) & PBA(t) - \kappa \times PBB(t) & 0 & 0 \\ 0 & PBB(t) + \kappa \times PBB(t) & PCB(t) - \iota \times PCC(t) & 0 \\ 0 & 0 & PCC(t) + \iota \times PCC(t) & 0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$\alpha \sim \kappa$  は関連性の強さ、すなわち影響を受ける度合いを表す変数で、0～1の値をとる。ただしこれら決定した変数は遷移の過程において一定とする。

#### c) 状態遷移確率行列の構築

地震動が作用した橋梁のある部位部材に生じる応答が既知の確率特性を有する不規則過程と仮定し、応答によって生じる部位部材の損傷状態 $A, B, C, D$ を区別するレベルを $a, b, c$ とする。ここで状態の損傷程度は $A > B > C > D$ 、レベルは $a > b > c$ である。不規則過程 $x(t)$ が与えられたレベルを通過するという現象がまれな事象であると考え、まれな超過が発生する回数がポアソン過程に従うものと仮定すると両側レベル $(a, -a)$ に対する初通過破壊確率は次式となる<sup>9)</sup>。

$$Pa(t) = 1 - \exp\left\{-2 \int_0^t p_+(a, t) dt\right\} \quad (8)$$

ここで、 $p_+(a, t)$  は不規則過程 $x(t)$ が時刻  $t$  におい

て単位時間につき正の勾配をもってレベル  $a$  を超過する確率である。レベル  $a$  に対する初通過破壊確率を損傷状態  $A$  にある確率すなわち  $A$  の損傷状態確率  $PA(t)$ 、レベル  $b$  を初通過し損傷するがレベル  $a$  を一度も超過しない確率を損傷状態  $B$  にある確率すなわち  $B$  の損傷状態確率  $PB(t)$ 、同様に  $C$  の損傷状態確率  $PC(t)$ 、またレベル  $c$  を一度も超過しない確率を  $D$  の損傷状態確率  $PD(t)$  とし、次式のように表す。

$$\begin{aligned} PA(t) &= Pa(t) \\ PB(t) &= Pb(t) - Pa(t) \\ PC(t) &= Pc(t) - Pb(t) \\ PD(t) &= 1.0 - Pc(t) \end{aligned} \quad (9)$$

状態が  $D \rightarrow C \rightarrow B \rightarrow A$  に遷移するとして、任意時刻  $t$  と時間  $\Delta t$  後の時刻  $t + \Delta t$  の間に各状態が遷移する確率、すなわち状態遷移確率行列を構成する要素をつぎのように設定する。

・状態  $D$  から状態  $C$ 、 $D$  に遷移する確率

$$PDC(t + \Delta t) = \{PD(t) - PD(t + \Delta t)\} / PD(t) \quad (10)$$

$$PDD(t + \Delta t) = 1.0 - PDC(t + \Delta t)$$

・状態  $C$  から状態  $B$ 、 $C$  に遷移する確率

$$PCC(t + \Delta t) = \{PC(t + \Delta t) - \{PD(t) - PD(t + \Delta t)\}\} / PC(t) \quad (11)$$

$$PCB(t + \Delta t) = 1.0 - PCC(t + \Delta t)$$

・状態  $B$  から状態  $A$ 、 $B$  に遷移する確率

$$PBA(t + \Delta t) = \{PA(t + \Delta t) - PA(t)\} / PB(t) \quad (12)$$

$$PBB(t + \Delta t) = 1.0 - PBA(t + \Delta t)$$

・状態  $A$  から状態  $A$  に遷移する確率

$$PAA(t) = 1.0 \quad (13)$$

ただし、 $0.0 \leq PDD, PDC, PCC, PCB, PBB, PBA \leq 1.0$

#### d) 状態遷移確率行列の変更変数の設定

式(4)～(7)中の部位部材の損傷が相互に影響する関連性の強さを表す変数  $\alpha \sim \kappa$  を設定する方法は本論では次の通りとした。ここでは、部位部材として橋脚と支承を取り上げ、支承の損傷が橋脚に与える影響に着目した。

- ① 支承の損傷が橋脚に影響しない状態を動的解析し各々の損傷状態確率から状態遷移確率行列を構築する。
- ② 支承が損傷する状態を動的解析し橋脚の損傷状態確率を算出する。
- ③ 支承の損傷が橋脚に影響し始める時点の支承の損傷状態確率を設定する。
- ④ ①の支承の損傷状態確率が③で設定した確率に到達した時点以降①の状態遷移確率行列に任意の変更変数を代入し状態遷移させる。

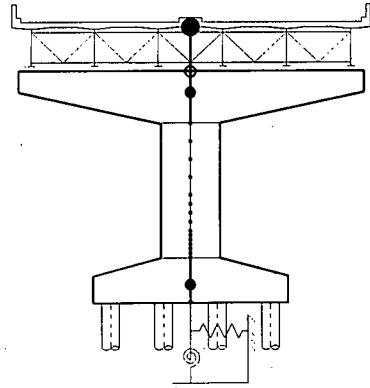


図-10 解析対象構造物および解析モデル

表-2 解析に用いた橋脚の諸元

	P-1	P-2	P-3
柱高さ(m)	10.5	10.0	15.4
柱径(m)	3.3	2.7	3.3
上部工重量(tf) [9806N]	623	616	659
梁部重量(tf)	267	268	185
フーチング部重量(tf)	545	423	657
水平方向地盤バネ定数(tf/m)	397000	472000	700000
回転方向地盤バネ定数(tf・m/rad) [9806N・m/rad]	9380000	6630000	6420000

⑤④で求まる橋脚の損傷状態確率が②の損傷状態確率を表現できるまで変更変数を変化させ繰り返し計算で最適値を抽出する。

耐震対策を適用した場合も上記同様、対策の有無の動的解析の結果から変更変数を求めた。なお、桁間連結装置および桁かかり長については地震による損傷データが詳細に整理されていない、また損傷メカニズムが未だ不明確であるため、ここではそれらが橋脚や支承の損傷の影響を受ける傾向を表現するにとどめた。

### 3. 実橋脚への状態遷移モデルの適用

#### (1) 非線形動的解析

##### a) 対象構造物

解析対象構造物は、図-10に示すように、兵庫県南部地震において橋脚の柱基部で曲げ損傷を受けた代表的な橋脚として、張出し式T型丸単柱橋脚3基を選定した。各橋脚の諸元を表-2に示した。

##### b) 解析条件

解析方法はNewmark  $\beta$ 法( $\beta = 0.25$ , 平均加速度法)を用いた直接積分法による弾塑性地震応答解析で、積分時間間隔は0.002秒とした。また、各構造要素は剛性比例型減衰とし、減衰定数は橋脚躯体2%、基礎構造20%とした。

解析モデルは図-10に示すように多質点系骨組モ

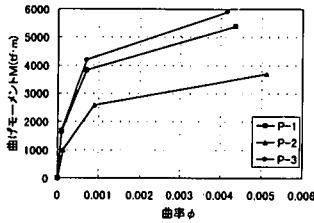


図-11 M~φ関係 (t·m) [9806N・m]

表-3 各損傷状態の境界

損傷状態	曲げモーメント	相対変位
A	$M_u$	$\delta_u$
B		
C	$M_a$	$3 \times \delta_y$
D	$M_y$	$\delta_y$

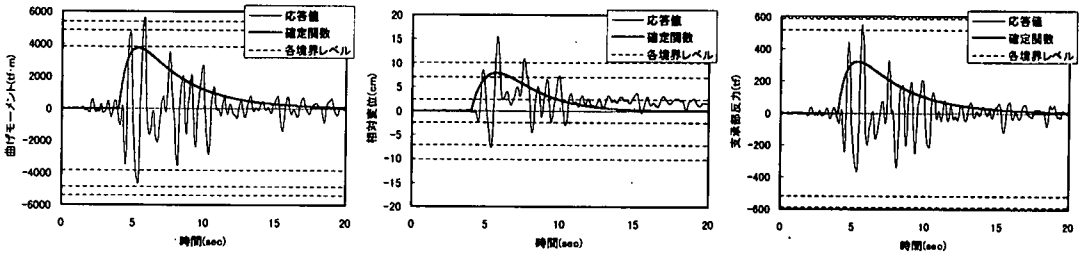


図-12 橋脚P-1の解析結果(橋軸直角方向) (t) [9806N]

デルとし、橋脚の梁およびフーチングは剛体要素とした。上部構造、橋脚梁部およびフーチングを集中質量、橋脚柱部は分布質量として扱った。支承は二重節点化し、節点間を剛なバネで連結した。柱の非線形特性は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)<sup>10)</sup>に準拠して図-11に示すトリリニア型モデルを用い、コンクリートのひび割れ発生と鉄筋の降伏による剛性低下を考慮した武田モデルを用いた。杭基礎と地盤は道路橋示方書<sup>1)</sup>を参考にして等価線形ばねとしてモデル化した。

入力地震動は兵庫県南部地震における代表的な強震記録である神戸海洋気象台で記録された地震動を用い、加振方向は橋軸直角方向(入力地震動はNS成分、最大加速度818gal)と橋軸方向(入力地震動はEW成分、最大加速度617gal)にした。

### c) 解析結果

解析結果の一例を図-12に示した。図は各橋脚の柱基部に発生する曲げモーメント、柱基部に対する橋脚天端の相対水平変位および支承に生じる反力である。なお図中の確定関数は後述式(20)を示し、また各境界レベルは表-3の各損傷状態の境界を示したものである。

### (2) 部位部材の状態遷移

対象としている橋脚を含む路線範囲では高架橋の曲げ損傷は橋軸方向より橋軸直角方向(地震断層直交方向に相当)が卓越していることからここでは橋軸直角方向に着目する。なお、支承の損傷が橋脚に及ぼす影響は状態遷移する過程で考慮しないとした。

### a) 橋脚

橋脚柱基部の曲げモーメントおよび橋脚柱基部に対する橋脚天端の相対変位の応答波形は振幅非定常性を有する正規不規則過程として取扱い、レベルを初通過することによって構造部位部材が損傷する確率を求めることとする。ここで、レベルは橋脚柱部の損傷ランクの境界値に相当する曲げモーメントおよび変位レベルであり、そのレベル間に留まる確率をそのランクに相当する損傷状態確率とする。

応答波形に対応する非定常不規則過程 $x(t)$ を定常不規則過程 $y(t)$ と確定関数 $\sqrt{\varphi(t)}$ の積で次式のように表す<sup>11)</sup>。

$$x(t) = \sqrt{\varphi(t)} \cdot y(t) \quad (14)$$

ここに、 $y(t)$ は平均値0、標準偏差1とする正規定常不規則過程である。 $x(t)$ が正規過程であるので式(8)の $p_+(a, t)$ は次式となる。

$$p_+(a, t) = \frac{\sigma_x}{2\pi\sigma_x} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{a}{\sigma_x}\right)^2\right\} \left[ \sqrt{1-\rho_{xx}^2} \times \exp\left\{-\frac{\rho_{xx}^2}{2(1-\rho_{xx}^2)}\left(\frac{a}{\sigma_x}\right)^2\right\} + \sqrt{\frac{\pi}{2}}\rho_{xx}\left(\frac{a}{\sigma_x}\right) \left\{ 1 + \operatorname{Erf}\left[\frac{\rho_{xx}}{\sqrt{2(1-\rho_{xx}^2)}} \cdot \frac{a}{\sigma_x}\right] \right\} \right] \quad (15)$$

$$\sigma_x^2 = \varphi(t) \quad (16)$$

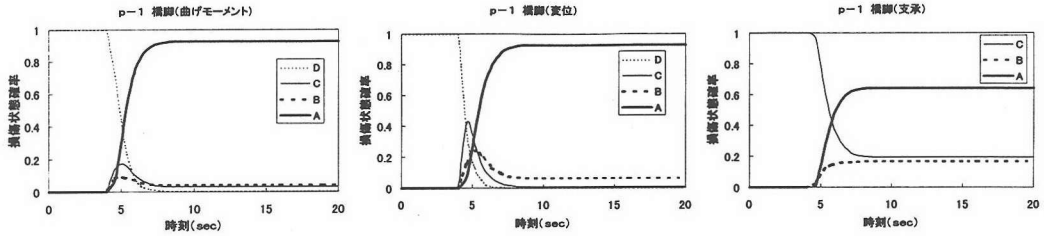


図-13 曲げモーメントおよび相対変位による橋脚と支承の損傷状態確率の経時変化(P-1, 橋軸直角方向)

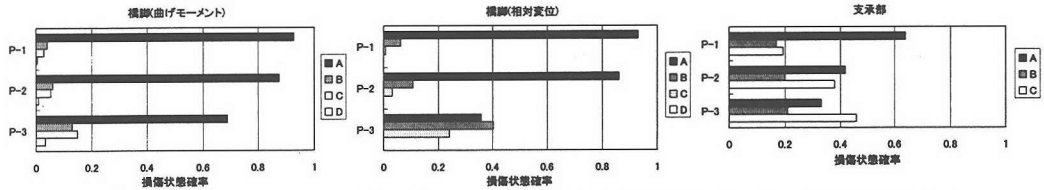


図-14 曲げモーメントおよび相対変位による橋脚と支承の損傷状態確率の最終値(橋軸直角方向)

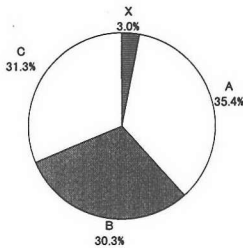


図-15 解析対象橋脚の範囲内における曲げ損傷の損傷程度<sup>13)</sup>

	X	A	B	C
損傷状況				
	崩壊・倒壊	大きな損傷	軽微な損傷～ 中程度の損傷	軽微な損傷以下

図-16 曲げ損傷の損傷程度の尺度<sup>13)</sup>

$$\sigma_x^2 = \left\{ \dot{\varphi}(t)^2 / 4\varphi(t) \right\} + \varphi(t) \cdot \sigma_y^2 \quad (17)$$

$$\rho_{xx} = \dot{\varphi}(t) / \left\{ \dot{\varphi}(t)^2 + 4\varphi(t)^2 \cdot \sigma_y^2 \right\}^{1/2} \quad (18)$$

$$\text{Erf}(X) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^X e^{-z^2} dz \quad (\text{確率積分}) \quad (19)$$

橋脚柱基部の曲げモーメント  $M(t)$ 、橋脚天端の相対変位  $\delta(t)$  および支承反力  $N(t)$  を不規則過程  $x(t)$  の標本関数として、図-12 中に示すような指数関数型の確定関数、

$$\sqrt{\varphi(t)} = (\exp(-a't) - \exp(-b't)) \cdot c' \quad (20)$$

ここに、 $a'$ 、 $b'$ 、 $c'$  は定数 ( $0 < a' < b'$ ) を設定し、式(8)と式(15)から各レベルの初通過破壊確率を求め、式(9)～(13)から構築した状態遷移確率行列を用いて損傷状態確率を算定した。

損傷指標として塑性率、剛性、耐力、変形、エネルギー等に基づいた指標が提案されているが<sup>12)</sup>、構造物の実損傷程度との相関性が明確にされている指標は今のところないようである。ここでは文献7)、13)等の損傷程度の尺度を参考に便宜的ではあるが、損傷状態 A、B、C、D の境界レベルを、表-3 に示すよう

に曲げモーメントに対して終局曲げ耐力 ( $M_u$ )、保有曲げ耐力 ( $M_a = P_a \cdot h$ )、降伏曲げ耐力 ( $M_y$ )、また相対変位に対して終局変位 ( $\delta_u$ )、降伏変位の3倍 ( $3 \times \delta_y$ ) および1倍 ( $\delta_y$ ) と仮定した。なお、橋軸直角方向の変位レベルは、通常上部構造の慣性力作用位置の変位を指すが、ここでは支承の損傷を表現し解析するために、橋脚天端の変位を採用した。また、 $P_a$  は地震時保有水平耐力<sup>1)</sup>で、 $h$  は橋脚柱部下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さである。

図-13 に損傷状態確率の経時変化を示し、図-14 にその最終値を示した。なお、確定関数は応答波形の主要動範囲 (約4～12秒) で決定した。前節2.(1)において曲げ損傷で終局状態近傍かそれ以上の損傷をした橋脚の割合は、約30% (図-6の損傷ランク  $A_s$ 、A、B) となっているが、本解析の対象となっている橋脚が立地する国道43号線沿いの範囲では、図-15に示すようにその割合は約70% (図-16の損傷ランク X、A、B) に達していた。図-14から終局値を越える損傷状態 (損傷状態 A) 確率は P-1、P-2 いずれの橋脚でも 0.9 程度であるのに対して、P-3 は曲げモーメントによる評価では 0.7 程度、相対変位による

表-4 橋脚の状態遷移確率行列式(6)で用いる各変数の値

評価	橋脚	$\zeta$	$\eta$	$\theta$
曲げモーメントによる	P-1	0.002	0.265	0.317
	P-2	0.000	0.261	0.410
	P-3	0.018	0.438	0.508
相対変位による	P-1	0.000	0.772	1.000
	P-2	0.000	1.000	1.000
	P-3	0.000	1.000	0.949

評価では0.35程度となっており、損傷状態A、Bを合わせても0.75程度であった。実被害の損傷程度(図-7)がP-1がA、P-2がAに対してP-3がBとなっていることを考慮すると実被害との傾向と合致しているようである。

#### b) 支承

前項同様に初通過破壊確率に基づき構築した状態遷移確率行列を用いて支承の損傷状態確率を算定した。図-13に損傷状態確率の経時変化を、図-14にその最終値を示した。ここで、損傷状態A、B、Cの境界レベルを支承の許容耐力、降伏耐力とした。支承は十分余裕を有した設計がなされていたが、動的解析では許容耐力を越えるかそれに近い反力が作用する結果となっており、降伏状態かそれ以上の損傷となるA損傷状態確率も約0.3~0.6になっている。実被害においては支承に塑性変形が生じる損傷以上の割合は約40%であり(図-4参照)、損傷状態確率とほぼ一致した傾向にあるようである。橋脚と支承の損傷状態確率を比較すると支承より橋脚柱部の破壊が先行する傾向にあり、支承の損傷によって橋脚下部工の損傷を低減するというヒューズ的機能を発揮しにくい状況にあったと考えられる。

### (3) システムの状態遷移

地震時において橋梁構造は橋軸直角方向と橋軸方向で挙動が異なるため、同一部材でも軸直角方向と軸方向で損傷程度が異なってくるだけでなく、方向によっては関連する部位部材も変わってくる。したがって、ここでは全体系のシステムで橋軸直角方向および橋軸方向について別個に状態遷移を行うことにする。

#### a) 部位部材間の損傷関連

橋軸直角方向および橋軸方向で関連性をもつ部位部材は図-8に示したように橋脚柱部、支承、桁間連結装置および桁かかり長と考え、それぞれの相互影響を単純桁を有する単柱橋脚を前提として次のように仮定した。なお、ある部位部材の損傷が他の部位部材に影響を開始する時点は、大半の損傷が終局に達した状態を想定してAの損傷状態確率が0.5に達した時と仮定した。また、桁間連結装置が橋脚や支承の損傷の影響を受ける場合の行列変更用変数は損傷状態確率が実被害データ<sup>14)</sup>と傾向が合うように設定し、桁かか

り長については桁間連結装置の損傷状態よりも軽度な損傷となるように便宜的に設定した。

#### ・支承損傷の影響

上・下部構造の連結部である支承の損傷によって上部工の慣性力が低減し、橋脚損傷の進行が抑えられることを仮定する。具体的には、支承が損傷状態Aとなる状態確率PAが0.5を越えた時点で橋脚の状態遷移確率行列を式(6)で変更開始することでこの関連性を表現する。橋軸方向に対する式(6)の行列変更用変数の各値を表-4に示した。なお、橋軸直角方向については動的解析上可動支承が固定支承として挙動し橋軸方向に比べ1支承当たりの作用慣性力は1/2となり、本解析条件では支承が破壊しないことになるため支承から橋脚への関連性はないと仮定した。

次に桁間連結装置および桁かかり長については、支承の損傷に伴い上・下部構造間の橋軸方向相対変位が増大することにより、その損傷が開始するものと仮定する。具体的には、支承の損傷状態確率PAが0.5を越えた時点で式(4)による桁間連結装置および桁かかり長の状態遷移確率行列の変更を行うことでこの関連性を表現する。橋軸方向に対する式(4)の行列変更用変数は桁間連結装置で0.01、桁かかり長で0.005とした。

#### ・橋脚損傷の影響

橋脚の損傷による他部位部材への影響として、橋脚損傷に伴う径間変化による桁間連結装置および桁かかり長の損傷の進行を仮定する。なお、動的解析で支承の応答値には橋脚損傷の影響が含まれているので支承との関連性は考慮しないものとする。具体的には橋脚の損傷状態確率PAが0.5を越えた時点で式(4)による桁間連結装置および桁かかり長の状態遷移確率行列の変更を行うことでこの関連性を表現する。橋軸方向に対する式(4)の行列変更用変数は桁間連結装置で0.005、桁かかり長で0.000とした。

#### ・桁間連結装置損傷の影響

桁間連結装置の損傷による他部材への影響として、桁間連結装置の損傷に伴う桁かかり長の減少を仮定する。具体的には桁間連結装置の損傷状態確率PAが0.5を越えた時点で、式(4)による桁かかり長の状態遷移確率行列の変更を行うことでこの関連性を表現する。橋軸方向に対する式(5)の行列変更用変数はすべて0.01とした。

#### b) 状態遷移結果

図-17に損傷状態確率の最終値を示した。橋軸方向の橋脚損傷が橋軸直角方向より小さいのは、支承は橋軸直角方向に対して橋軸方向の方が損傷程度が大きくなっており支承の損傷が橋脚損傷を抑制したためである。しかし実際には地震動方向は橋軸と角度をも



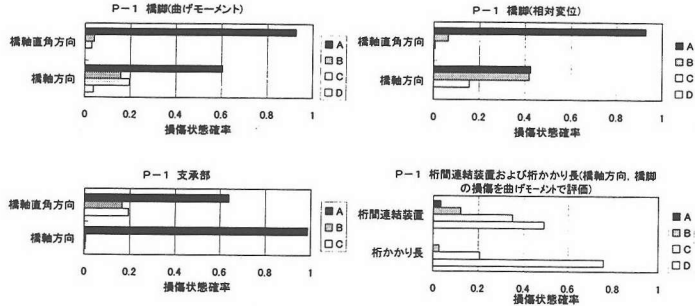


図-17 各部位部材の損傷状態確率の最終値

ち支承に作用する上部工の慣性力も同様に角度をもつため可動支承は半固定の挙動を示すことになり、橋脚および支承の損傷は橋軸直角方向と橋軸方向の中庸的な値となると考えられる。

#### 4. 耐震対策の適用と評価

##### (1) 耐震対策の橋梁システムへの影響

既設橋梁の耐震対策として一般に曲げ・せん断耐力向上や変形性能向上を目的とした鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、炭素繊維巻立て工法などの橋脚柱部の補強工法が主に現在実施されている。また、橋脚下部工への上部工慣性力を低減するために支承の改良、たとえば単純桁の連続化と免震支承、すべりゴム支承と免震支承の併用工法も挙げられる。ここでは、橋脚柱部の曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による曲げ補強（以下、橋脚補強）、ヒューズ効果を有する支承、さらに、橋軸方向に作用する免震支承の適用などの耐震対策を適用して対策効果を評価した。

##### a) 橋軸直角方向

###### ・橋脚補強の適用

橋脚補強によって柱部の剛性が增大し、曲げ耐力および変形性能が向上する。この効果によって橋脚の損傷の進行が抑制されると仮定する。具体的には、損傷抑制効果を橋脚の状態遷移確率行列を式(6)により変更することで表現する。式(6)で用いる変数の値を表-5に示した。

次に、橋脚補強によって橋脚本体の耐震性が向上する一方、支承にかかる上部工の慣性力が增大することで支承の損傷が進行することを仮定する。具体的には、損傷進行効果を支承の状態遷移確率行列を式(5)によって変更することで表現する。式(5)で用いる各変数の値を表-6に示した。

###### ・ヒューズ効果の導入

通常的设计では、支承は橋軸直角方向に対して常に固定とし、損傷による変化は考えないことが一般的で

表-5 橋脚の状態遷移確率行列式(6)で用いる各変数の値(橋軸直角方向)

評価		橋脚	$\zeta$	$\eta$	$\theta$
橋脚補強を適用した橋脚	曲げモーメントによる	P-1	0.383	0.476	0.633
		P-2	0.183	0.533	0.571
		P-3	0.118	0.374	0.393
	相対変位による	P-1	0.036	0.259	1.000
		P-2	0.000	0.387	0.999
		P-3	0.115	0.000	1.000
ヒューズ効果を有する橋脚	曲げモーメントによる	P-1	0.148	0.392	0.139
		P-2	0.000	0.106	0.254
		P-3	0.000	0.000	0.826
	相対変位による	P-1	0.000	0.650	0.997
		P-2	0.000	0.915	1.000
		P-3	0.000	0.955	1.000

表-6 支承の状態遷移確率行列式(5)で用いる各変数の値(橋軸直角方向)

		橋脚	$\delta$	$\epsilon$
橋脚補強を適用した支承	P-1	0.003	0.003	
	P-2	0.003	0.006	
	P-3	0.008	0.015	
ヒューズ効果を有する支承	P-1	0.041	0.057	
	P-2	0.032	0.050	
	P-3	0.035	0.048	

ある。しかしながら最近では支承をすべりゴム支承のように意図的に従来の破壊耐力より低い荷重で破壊するよう設計することで上部工からの慣性力を低減させるヒューズ概念の導入が検討されている。本研究では橋軸直角方向に対して、支承がある程度の損傷を受けた時点でヒューズ効果が発生するものとし、その効果として橋脚の損傷の進行が抑制されることを仮定する。具体的には、支承の状態確率の要素 PA が 0.5 を越えた時点で橋脚の状態遷移確率行列を式(6)、支承の状態遷移確率行列を式(5)により変更することで表現する。式(6)および式(5)で用いる変数の値を表-5~6に併記した。

###### ・両対策の適用

上述両対策を併用して適用する場合は、単独適用の場合と同じ効果が現れることを仮定し、状態遷移確率

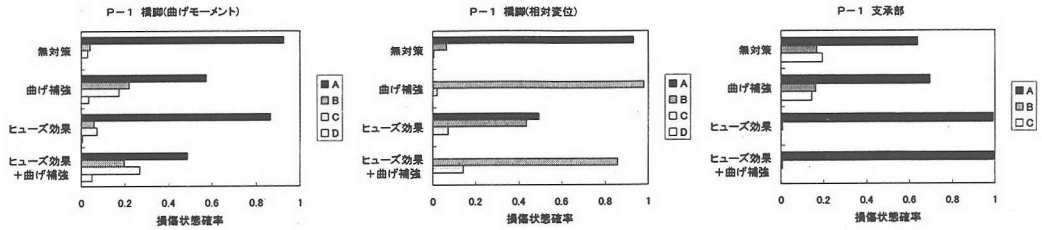


図-18 各種耐震対策を施した橋脚および支承の損傷状態確率の最終値(P-1, 橋軸直角方向)

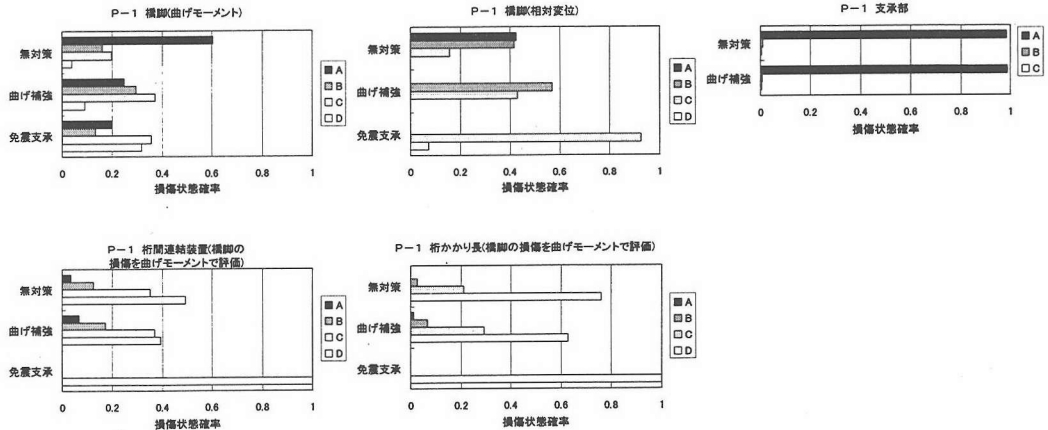


図-19 各種耐震対策を施した橋脚、支承、桁間連結装置および桁かかり長の損傷状態確率の最終値(P-1, 橋軸方向)

行列の変更を各式によって行う。

b) 橋軸方向

・ 橋脚補強の適用

橋軸直角方向と同様に状態遷移確率行列を変更する。式(5)および式(6)で用いる橋脚の各変数の値を表7~8に示した。

・ 免震支承の適用

現在、橋梁への耐震対策としてその有効性を期待されているものの一つに、地震エネルギーを吸収することを前提に設計された免震支承が挙げられる。本研究では免震支承の効果として、上部工からの慣性力が低減することにより橋脚の損傷の進行が抑えられることを仮定する。具体的には、橋脚の状態遷移確率行列を式(6)により変更することで表現する。同式で用いる各変数の値を表7に示した。なお、免震支承は損傷しないとした。

(2) 耐震性の評価

図-18に橋軸直角方向、図-19に橋軸方向の各種耐震対策を施した場合の部位部材の損傷状態確率の最終値を示した。

a) 橋軸直角方向

・ 橋脚補強の適用

表-7 橋脚の状態遷移確率行列式(6)で用いる各変数の値(橋軸方向)

	評価	橋脚	$\zeta$	$\eta$	$\theta$
橋脚補強を適用した橋脚	曲げモーメントによる	P-1	0.244	0.487	0.675
		P-2	0.327	0.671	0.661
		P-3	0.202	0.536	0.536
	相対変位による	P-1	0.001	0.132	1.000
		P-2	0.001	0.109	1.000
		P-3	0.001	0.117	1.000
免震支承を適用した橋脚	曲げモーメントによる	P-1	0.630	0.605	0.491
		P-2	0.543	0.593	0.521
		P-3	0.450	0.492	0.420
	相対変位による	P-1	0.782	0.999	1.000
		P-2	0.733	0.998	0.951
		P-3	0.668	0.997	1.000

表-8 支承の状態遷移確率行列式(5)で用いる各変数の値(橋軸方向)

	橋脚	$\delta$	$\varepsilon$
橋脚補強を適用した支承	P-1	0.001	0.001
	P-2	0.006	0.007
	P-3	0.007	0.010

橋脚の曲げモーメントに基づく損傷状態は補強することによって損傷状態Aになる確率は2/3程度に抑制され、相対変位に基づく損傷状態は損傷状態Aになることはなく大幅な耐震性向上が見られる。また、補

強によって橋脚の耐震性を向上させた結果、支承は損傷程度が大きくなる結果となっている。

・ 支承へのヒューズ効果導入の適用

ヒューズ効果として支承に既設支承の設計耐力の $1/\sqrt{3}$ の作用力で破壊しその後フリーな挙動をするように想定した支承と考えた場合、無対策に比べ橋脚の損傷程度は若干抑制される程度となった。ヒューズ効果が発揮できる支承耐力を減少させれば、橋脚の損傷抑制効果はさらに期待できるものと考えられる。支承はヒューズ効果を発揮するためにあえて破壊するため支承のA損傷状態確率はほぼ1.0となっている。曲げモーメントに基づく橋脚の損傷は若干の減少であるが相対変位に基づく橋脚の損傷はかなり減少している。

・ 両対策併用の適用

橋脚補強及びヒューズ効果を有する支承を単独で適用した効果よりも両者の相乗効果が橋脚の損傷が低減され、併用効果が見られる。

b) 橋軸方向

・ 橋脚補強の適用

補強による橋脚損傷抑制効果は橋軸直角方向より大きい傾向はほぼ同様である。また支承、桁連結装置、桁かかり長への影響も同様となっている。

・ 免震支承の適用

橋脚の曲げモーメントに基づく損傷状態は損傷状態Aになる確率が無対策の約1/3以下、相対変位に基づく損傷状態は損傷状態B以下となり、損傷抑制効果が顕著である。

5. まとめ

本研究では兵庫県南部地震で曲げ損傷した単純桁上部工を有する道路高架橋を標本として、高架橋を上部工、支承、下部工、基礎等の各部位部材で構成される橋梁システムと考え、同等の地震が作用した場合の高架橋の損傷状態および耐震対策を施したときの損傷状態を状態遷移確率行列を用いて表現する方法を提示した。具体的には動的解析で得られる高架橋の各部位部材の応答値を不規則過程と仮定し損傷状態を区別する境界値を閾値とした初通過破壊確率に基づいて状態遷移確率行列を構築し、各部位部材の損傷の相互影響や耐震対策による損傷状態の変化を状態遷移確率行列を変更することによって表現し、地震動が作用している期間の各部位部材の損傷状態の推移をマルコフ過程に従う状態遷移モデルと仮定し算出した。

以下に本研究で得られた知見および課題を示した。

① 兵庫県南部地震で特に被災の著しかった国道43号

線沿いの曲げ損傷した道路高架橋に対して本手法を適用した結果、生じたであろう損傷状態の計算値と実測値は概ね対応がとれた。

② 各部位部材間の損傷相互影響や耐震対策による影響を表現する状態遷移行列の変数係数は、高架橋の構造諸元に影響を受けるが、変数として概ね同等の値を採用できそうであり、簡易的に画一的な変数値採用の可能性もある。これについては感度解析による検討が必要と考えられる。

③ 既設高架橋に対して現在主に実施されている耐震対策は橋脚補強であり、橋脚の耐震性能を向上させるには有効であるが支承の損傷を誘発する可能性が高くなる。支承の損傷は下部工に対して損傷を抑制する方向になることから、支承のヒューズ的な効果も期待でき、さらには支承の耐力を低下させ早期損傷をさせることも有効であると考えられる。ただし、支承にヒューズ効果をもたせるには支承の損傷開始作用力の設定を適切にする必要がある。

④ 耐震対策として免震支承の方が橋脚補強より高架橋の耐震性能の向上が期待できる。ただし、免震支承の損傷、上部工や落橋防止構造への影響について今後検討が必要である。

⑤ 橋梁システムの各部位部材の損傷状態を多段階に分類し、本手法で得られる各損傷状態確率に対して、各損傷分類に相当する損傷エネルギーとの期待値の和とエネルギー吸収容量の比較により各部位部材の損傷度合を得ることができ、さらに構造全体の損傷度合を取扱うことも可能と考えられる。

⑥ ⑤と同様に各部位部材の損傷状態確率と復旧工事費用や復旧工期との期待値から実際の数値として地震被害予測を行うことも可能と考えられる。

謝辞：本研究を進めるに際しては、土木学会関西支部「阪神・淡路大震災調査研究委員会コンクリート分科会（分科会委員長：故藤井学京都大学教授）」において貴重な意見を頂き、ここに記して深く感謝します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996.12.
- 2) 庄司 学、藤野陽三、阿部雅人：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み、土木学会論文集、No.563/1-39, pp.79-94, 1997.4.
- 3) 中島 募、宮本文穂、金好昭彦：橋梁構造の地震時被災メカニズムのモデル化とフェールセーフ化手法に関する基礎的研究、安全工学シンポジウム講演予稿集、pp.207-210, 1996.10.
- 4) 中島 募、金好昭彦、安元 隆、宮本文穂、中村秀明：

- 橋梁構造システムの耐震診断に関する基礎的研究, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集第1部-B, pp. 248-249, 1997. 9.
- 5) 神田昌幸: 道路橋における支承および落橋防止構造の被災の総括, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 156-162, 1996. 8.
- 6) (社)土木学会関西支部: 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書, 1998. 6.
- 7) 阪神高速道路公団: コンクリート橋脚被災度判定基準(案)
- 8) 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善, 1998
- 9) 小西一郎, 高岡宣善: 構造動力学, 丸善, 1997.
- 10) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995. 6.
- 11) 北村泰寿, 金好昭彦: 確率過程レベル超過問題の道路交通振動への応用, 土木学会論文集, No. 287, pp. 23-31, 1979. 7.
- 12) 中埜良昭: RC構造物の損傷評価に関する最近の研究, コンクリート工学, Vol. 29, No. 5, pp. 67-71, 1991. 5.
- 13) (社)日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告, 1995. 12.
- 14) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995. 12.

(1997. 11. 6 受付)

## PROBABILISTIC EVALUATION OF SEISMIC DAMAGE STATES OF BRIDGE STRUCTURE SYSTEM

Akihiko KANEYOSHI, Ayaho MIYAMOTO, Takehito KOGE and Tsunoru NAKASHIMA

In this paper, the evaluation method for multiple damage states of bridge structure due to strong earthquake is proposed. Then, the bridge structures are divided into each structural element (upper structure, bearing, pier, foundation, etc) from a systematic point of view, and the probability of multiple damage states of structural elements are evaluated by Markov chain model based on a damage probability matrix which can include damage interaction between the elements. In addition, the damage state obtained from this estimation method and the damage statistics by the Hyogoken Nanbu earthquake are compared and verified. The probability of multi damage states for the bridges with countermeasures against earthquakes such as reinforcement and base isolation is calculated, and improvement in earthquake resistance of these bridges is estimated quantitatively.