

## 高架道路橋の地震時機能損失評価

Evaluation of Functional Impairment of Elevated Bridge Systems during a Seismic Event

笛木 孝哲\*, 庄司 学\*\*

Takaaki Fueki, Gaku Shoji

\*修 (工), 日本技術開発 (株) (〒164-8601 東京都中野区本町 5-33-11)

\*\* 博 (工), 筑波大学准教授, 大学院システム情報工学研究科 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

A framework to evaluate functional impairment of elevated bridge systems during a seismic event is proposed. Firstly, by analyzing the data associated with the damage of structural components of elevated highway bridges on route No.3, Hanshin Expressway, the fragility curves of a deck, a pier, and a bearing are derived. Secondly, by combining the fragility curves and seismic hazard map, the framework to derive the seismic loss function and the risk profile including the information associated with the direct and indirect loss due to the seismic damage of a bridge is shown. Finally, based on the framework, case studies of the variation of seismic hazard and the effect of traffic delay are carried out.

*Key words: Elevated bridge system, Seismic damage, Functional impairment, Fragility*

キーワード: 高架道路橋システム, 地震被害, 機能損失, フラジリティ

## 1. はじめに

2007年3月の能登半島地震や2008年7月の岩手・宮城内陸地震では、高架道路橋の損傷や崩落が発生し、橋梁の地震によって生じる機能損失が改めて問題となっている。すなわち、橋梁の地震による物理的被害に伴う復旧作業等によって、他の道路への迂回を余儀なくされ、目的地到達に要する時間が増加するなど、橋梁の機能損失による社会的・経済的影響が甚大となる。

そのため、橋梁の耐震対策を促す立場にある行政機関等の意思決定主体においては、高架道路橋の損傷に伴う社会的・経済的影響を最低限に抑制するために、様々な施策を実施する必要がある。したがって、高架道路橋が有する地震リスクを定量的に評価し、地震時における機能損失を把握することは、きわめて重要な課題といえる。

これに対し、近年では、対象とする構造物の被害形態を分類・整理し、既往の被災データに基づいてフラジリティ評価を行い、イベントツリー解析(ETA)により期待損失を算定するなど、構造物の地震リスクに関する様々な評価手法で提案されている。Shinozuka *et al.*<sup>1)</sup>、中村ら<sup>2)</sup>は高架道路橋を構成する橋脚に着目し、1995年の兵庫県南部地震における橋梁の被災データに基づき、地

震動強さに対するフラジリティ特性を評価している。同様に、遠藤・吉川<sup>3)</sup>、ならびに吉川<sup>4)</sup>は、RC橋脚に対する地震リスク評価手法を提案し、適用事例を示している。また、中村・水谷<sup>5)</sup>は、建築構造物の被害形態を詳細に分析し、それぞれの被害に伴う損失コストを算出した上で、ETAにより地震動強さに対する建築構造物の期待損失コストを求める手法を提案している。さらに、以上のようなフラジリティ特性の評価を体系化した研究として、星谷・中村<sup>6)</sup>は、構造物の立地地点における地震動強さを評価した上で、構造物の各被害形態における地震動強さに対するフラジリティ特性を踏まえ、ETAにより先の地震ハザード評価結果をもとに地震動強さに対する期待損失コストを求めることで、地震リスクカーブを作成する一連の方法論について論じている。一方で、Taleb-Agha<sup>7)</sup>、Chang *et al.*<sup>8)</sup>、Chang and Nojima<sup>9)</sup>は、地震時における道路交通ネットワークの機能性について、既往の地震災害に基づき、実証的に評価している。

以上のように、高架道路橋の構成要素のフラジリティ評価やネットワークの観点からみた機能損失評価は多数試みられている。一方で、高架道路橋の構成要素のフラジリティ特性とそれに伴う復旧要件を結びつけ、地震損傷による直接損失と機能損失を切り分けて明確に高架道

表-1 分析対象とした被災データ

		各構造要素に関する主な内容
構造要素	桁	構造区分, 床版区分, 桁種別, 被災度
	支承	起点終点別の支承形式 (可動・固定), 被災度
	橋脚	構造区分, 橋脚形状, 断面形状, 断面の大きさ, 橋脚高, 被災度 等
	基礎	基礎形式, フーチング形状, フーチングの断面の大きさ, 高さ, 杭の長さ, 杭本数 等
その他		適用道路橋示方書年次, 路下条件

路橋の地震時機能損失評価を試みた例は少ない。

以上を踏まえ、本研究では、高架道路橋システムを取り挙げ、地震時におけるシステムの機能を明確に定義した上で、1)高架道路橋システムの地震時損傷の被害形態分析を行うとともに、システムが損傷した場合に道路交通機能に及ぼす影響を機能損失として定義し、被害形態と機能損失との関係性をETAに基づいた地震リスクアセスメント手法でモデル化した。また、本モデルを用いて、2)高架道路橋システムの道路交通機能に支障が生じた場合の機能損失に係る地震リスクについて、機能損失コストとして評価を試みた。1), 2)を踏まえ、3)高架道路橋システムの立地用件や地域性を考慮した場合のモデルケースを設定し、機能損失コストの試算を行い、これらの条件が機能損失評価に与える影響を把握するための感度分析を行った。

## 2. 高架道路橋の地震時フラジリティ特性

### 2.1 ETAによる被害形態分析

既往の研究において、高架道路橋に対する詳細な地震リスク評価が積極的になされていない理由として、同一地震による被災データが十分でなかったためと考えられるが、現在では、1995年の兵庫県南部地震における阪神高速道路3号神戸線ならびに5号湾岸線のデータ等、同一地震による高架道路橋の被災データが多数保有されている<sup>10)</sup>。ここでは、高架道路橋のフラジリティ特性を評価するため、3号神戸線の神P1~P718, 西P1~P173の被災データを用いることとした。

表-1に、収集した被災データの概要を示す。なお、表-1に示すように高架道路橋を構成する桁、支承、橋脚、基礎の各構造要素について、構造区分、被災度等の情報が得られているが、基礎については損傷事例が少なかったこともあり、被災度に関する情報は得られていない。また、橋脚について、表-1に示したデータのほか、損傷箇所や傾斜量等の情報が得られている。基礎についてはN値、地盤種別等の情報が得られている。

これらの被災データに基づき、高架道路橋を構成する各構造要素の構造形式、構造種別、道路橋示方書の適用年次の違いに着目した分類・整理した結果を表-2~表-4に示す。3号神戸線は39年道路橋示方書に従い、建設されたものがほとんどであり、桁についてはI桁、橋

表-2 桁の区分・床版形式・被災度

適用示方書	桁区分	床版形式	被災度				計
			As,A	B	C	D	
39年	I桁	RC合成	11	53	85	329	478
		RC非合成	12	9	10	20	51
		鋼構造	0	0	1	1	2
	箱桁	RC合成	3	30	3	6	42
		RC非合成	15	29	0	3	47
		鋼構造	0	6	0	0	6
46年	I桁	RC合成	2	8	7	104	121
		RC非合成	0	0	0	0	0
		鋼構造	0	0	0	0	0
	箱桁	RC合成	0	10	4	2	16
		RC非合成	0	6	3	12	21
		鋼構造	0	9	3	3	15
合計			43	160	116	480	799

表-3 支承の形式・被災度

支承形式	被災度				計
	A	B	C	D	
可動	143	116	159	338	756
固定	110	88	113	358	669
合計	253	204	272	696	1425

表-4 橋脚の構造区分・構造形式・被災度

適用示方書	構造区分	構造形式	被災度				計
			As,A	B	C	D	
39年	鋼構造	単柱	7	3	10	0	20
		ラーメン	0	5	43	2	50
	RC	単柱	109	82	146	187	524
		ラーメン	4	6	10	79	99
46年	鋼構造	単柱	0	0	6	5	11
		ラーメン	0	3	25	18	46
	RC	単柱	2	0	27	60	89
		ラーメン	0	0	0	8	8
合計			122	99	267	359	847

脚についてはRC単柱が多数を占めている。基礎については、先述したように損傷を受けた数が極端に少なく、被害に関する整理を行うには不十分であると考えられたため、分析対象外とした。

表-2~表-4のように、構造区分等による詳細な被害形態について分類・整理した結果、特定の構造種別や構造形式が多数を占めており、個別に統計分析を行うことが難しいと判断されたため、構造要素の被害形態の区分については一律に桁、支承、橋脚にそれぞれAs,A (あるいはA)、B、C、Dの4段階の被災区分で分析することとした。

以上より、まず、高架道路橋を構成する構造要素の地震に伴う損傷がどの程度相互に関連しているかを把握することとし、構造要素の被災度判定に基づき、被害形態に関するETを作成した(図-1)。ここで、図-1に示すETは、桁、支承、橋脚、基礎の被害の組合せを示しており、立地地点における地震動強さの違いは考慮していない。また、地中構造物である基礎については、先述したように被災事例が少なく、被災度の情報が得られていないため、分析対象から除外し、一律にD判定とした。

図-1によれば、桁、支承、橋脚それぞれのみに被害が生じ、他の構造要素には損傷がないケースは374ケースであった。この中で、全ての構造要素に損傷がないケースは82ケースであった。桁については、図-1に従い基礎、橋脚、支承、桁の順で被災度D-D-D-Cが9ケース、被災度D-D-D-Bが4ケース、被災度D-D-D-As,Aはゼロであった。支承については、被災度D

-D-C-Dが80ケース、被災度D-D-B-Dが40ケース、被災度D-D-A-Dが4ケースであった。橋脚については、被災度D-C-D-Dが84ケース、被災度D-B-D-Dが28ケース、被災度D-As,A-D-Dが41ケースであった。

また、橋脚の損傷に関わらず、支承の損傷がAランクの場合に桁の被害がCおよびDランクの数よりもAs,A,AおよびBランクの数のほうが多くなるのがわかる。たとえば、図-1において基礎、橋脚、支承、桁の順で被災度D-D-A-Dと被災度D-D-A-Cは合わせて12ケースであるのに対し、被災度D-D-A-Bと被災度D-D-A-As,Aは合わせて43ケースとなっている。

一方、支承の損傷がBランクである場合、被災度D-D-B-Dと被災度D-D-B-Cは合わせて55ケースであり、被災度D-D-B-Bと被災度D-D-B-As,Aは合わせて7ケースである。また、支承の損傷がCランクである場合には、被災度D-D-C-Dと被災度D-D-C-Cは合わせて93ケースであり、被災度D-D-C-Bと被災度D-D-C-As,Aは合わせて1ケースのみとなっている。

これより、支承の損傷がBランク、Cランクとなる場合に桁の損傷がBランク、あるいはAs,Aランクとなるケースは少ないが、支承の損傷がAランクの場合には桁の損傷がBランク、あるいはAs,Aランクとなるケースが多くなっている。この傾向は、橋脚の被災度がC,B,As,Aのいずれにおいても同様であり、支承と桁の損傷に従属的な関係があることが示唆された。

## 2.2 フラジリティ特性の評価

前節で述べたように、支承と桁の損傷には従属的な関係がみられており、高架道路橋の個別の構造要素の損傷が必ずしも相互に独立であるとはいえない。一方で、入手した被災データの数は限られており、損傷の従属性を精度よく評価することは現状では困難と考えられる。そこで、構造要素の損傷が互いに独立であると仮定した上で評価を行うこととした。

高架道路橋の地震時のフラジリティ特性を評価するにあたり、地震動強さと高架道路橋の位置情報の関連づけを行った。表-1の被災データにおいては高架道路橋の個別の位置情報が得られなかったため、インターチェンジやジャンクション等の位置関係を基準にウェブ地図を活用して全ての橋脚の位置の緯度、経度の情報を推定した。その上で、山口・山崎<sup>11)</sup>による兵庫県南部地震における家屋被害から町丁目単位で推定された最大速度(以下、PGV)に基づき、高架道路橋の位置情報と当該地点の町丁目のPGVを対応づけることにより、高架道路橋を構成する各構造要素の被災率と地震動強さの情報を関連づけた。

また、ここでは、表-2~4に示した個別の構造要素の構造形式等による分類に着目し、フラジリティ評価を試

基礎	橋脚	支承	桁	合計
D	D	D	D	82
			C	9
			B	4
			As,A	0
		C	D	80
			C	13
			B	1
			As,A	0
		B	D	40
			C	15
			B	7
			As,A	0
		A	D	4
			C	8
			B	40
			As,A	3
	C	D	D	84
			C	6
			B	4
			As,A	0
		C	D	32
			C	5
			B	3
			As,A	1
		B	D	25
			C	15
			B	9
			As,A	1
		A	D	4
			C	1
			B	46
			As,A	8
	B	D	D	28
			C	2
			B	0
			As,A	0
		C	D	9
			C	4
			B	2
			As,A	0
		B	D	6
			C	10
			B	3
			As,A	1
		A	D	1
			C	4
			B	10
			As,A	5
	As,A	D	D	41
			C	1
			B	2
			As,A	0
		C	D	11
			C	2
			B	1
			As,A	1
		B	D	1
			C	8
			B	5
			As,A	4
		A	D	5
			C	2
			B	14
			As,A	6
			全体	739

図-1 ETによる各構造要素の被害形態の分類

みる。

道路構造物を構成する構造要素の地震応答 $R(r_m, \delta_r)$ 、耐力 $C(c_m, \delta_c)$ はともに対数正規分布に従うと仮定する。

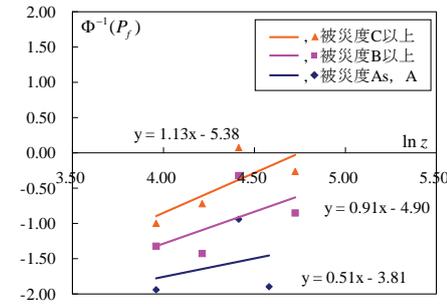


図-2 桁のフラジリティ

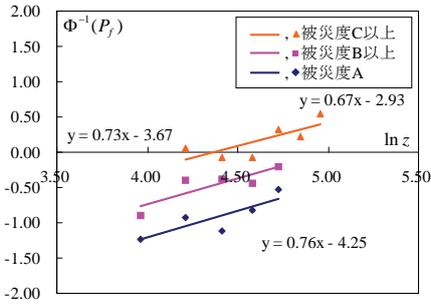


図-3 支承のフラジリティ

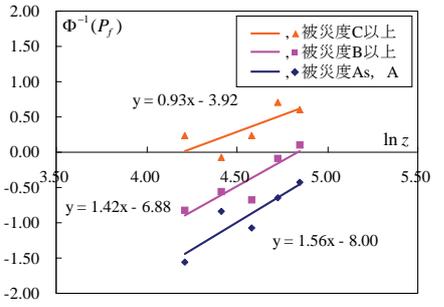


図-4 橋脚のフラジリティ

ただし、 $r_m$  は地震応答の中央値、 $\delta_r$  は地震応答の変動係数、 $c_m$  は耐力の中央値、 $\delta_c$  は耐力の変動係数である。これより、構造要素の損傷確率  $P_f$  は、地震応答が耐力を超える確率として、確率変数  $Z$  を用いて次式のように定義される。なお、確率変数  $Z$  に用いる地震動指標は、PGV とした。

$$P_f = F_z(r_m) = \int_0^{r_m} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \zeta}} \cdot \frac{1}{z} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln z - \ln c_m}{\zeta}\right)^2\right] dz \quad (1)$$

ただし、 $Z = (C/R) \cdot r_m$

ここで、表-2～表-4 に整理した構造形式をもとに、式(1)に対して各構造要素のフラジリティパラメータの推定を行った。表-2～表-4によれば、一部の構造形式に被災データが偏っているため、全ての構造形式に対してフラジリティパラメータを推定することは困難である。そこで、桁については床版の種類および示方書の適用年次を問わず I 桁としてグルーピングした上でパラメータを推定することとし、橋脚については被災データが豊富な 39 年示方書に適用する RC 単柱を対象とした。支承については、金属、ゴム等の種別や支承形式の情報が得られておらず、可動か固定の分類のみであったため、ここでは被災データが豊富な可動側の支承を対象として取り挙げた。

以上を踏まえ、PGV の帯域を 15kine ごとに分割し、各帯域における各構造要素の被災度ランク別の要素数を抽出し、当該帯域における被災度ランクの割合を算出した。ここで、各帯域における被災度ランクの割合と PGV の対応関係を対数正規確率紙にプロットし、データのフ

表-5 構造要素に対するパラメータ推定値

		対数標準偏差	中央値[kine]	決定係数
鋼I桁	As,A	1.95	1664	0.08
	B以上	1.1	225	0.34
	C以上	0.88	115	0.58
RC単柱-39	As,A	0.64	171	0.38
	B以上	0.7	127	0.82
	C以上	1.07	66	0.54
支承(可動)	A	1.32	270	0.36
	B以上	1.36	150	0.74
	C以上	1.49	80	0.58

ィットングを行い、図-2～図-4 に示している帯域を抽出した。これらのプロットデータをもとに、最小二乗法により、表-5 のように各構造要素の対数標準偏差および中央値を推定した。

なお、箱桁としてグルーピングしたケース、RC ラーメン橋脚を対象としたケース、固定支承を対象としたケースについてもパラメータの推定を試みたが、被災データの存在する PGV の帯域が一部に偏ったり、データ数そのものが少なかったり、いずれの PGV 帯域に対しても被災の傾向が変わらなかつたため、適切なパラメータの推定を行うことは困難と考え、評価対象から除外した。

パラメータ推定値に基づき作成したフラジリティ曲線を図-2～図-4 に示す。なお、図-2～図-4 には、累積確率密度関数  $\Phi^{-1}(P_f)$  ( $\Phi$ : 標準正規分布) と  $\ln(z)$  の関係を合わせて示している。

図-2 によれば、桁の被災度 As,A について PGV が 50kine の場合では損傷確率が 3% であり、PGV が 100kine の場合では損傷確率が 7% であった。一方で、被災度 B

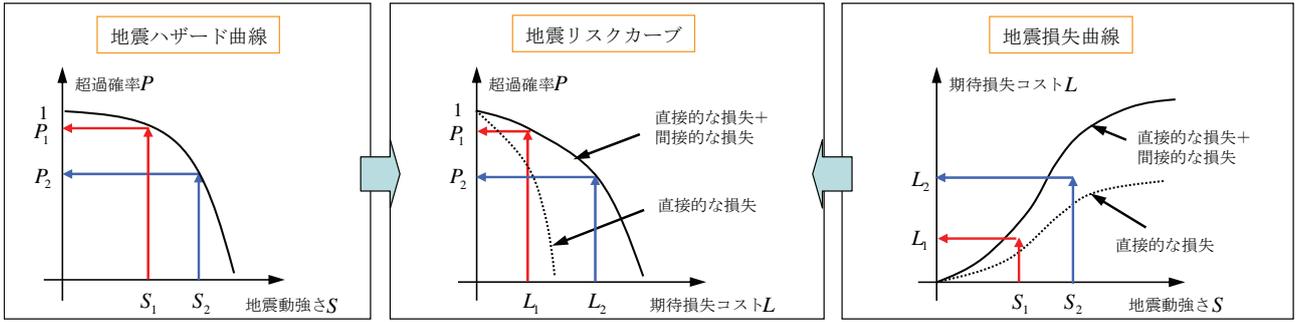


図-6 機能損失評価の枠組み

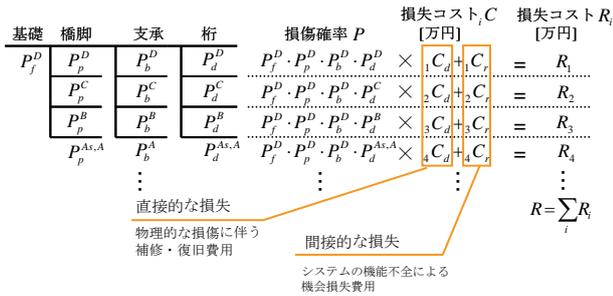


図-5 直接損失および間接損失の定義

について PGV が 50kine の場合では損傷確率 5%、PGV が 100kine の場合では 16%であり、被災度 C について PGV が 50kine の場合では損傷確率 9%、PGV が 100kine の場合では損傷確率 21%であった。これより、PGV が大きくなるのに対して、桁の損傷が被災度 As,A に至ることは少ないが、被災度 C および被災度 B の損傷が多くなる傾向が示された。

図-3 によれば、支承の被災度 A について PGV が 50kine の場合では損傷確率が 10%であり、PGV が 100kine の場合では損傷確率が 23%であった。被災度 B について PGV が 50kine の場合では損傷確率 11%、PGV が 100kine の場合では 16%であり、被災度 C について PGV が 50kine の場合では損傷確率 17%、PGV が 100kine の場合では損傷確率 18%であった。このように、PGV が 50kine の段階で被災度 A の損傷確率が高く、PGV が 100kine の場合では被災度 B、被災度 C の損傷確率を上回っており、PGV が低い段階から甚大な被害が発生する傾向が示された。

図-4 によれば、橋脚の被災度 As,A では PGV50kine で損傷確率が 3%であり、PGV100kine では損傷確率が 20%であった。被災度 B では PGV50kine で損傷確率 7%、PGV100kine で 17%であり、被災度 C では PGV50kine で損傷確率 30%、PGV100kine で 28%であった。これより、橋脚は PGV が低い段階から軽微な損傷を受けるが、被災度 B、被災度 As,A といった被害は 50kine 以下では少なく、PGV が大きくなるに従い損傷が大きくなる傾向が確認できた。

### 3. 直接損失および間接損失の評価の枠組み

高架道路橋が地震により被害を被った場合、構成する構造要素の損傷のみならず、システムとしての機能不全により道路交通ネットワークに及ぼす影響は甚大となる。特に、交通需要の多い都市部では、迂回による走行時間の増加、渋滞に伴う時間ロス等の機会損失が発生する。さらに、これらの損失の発生に伴い、運転者の精神面に及ぼす影響は計り知れない。

そこで、本研究では、図-5 に示すように、高架道路橋を構成する構造要素の物理的な損傷とこれに伴う補修・復旧費用を「直接損失」と定義するとともに、それに伴う機能不全が道路交通ネットワークに及ぼす影響を「間接損失」と定義した上で、ETA により得られるこれらの期待損失の合計値を高架道路橋の地震時における「機能損失コスト」と定義することとした。

なお、図-5 では、ある地震動強さにおいて各構造要素の当該被災度が発生する損傷確率  $P$  の ET を模式的に示しており、組合せにおける各構造要素の損傷確率  $P$  の積と、直接的な損失と間接的な損失の和である損失コスト  $C$  を掛け合わせることで、当該組合せにおける期待損失コスト  $R_i$  を求めるものである。これより、全ての組合せの損失コスト  $R_i$  の総和をとり、当該地震動強さにおける機能損失コスト  $\sum_i R_i$  は次式で表される。

$$\sum_i R_i = \sum_i \sum_{j,k,l} P_f^j \cdot P_p^k \cdot P_b^l \cdot P_d^l \cdot C^{j,k,l} \quad (2)$$

ただし、 $C^{j,k,l} = C_{p,d}^j + C_{b,d}^k + C_{d,d}^l + C_r^{j,k,l}$

$$\begin{aligned} P_f^D &= 1, \\ j &= D, C, B, As \cdot A, \\ k &= D, C, B, A, \\ l &= D, C, B, As \cdot A \end{aligned}$$

ここで、 $i$ : 被災度の組合せ番号、 $j, k, l$ : それぞれ橋脚、支承、桁の被災度、 $C_{p,d}^j, C_{b,d}^k, C_{d,d}^l$ : 各構造要素の被災度別の直接損失コスト、 $C_r^{j,k,l}$ : 被害形態における間接損失コストである。なお、式(2)は、ある 1 点の地震動強さにおける機能損失コストである。

高架道路橋の機能損失を評価する枠組みを図-6 に示す。図-6 で、前述したように図-5 に従い、地震動強さごとの機能損失コストを算出したものが、地震損失曲線である。一方で、地震ハザード曲線は、高架道路橋が立地する地点における地震動の超過確率である。これらを組み合わせて、地震リスクカーブを作成する。たとえば、図-6において、ある地震動強さ $S_1$ のときの期待損失コスト $L_1$ と超過確率 $P_1$ を対応させ、リスクカーブの1点が作成される。同様に、別の地震動強さ $S_2$ に対応する $L_2$ 、 $P_2$ より、別の1点が作成され、このように地震損失曲線と地震ハザード曲線を対応させることにより、地震リスクカーブを作成し、高架道路橋の機能損失に関する評価を行う。

#### 4. 機能損失評価に関するケーススタディ

##### 4.1 ケーススタディの方針

前章に示した機能損失評価の枠組みを適用して、地震時における高架道路橋の機能損失評価のケーススタディを行った。

ケーススタディにおいて分析対象とする地点を図-7 に示す。ここでは、新潟県新潟市を取り挙げ、5 径間の跨川橋を想定し、当該地点に影響を及ぼしうる約 445km × 550km の領域を解析対象領域としてモデル化し、文献 12) に示された手法に従い、地震ハザード評価を行った。ここで、対象とする道路橋モデルは、既往の設計計算例<sup>13)</sup>等を参考に、径間長 40m、幅員 12m 程度を想定し、構造として単純鋼 I 桁、金属支承、T 型 RC 橋脚、ケーソン基礎により構成される、5 径間跨川橋を仮定した。なお、近年、新設・補修されている土木構造物は長寿命化が図られているが、ここでは既往の土木構造物の一般的な寿命のサイクルを踏まえ、供用年数を 50 年程度と想定し、地震動強さとしては 50 年超過確率を指標とした。

図-8 に、計算により得られた地震ハザード曲線を示す。図-8 によれば、PGV が 50kine 程度の場合、50 年超過確率が 4% 程度となっている。

##### 4.2 直接的損失および間接的損失の評価

直接的損失については、庄司らの研究<sup>14)</sup>を参考に、兵庫県南部地震における、3 号神戸線の高架道路橋の第 2・15・17 工区の補修・復旧事業に要した費用に基づき、表-6 のように設定した。なお、各工区とも地域環境への配慮や幹線機能の早期復旧等の観点から、各構造要素に対する補修・復旧の工法は一律となっていないが、ここでは、各構造要素の被害形態に対する補修・復旧費用として一律に取り扱っている。また、表-6 に示す支承については、損傷が生じた場合取替えが実施されていたことから、被災度が C 以上の場合は全て支承取替えを行うこととし、被災度によらず一律の損失コストを計上するものとした。復旧日数については、被災度別の損傷



図-7 対象地点の位置

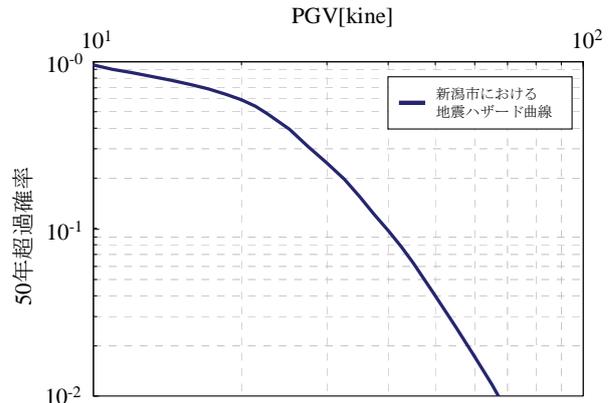


図-8 地震ハザード曲線

表-6 各被害形態における構造要素の損失コスト

被災度	構造要素の被害形態と損失コスト[万円]		
	桁	支承	橋脚
D	0 無被害	0 無被害	0 無被害
C	2000 一部損壊 (小破)	600 一部損壊 (小破)	100 一部損壊 (小破)
B	2000 一部損壊 (中破)	600 一部損壊 (中破)	800 一部損壊 (中破)
As,A または A	13000 破壊	600 破壊	4500 倒壊

表-7 復旧作業から想定される復旧日数

被災度	物理的な復旧作業から想定される復旧日数		
	桁	支承	橋脚
D	0 復旧作業不要	0 復旧作業不要	0 復旧作業不要
C	3 クラックへの樹脂注入等補修	15	3 クラックへの樹脂注入等補修
B	30 座屈・損傷部分の切断、取替え等	15 支承の交換	30 RC・鋼板巻立て等補強
As,A または A	90 架替え	15	90 再構築

に対して、3 号神戸線の補修・復旧状況や、現状用いられる補修・補強工法等をもとに、表-7 のように設定した。

一方、「間接損失」は、高架道路橋の機能に障害が生じた場合に、道路交通に及ぼす影響を目的地到達までの迂回交通による時間増分によるものとし、車両時間価値の考え方<sup>15)</sup>、<sup>16)</sup>等を参考に、当該地点の交通量に基づき算出することとした。なお、当該地点の交通量は、H17 道路交通センサスデータ<sup>17)</sup>を用いることとした。以上よ

表-8 機能障害に伴う道路交通への影響

被災度	道路交通の影響	
	内容	遅延時間 [分]
D	影響なし	0
C	片側交互通行による遅延時間の発生	3
B	通行止めによる迂回に伴う走行時間の増加	5
As,A または A		
車両時間価値	70[円/分・台]	
対象地点交通量	49,000[台/日]	

Found	Pier	Bearing	Deck	total	復旧日数	損失コスト (万円)
D	D	D	D	82	0	0
			C	9	3	3150
			B	4	30	31500
			As,A	0	90	157500
		C	D	80	15	15750
			C	13	15	15750
			B	1	30	31500
			As,A	0	90	157500
		B	D	40	15	15750
			C	15	15	15750
			B	7	30	31500
			As,A	0	90	157500
		A	D	4	15	15750
			C	8	15	15750
			B	40	30	31500
			As,A	3	90	157500
	C	D	D	84	3	3150
			C	6	3	3150
			B	4	30	31500
			As,A	0	90	157500
		C	D	32	15	15750
			C	5	15	15750
			B	3	30	31500
			As,A	1	90	157500
		B	D	25	15	15750
			C	15	15	15750
			B	9	30	31500
			As,A	1	90	157500
		A	D	4	15	15750
			C	1	15	15750
			B	46	30	31500
			As,A	8	90	157500
	B	D	D	28	30	31500
			C	2	30	31500
			B	0	30	31500
			As,A	0	90	157500
		C	D	9	30	31500
			C	4	30	31500
			B	2	30	31500
			As,A	0	90	157500
		B	D	6	30	31500
			C	10	30	31500
			B	3	30	31500
			As,A	1	90	157500
		A	D	1	30	31500
			C	4	30	31500
			B	10	30	31500
			As,A	5	90	157500
	As,A	D	D	41	90	157500
			C	1	90	157500
			B	2	90	157500
			As,A	0	90	157500
		C	D	11	90	157500
			C	2	90	157500
			B	1	90	157500
			As,A	1	90	157500
		B	D	1	90	157500
			C	8	90	157500
			B	5	90	157500
			As,A	4	90	157500
		A	D	5	90	157500
			C	2	90	157500
			B	14	90	157500
			As,A	6	90	157500
				739		

図-9 各被害形態における機能損失コスト

り、高架道路橋の機能障害に伴う道路交通への影響については表-8のように設定した。

以上を踏まえ、図-1に示した高架道路橋の被害形態に関するETに照らして、各被災度の組合せにおける機能損失コストを図-9のように試算した。この際、組合

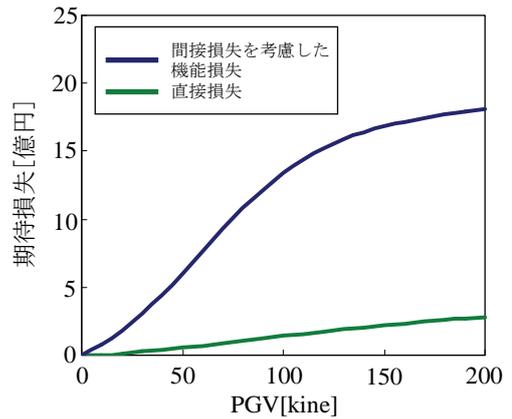


図-10 地震損失曲線

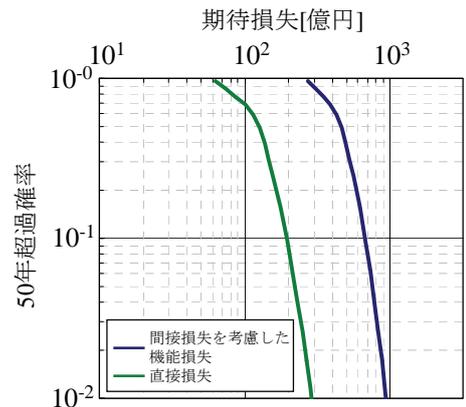


図-11 リスクカーブ

せの中で、最もクリティカルになる構造要素の復旧日数を当該組合せの復旧日数とした。たとえば、基礎、橋脚、支承、桁の被災度が D-D-C-C となる場合には、桁の損傷に対する復旧作業より復旧日数のかかる支承の交換作業がクリティカルとなり、当該組合せにおける復旧日数は、15日となっている。

以上より、図-6で示した機能損失評価の枠組みを適用し地震損失曲線を求めると、図-10のようになる。

図-10によれば、直接損失に比べて、間接損失の影響が非常に大きいことがわかる。たとえば、PGVが50kineでは、直接損失は0.5億円程度だが、間接損失を考慮した機能損失コストは約6億円と、直接損失の約12倍となっている。また、100kine程度では、直接損失の約1.4億円に対して機能損失は約13億円と、10倍近い損失となっている。機能損失が直接損失に比べて大きく増加しているのは、PGVが大きくなるのに従い構造要素の被災度が高くなり、それに伴い復旧作業の日数が大きくなり、間接損失が増加するためである。このことから、構造要素の耐震性能が、高架道路橋の機能損失に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

図-11には、地震リスクカーブを示す。50年超過確率が5%である場合、直接損失は約0.5億円、間接損失を考慮した機能損失コストは約6億円となっており、地震損失曲線と同様に間接損失の影響が極めて大きいものとなっている。

### 4.3 耐震補強が機能損失に与える影響

高速自動車道をはじめ、一般国道においても、近年では高架道路橋に対してRC巻立てや落橋防止装置の設置等の耐震補強が実施されており、耐震対策が実施されていない高架道路橋に比べて耐震性能は高められている。そこで、橋脚にRC巻立て等の耐震補強を実施した場合を想定し、耐震補強の実施が機能損失に与える影響について、感度分析を行うこととした。

なお、式(1)のパラメータは、兵庫県南部地震の各構造要素の被災事例から推定している。一方で、橋脚へのRC巻立て等の補強対策を実施した場合に、フラジリティのパラメータに及ぼす影響を具体的に評価するには至っておらず、ここでは補強対策の実施により式(1)のパラメータである中央値が2倍程度になるという仮定をおいた上で、構築したモデルの感度分析を行うこととした。個別の構造要素に対する補強対策の実施が、フラジリティのパラメータに及ぼす影響については、今後検討を行っていく予定である。

図-12には、橋脚に耐震補強を実施したことにより、表-5の橋脚の中央値が2倍程度に強化された場合のフラジリティ曲線を示す。図-12によれば、PGVが100kine程度の場合、被災度C以上の損傷発生確率が約20%、被災度B以上の損傷発生確率が約20%、被災度As,Aの損傷発生確率が約15%程度低減する。一方で、50kine程度の場合には、被災度C以上の損傷発生確率が15%程度低減するものの、被災度B以上の損傷発生確率では約5%、被災度As,Aの損傷発生確率では約2%程度の低減となっており、高い被災度においては耐震補強の効果は、100kineの地震動の場合に比べて小さくなっている。

図-13に地震損失曲線を示す。図-13によれば、たとえばPGV100kineでは、直接損失としては耐震補強の前後で、約1.4億円から約1億円となり、30%程度の低減がみられた。一方、間接損失を考慮した機能損失コストは約13.4億円から8.6億円と36%程度の低減がみられた。また、機能損失コストについて、耐震補強の前後による違いをみてみると、30kine程度から大きく低減している。これは、図-12に示したように、耐震補強をしない場合に比べて、耐震補強を実施した場合は、約30kine以上において、復旧に要するコストが高く、間接損失を大きく左右する復旧日数が大きい被災度B以上、被災度As,Aの被害が抑制されたためである。

図-14には、耐震補強を実施した場合のリスクカーブを示している。超過確率5%でみると、直接損失については期待損失が10%程度低くなっている。また、間接損失を考慮した機能損失コストは20%程度の低減がみられた。

以上より、地震に対して事前に耐震補強等の対策を実施することで、直接損失に加え、間接損失を考慮した機能損失コストを大きく低減できる可能性を示した。橋脚に対するRC巻立てや落橋防止装置の設置等様々な耐震

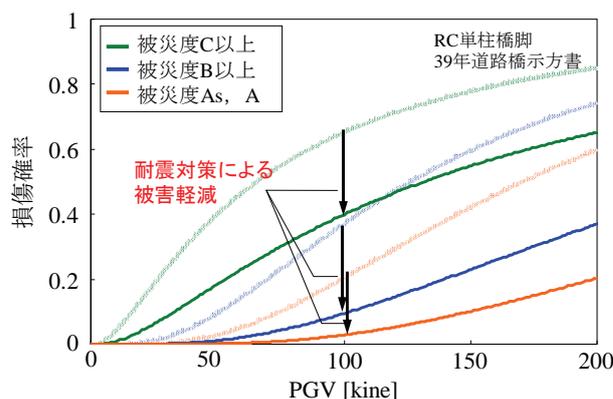


図-12 耐震補強した場合のフラジリティ

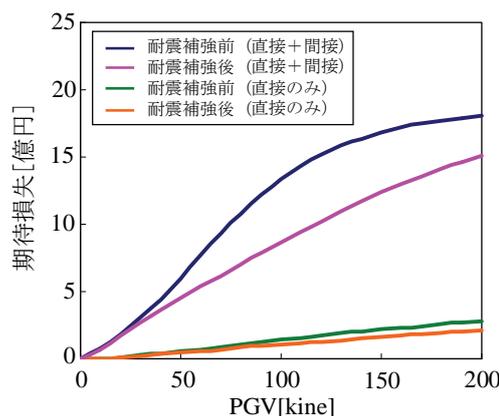


図-13 耐震補強を実施した場合の地震損失曲線

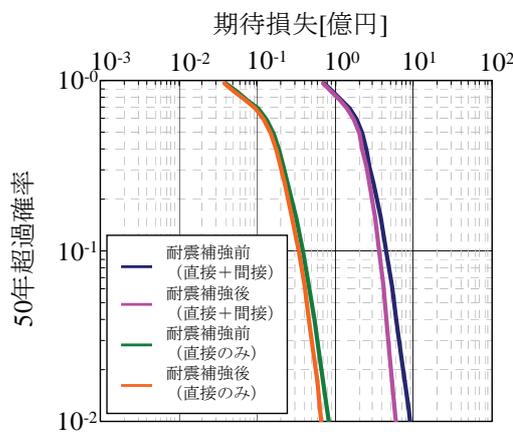


図-14 耐震補強を実施した場合のリスクカーブ

対策工法が選択できることから、適切な耐震補強の計画を策定していく上では、補強工法の違いがフラジリティに与える影響を定量的に把握する必要がある。

## 5. 高架道路橋の地震ハザードおよび交通量の違いが機能損失に及ぼす影響

### 5.1 地震ハザードの違いが機能損失に与える影響

4.2節において、橋脚に対する耐震補強が機能損失に与える影響について感度分析を行った。この際には、3章で仮定した立地条件における地震ハザードを用いて



図-15 対象地点の位置

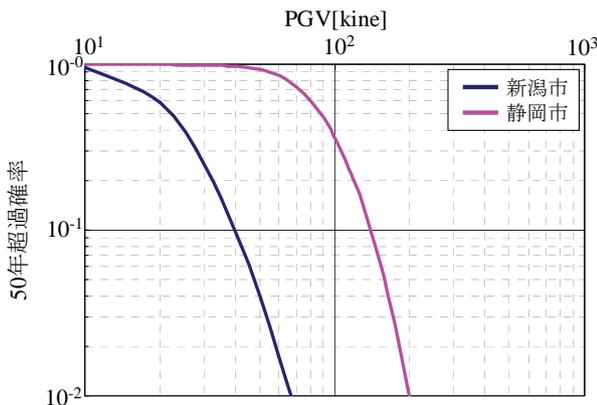


図-16 地震ハザード曲線の比較

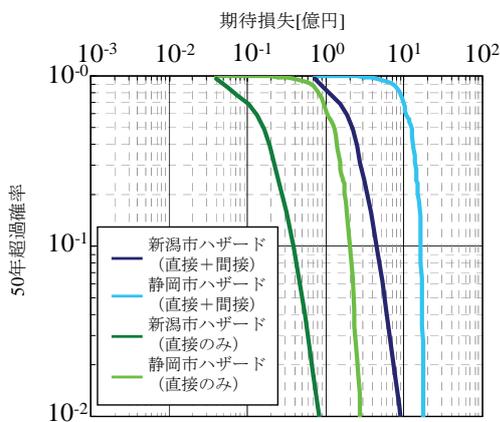


図-17 リスクカーブ

機能損失を試算している。そこで、ここでは、高架道路橋の立地地点を変更し、地震ハザードの相違が機能損失に及ぼす影響について感度分析を行うこととした。なお、対象とする高架道路橋は、4章で仮定したモデルと同様とした。

3章で仮定した立地対象地点は、新潟県新潟市地域であり、比較的地震ハザードは高くない。そこで、比較対象として、図-15に示す静岡県静岡市を取り挙げた。この地域は東海地震および東海・東南海地震の影響が大きく、地震ハザードの極めて高い地域である。なお、当該地点の地震ハザード曲線は、地震ハザードステーション (J-SHIS)、静岡県静岡市の50年超過確率のデータを

表-9 機能不全に伴い道路交通に及ぼす影響

被災度	道路交通の影響	
	内容	遅延時間 [分]
D	影響なし	0
C	片側交互通行による遅延時間の発生	3
B	通行止めによる迂回に伴う走行時間の増加	5
As,A または A		
車両時間価値		70[円/分・台]
対象地点交通量		36,000[台/日]

使用した。

図-16には地震ハザード曲線の比較結果を示す。超過確率5%でPGVが50kine程度であるのに対し、静岡市は150kine程度となっている。これより、地震ハザードの相違による感度を分析するため、図-2～図-4に示した各構造要素のフラジリティと表-6～表-8に示した直接損失および間接損失を考慮した機能損失コストをそのまま適用して、図-17に示すようにリスクカーブを作成した。図-17によれば、直接損失および間接損失を考慮した機能損失コストともに、新潟市の地震ハザードを用いた場合に比べて、静岡市の地震ハザードを用いた場合のほうが、リスクが大きくなっている。たとえば超過確率5%に着目すると、新潟市の直接損失が0.5億円程度であるのに対し、静岡市の場合約2億円と約4倍の期待損失となっている。機能損失コストについては、新潟市では約6億円、静岡市では約17億円と3倍程度の期待損失となっている。

## 5.2 交通量の違いが機能損失に与える影響

本節では、高架道路橋を通行する交通量の違いが機能損失コストに及ぼす影響について感度分析を行った。表-9に、機能不全に伴い道路交通に及ぼす影響の諸元を示す。ここで、対象地点は、図-15に示した地点を想定し、当該地点における交通量を用いて、図-11に示した耐震補強を行う前のリスクカーブとの比較を行った。なお、交通量については、当該地点におけるH17道路交通センサデータより設定した<sup>17)</sup>。

得られたリスクカーブを図-18に示す。なお、交通量の違いによる影響は、間接損失にのみ作用してくるため、図-18では直接損失に関するリスクカーブは作成していない。交通量の差は約13,000台/日であり、25%の減少となっているが、図-18によれば、たとえば超過確率5%でみてみると、図-11に示した新潟市交通量のケースでは約6億円の機能損失となる。一方で、静岡市交通量のケースでは約4.5億円であり、機能損失について25%の低減が認められた。ただし、ここでは道路交通に及ぼす影響を表-8および表-9のように仮定しており、実際の機能損失を評価するためには、道路交通のネットワークおよび迂回等の交通行動の実態をモデル化し、反映する必要がある。

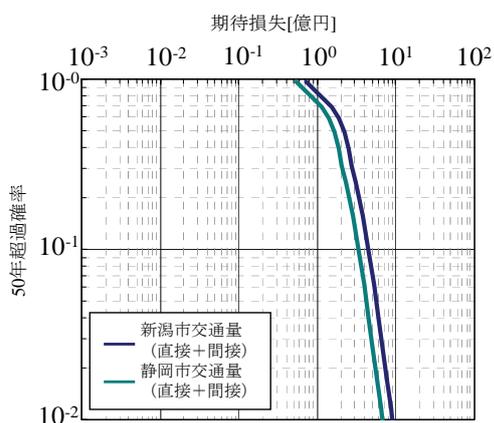


図-18 リスクカーブ

## 6. おわりに

本研究では、高架道路橋を取り上げ、1995年兵庫県南部地震における高架道路橋の被災データに基づき、ETAによる被害形態分析を行うとともに、高架道路橋を構成する各構造要素のフラジリティ評価を行い、道路交通障害が発生した場合における機能損失コストのモデル化を行った。得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 高架道路橋の被災データに対して、構造要素の構造区分、準拠基準、被災度等について分類・整理し、ETAによる被害形態分析を行った。これにより、高架道路橋を構成する構造要素の損傷について、相互の関連性の評価を行うとともに、各構造要素のフラジリティ特性の評価を行った。
- 地震時における物理的な被害に伴う損失を直接損失と、それに伴う道路交通ネットワークの機能障害による迂回や遅延等による損失を間接損失として定義した上で、これらを合わせて高架道路橋の地震時における機能損失コストとしてモデル化した。
- 橋脚に耐震補強を実施した場合や、立地条件により地震ハザードが異なるケースを想定し、高架道路橋の地震時における機能損失に及ぼす影響について、感度分析を行うことにより、構造要素の物理的な被害が機能損失に極めて大きな影響を与えることを模式的に示した。

今回の検討では、高架道路橋の地震時における機能損失を模式的にモデル化することを優先したため、耐震対策工法および耐震対策の実施による効果を仮定した上で構造要素のフラジリティ評価を行い、本モデルによる感度分析を行っており、また間接損失として迂回等の道路交通に関する制約を排除して簡略化した上で評価を行った。今後は、個別の耐震対策工法および耐震対策の実施による効果を適切に本モデルに反映させるため、検

討を行っていく予定である。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、阪神高速道路公団の金治英貞氏、東京大学の藤野陽三先生、橋本哲子氏には、1995年兵庫県南部地震の際に被災した阪神高速道路3号神戸線に関する被災資料および研究資料を提供していただきました。また、千葉大学の山崎文雄先生、日本技術開発(株)の山口直也氏には、兵庫県南部地震における町丁目単位での推定地震動分布を提供していただきました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

また、本研究では、(独)防災科学技術研究所の地震ハザードステーションのデータを使用しました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T. : Statistical Analysis of Fragility Curves, Journal of Engineering Mechanics, pp.1224-1231, 2000.12..
- 2) 中村孝明, 長沼敏彦, 静間俊郎, 篠塚正宣: 統計解析による道路橋脚の地震時損傷確率に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム講演論文集, Vol.3, pp.3165-3170, 1998.
- 3) 遠藤昭彦, 吉川弘道: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.435-446, 2003.3.
- 4) 吉川弘道: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析, 丸善, 2008.1.
- 5) 中村孝明, 水谷守: 地震リスクマネジメントにおけるイベントツリー解析, 第3回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム, Vol.3, pp.75-80, 1995.
- 6) 星谷勝, 中村孝明: 構造物の地震リスクマネジメント, 山海堂, 2002
- 7) Taleb-Agha, G. : Seismic Risk Analysis of Lifeline Networks, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.67, No.6, pp.1625-1645, 1977.
- 8) Chang, S.E., Shinozuka, M., and Moore, J.E. : Probabilistic Earthquake Scenarios: Extending Risk Analysis Methodologies to Spatially Distributed Systems, Earthquake Spectra, vol.16, No.3, pp.557-572, 2000.
- 9) Chang, S.E., and Nojima, N. : Measuring Post-Disaster Transportation System Performance: the 1995 Kobe Earthquake in Comparative Perspective, Transportation Research, Part A 35, pp.475-494, 2001.
- 10) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害(橋梁), 土木学会, 1996.
- 11) 山口直也, 山崎文雄: 1995年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定, 土木学会論文集, No.612, I-46, pp.325-336, 1999.1.
- 12) (独) 防災科学技術研究所: 確率論的地震動予測地

- 図作成手法の検討と試作例, (独) 防災科学技術研究所研究資料, 第 236 号, 2002.12.
- 13) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 14) 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/I-39, pp.79-94, 1997.4.
- 15) 国土交通省道路局都市・地域整備局: 費用便益分析マニュアル, 2003.8.
- 16) 国土交通省道路局: 一時間価値原単位および走行経費原単位平成 15 年価格の算出方法一, 2003.1.
- 17) 国土交通省道路局: 平成 17 年度道路交通センサス, 2006.

(2008 年 9 月 18 日受付)