橋梁構造形式と桁上走行自動車の地震時事故率に関する解析的研究

高田 至郎¹・山本 聡²・楢田 泰子³

¹フェロー会員 神戸大学教授 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail:takada@kobe-u.ac.jp

²学生会員 神戸大学自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail:034t145n@y03.kobe-u.ac.jp

³正会員 神戸大学助手 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail:kuwata@kobe-u.ac.jp

ゴム支承や免震支承を用いた橋梁では、構造系が長周期化して桁の応答変位が増大する可能性がある。耐震設計あるいは免震設計によって橋梁の安全性が構造的に保たれたとしても、橋梁桁上を走行する利用者の安全は別途検討する余地がある。すなわち、構造物および利用者からの両視点での安全性の検討が必要である。そこで、本研究では地震発生時にゴム支承を有する高架橋を走行するドライバーの安全性を解析的に検討し、ドライバーの視点での橋梁の安全性向上のための対策法について提案した。

Key Words : rubber bearing, Distinct Element Method(DEM), driver safety, elevated bridge

1. はじめに

兵庫県南部地震における阪神高速3号線に代表されるように橋梁に甚大な被害が発生し、被災の経験をふまえて道路橋示方書が見直された。平成8年12月に改定された同示方書耐震設計編¹⁾において、免震設計が独立した章として初めて取り上げられたこともあり、新設ならびに既設の橋梁において、ゴム支承や免震支承が急速に採用されつつある。ゴム支承や免震支承を用いる際の課題については数多く報告されている^{2,3,4)}。ゴム支承を設置した橋梁では、固有周期が延びることにより桁の応答変位が増大する傾向があるため、隣接桁間の掛け違い部や桁-橋台間に衝突が生じる可能性がある。この桁間衝突問題に関する研究としては、渡辺・川島²⁾、および武野・伊津野³⁾の研究がある。渡辺・川島は、桁間衝突の現象を橋桁が衝突した時にのみ剛性を持つ衝突バネを用いて表し、その解析精度に関しても検討している。また、武野・伊津野は、衝突時における相対速度に着目し、構造系の固有周期差比をもとに衝突速度スペクトルを作成した。桁の落下を防ぐ落橋防止構造に関する研究には、著者ら⁴⁾の研究がある。著者らは、落橋防止構造に使用する設計地震荷重の信頼性を橋梁全体でモデル化を行い、さらに支承破壊を考慮して落橋防止構造に作用する力と支承の摩擦係数や地震動との関係及び動的効果や一連の挙動に対する工学的評価式を提案している。

橋梁上を走行する車両に関する研究として川谷ら^{5,6)}

の研究がある。川谷らは、3次元の車両モデルと主桁・横桁を梁要素、床板を板要素とした有限要素を用いて動的応答解析を行い、実測値と比較することにより妥当性を検証している。また、路面の凹凸や桁端段差などを車両が通過する際に床板に及ぼす影響を明らかにしている。しかしながら、これらの研究は構造的な問題が中心であり、利用者である桁上を走行するドライバーの地震時安全性についてはほとんど着目されていない。

地震時の走行車両の応答やドライバーの反応に関する研究として、丸山ら^{7,8,9)}の研究がある。丸山らはドライビングシミュレータを用いて高速走行車両の地震時の挙動を明らかにし、さらに6軸動揺装置を有したドライビングシミュレータを用いることによって現実感の高い地震時の運転シミュレーションを行い、ドライバーの反応について検討を行っている。耐震設計あるいは免震設計による橋梁の安全性が構造的に保たれたとしても橋梁桁上を走行する利用者の安全は別途検討の余地がある。すなわち、構造物および利用者の両視点から安全性の検討が必要である。

本研究では、個別要素法(Distinct Element Method, 以下"DEM"と略す)を用いて、ゴム支承を有する高架橋を走行している車両を対象に、地震を受けた際の橋梁および車両の挙動を一体的な解析により検討し、それらを基に車両の事故率を算出した。その結果より、ドライバーからみたゴム支承を有する高架橋の安全性を向上させるための対策について検討している。

2. 橋梁系と走行車両のモデル化および解析手法

本研究では、橋梁桁上を走行する車両やゴム支承部の破壊後の運動を考慮するため、Ivanov and Takada¹⁰⁾によって改良された3次元DEMプログラムを用いて検討を行う。本解析法は不連続面で区切られた要素の集合体において、要素ごとに独立した2階常微分運動方程式を立て、これを差分近似して、時間領域で前進的に解くことにより要素の挙動を追跡し、その集合体としての動的挙動を解析しようとするものである¹¹⁾。本研究では、小要素の集合体の挙動を取り扱うだけではなく、要素間をはりで連結することで曲げやねじりを考慮した挙動を可能にしている。また、多角形モデルの剛体挙動もシミュレート可能である。各部のモデル化は以下に示す。

(1) 橋梁のモデル化

解析対象橋梁は図-1に示す5径間鋼桁橋である。本橋梁は、著者らの既往研究⁴⁾で用いた橋梁と同じものである。また、桁の条件として連続桁（5径間連続鋼桁橋：以下連続桁橋という）と単純桁（5径間単純鋼桁橋：以下単純桁橋という）の2種類をモデル化した。

a) 上部工の解析条件

上部工の解析条件については以下に示す通りである。

形式：5径間鋼桁橋（地震時水平力分散構造）

支間割：40m×5径間 幅員：全幅員 12.000m

支持条件：水平方向はすべて弾性支持

支承の種類：ゴム支承（タイプB）

桁：連続桁橋サイズが200m/12m/0.4m（B/L/H）×1

：単純桁橋サイズが40m/12m/0.4m（B/L/H）×5

b) 下部工の解析条件

下部工の解析条件については以下に示す通りである。

橋脚：T形橋脚 基礎：場所打ち杭

橋脚、基礎の使用材料については表-1に示す。

図-1 解析対象橋梁

表-1 下部工使用材料

部材	コンクリート強度	鉄筋
橋脚	$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$	SD295
フーチング	$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$	
杭	$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ ($\sigma_{28} = 30\text{N/mm}^2$)	

c) 解析条件

ここで、図-1に示す節点座標の一覧を表-2に、橋台と橋脚の諸量を表-3にそれぞれ示す。橋台・橋脚の減衰定数は2%とした。X方向は橋軸方向、Y方向は橋軸直角方向、Z方向は鉛直方向である。橋台と橋脚は弾性3次元のはりでモデル化を行った。後述の入力地震動レベルでは橋脚は塑性化して、挙動はより複雑になると考えられる。しかし、本研究ではドライバーの危険度評価に関与する影響要因の複雑さを避けるため、橋脚は弾性体とした。橋脚の塑性化による影響については、今後検討が必要である。コンクリートの材料特性は、ヤング係数 $E = 2.35 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、せん断弾性係数 $G_c = 1.02 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ である。

桁は、支承が破壊した後、桁間に大きな変位が発生して、桁自体のひずみは十分微小なものと考えられるため、剛体とした。また、基礎の地盤バネ定数を表-4に示す。地盤は地盤種別II種相当のバネ定数を与えた。

上部工重量は、舗装や床板、鋼重などをコンクリートに換算した断面としてモデル化した。上部工全体の重量は30,800kNであり、橋台上の反力は3,080kN（1橋台当たり）、橋脚上での反力は6,160kN（1橋脚当たり）である。

表-2 節点座標

Node	X(m)	Y(m)	Z(m)	注釈
1	0	4	-0.17	A1橋台の値 A2橋台については X=200としたもの
2	0	4	-2.55	
3	0	4	-5.1	
4	0	4	-7.27	
5	0	4	-14.37	
6	40	4	-1	P1橋脚の値 P2、P3、P4橋脚についてはそれぞれX=80、 120、160としたもの
7	40	4	-2.5	
8	40	4	-6.25	
9	40	4	-10	
10	40	4	-12.2	
11	40	4	-17.3	

表-3 橋台と橋脚の諸元

番号	Node	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
1	1, 2	24	288	8	29
2	2, 3	24	288	8	29
3	3, 4	72	435	435	737
4	4, 5	38	70	20	175
5	6, 7	26	288	8	37
6	7, 8	11	23	4.5	13
7	8, 9	11	23	4.5	13
8	9, 10	72	435	435	735
9	10, 11	10	8	8	13

表-4 基礎の地盤バネ定数

	橋台部	橋脚部
フーチング底面の基礎の地盤バネ定数	Ass(kN/m)	3.521×10^6
	Asr(kN/rad)	-5.544×10^6
	Ars(kN・m/m)	-4.357×10^6
	Arr(kN・m/rad)	5.527×10^7

Ass: 水平バネ定数

Asr, Ars: 水平変位と回転に対する連成バネ定数

Arr: 回転バネ定数

支承は、一般的に多く用いられている積層ゴム支承（タイプB）を対象としてモデル化を行った。その諸元を表-5に示す。 k_{zz} は鉛直方向（Z方向）の剛性を、 k_{xx} は橋軸方向（X方向）の剛性を、 k_{yy} は橋軸直角方向（Y方向）の剛性をそれぞれ示す。また支承破壊伸びに達するまでの水平バネは線形として図-2に示す $P-\delta$ 関係を用いた。図-2中の括弧内の値は連続部の支承の値である。支承のせん断限界ひずみは250%とし、その位置で破壊するものとする⁹⁾。支承破壊後は積層ゴムと桁が切断されるため、水平方向には摩擦力のみ働くモデルを用いた。本研究では支承降伏後の履歴特性モデルは考慮しておらず、履歴特性モデルとの精度比較の検討は今後は必要である。

落橋防止構造として表-6に諸元を示すPCケーブルを用いた。また、現在の落橋防止構造は設計地震動に対しては作動せず、想定外の事態が発生した場合に作動させるという位置付けである。そこで本研究では全支承破壊後に、桁が橋軸方向に0.550(m)移動してから力が作用し始め、力と変位量は線形関係にあるとした。桁-橋台間の遊間距離については算出された桁遊間 $S_g=237(\text{mm})$ に若干の余裕量を加えて250(mm)とした。単純桁橋の桁間の遊間距離も同様にして150(mm)とした。

(2) 車両のモデル化

解析対象車両は高架橋上を多く走行していると考えられる図-3に示す小型普通乗用車（1,600cc）程度とした⁹⁾。車両モデルの入力パラメータ値を表-7に示す⁸⁾。ここで

表-5 ゴム支承の諸元

	連続部	掛け違え部
形状(B/L/h) (m)	0.530/0.530/0.168	0.680/0.680/0.096
断面積(m^2)	0.281	0.462
支承破壊後の摩擦係数	0.3	0.3
k_z (kN/m)	5.6×10^5	1.6×10^6
k_{xx} (kN/m)	1,640	4,720
k_{yy} (kN/m)	1,640	4,720
支承ゴム高(m)	0.168	0.096
破壊伸び δ_u (m)	0.42	0.24

図-2 ゴム支承の $P-\delta$ 関係

表-6 PCケーブルの諸元

面積(m^2)	0.00312
ケーブル長(m)	3
ヤング係数(kN/m^2)	2.0×10^8
せん断弾性係数(kN/m^2)	7.7×10^7
設置位置	上部工位置
作用伸び(m)	0.55mから作用開始

バネ上質量は車両本体の質量を、バネ下質量は車輪質量（タイヤ、ホイール、ブレーキパッド等を含む）を表している。

車両の運動は18自由度系でモデル化した。車体本体に関する運動としては上下運動、進行方向回転運動、進行直交方向回転運動、進行方向水平運動、進行直交方向水平運動、鉛直軸回転運動である（図-4）。また、前軸、後軸に関しても、車両の6運動と同様にそれぞれ6運動がある。車体、前軸、後軸は、それ自体のひずみが微小なものと考えられるので剛体としてモデル化した。

車両モデルの設定は、既往文献との比較の他、実車両の自由振動実験による結果を反映してバネ定数および減衰を決定しており、モデルの妥当性は確認している¹²⁾。

(3) 全体系解析モデル

上述した橋梁モデルと車両モデルを合わせた全体系での解析モデルを図-5に示す。

車両の走行状態を解析で表現するために、本研究では全てのタイヤ要素に車両を進行方向に進ませる強制モーメントを与える。また、走行する車両と路面との摩擦係数は文献¹³⁾に示されている乾いた舗装道路を走行している場合を想定し、かつ、速度条件を加味した表-8の摩擦

図-3 解析対象車両

表-7 車両モデルのパラメータ値

バネ上質量(kg)	1100
バネ下質量(kg)	100
重心高(m)	0.35
タイヤ縦バネ定数(kN/m)(4本で)	784
サスペンションバネ定数(kN/m)(4本で)	137.2
タイヤ減衰項(Ns/m)(4本で)	98
サスペンション減衰項(kNs/m)(4本で)	4.9

図-4 車両の運動モデル

係数の値を用いた。

桁間および桁-橋台間で大きな相対変位が発生した状態での車両の通過安全性を検討する必要がある。そこで本研究では以下に示すような方法を用いた。図-6 のようにタイヤに水平力 $F=1(\text{kN})$ が発生したときに中心 P に発生する水平力 F' は、力 F の中心 P 方向成分の $\cos \theta$ をとることから F の作用位置の関数として式(1)で表される。

$$F' = F \cos^2 \theta \quad (1)$$

また、 F の作用位置はタイヤの落下量によって変化する。このタイヤの中心に働く水平力 F' が直接車体に受け渡されるものと仮定し、この水平力を用いて検討を行う。車両が大きな水平力を受けるとエアバックが作動する。エアバックの作動条件は、一般的に時速 $20\text{km} \sim 30\text{km}$ 以上の速度で硬い壁などに正面衝突した時、及びそれと同等の衝撃を受けた時、つまり、ある値以上の進行方向の水平力を感知した時と規定されている。時速 $20 \sim 30\text{km}$ 以上の速度で硬い壁などに正面衝突した時に発生する水平力 $F_{\max}$ は車両の質量 m と時速 v を用いて力積により算出することができる。そこで、タイヤの中心の水平力 F' の $F_{\max}$ に対する超過条件で車両が安全に通過可能であるかを判定する。同速度でもタイヤの落下量が大きいと水平との方向角 θ が小さくなるのでタイヤの中心に作用する水平力は大きくなる(図-7)。

本手法により算出した車速の速度と許容落下量の関係を図-8に示す。図-8より式(2)が得られる。相関係数は、

図-5 解析モデル

表-8 車速と摩擦係数との関係¹³⁾

車速(km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
摩擦係数	0.60	0.59	0.58	0.55	0.53	0.50	0.47	0.47	0.47

図-6 F の作用位置と中心に働く水平力との関係

$R^2=0.995$ であり、概ねタイヤの落下量 $y(\text{m})$ と車速 $v(\text{m/s})$ の関係を表現できているものと考えられる。

$$y = 2.61v^{-1.12} \quad (2)$$

桁間および桁-橋台間の伸縮装置については道路橋示方書¹⁴⁾にもとづいて受け持ち変位を $\pm 10\text{cm}$ とした。

(4) ドライバーの反応の評価法

次に橋梁桁上で地震を受けたドライバーの反応について検討する。ドライバーの安全性を解析的に検討するにあたりドライバーの反応は非常に重要な要素である。本研究では、新潟県中越地震の際に実施したアンケートから得られたドライバーの反応特性を解析的に表現することを試みた。このアンケート調査は、新潟県中越地震時に長岡市・小千谷市周辺で乗車していたタクシードライバーを主な回答者として実施したものである。質問項目は、地震時の車両挙動とドライバーの反応に関するものである。有効回答数は48件であった。本調査の詳細は、拙著論文¹⁴⁾を参考にされたい。

a) ドライバーが地震に気付く震度の導入

回答者が本震や余震時にいた市町村の気象庁発表の震度階とドライバーの反応に関してアンケートを整理した結果、走行中のドライバーは震度 5 弱以上の市町村にいた回答者は全員揺れに気付いている。そこで、本研究では震度 5 弱に達するとドライバーが地震に気付くとした。この値は、気象庁震度階と計測震度との関係から、計測震度 4.5 (震度 5 弱の下限值) に相当する。さらに、これを解析的に導入するために、著者らによって開発された瞬間計測震度¹⁵⁾を用いた。

一般に計測震度は、対象とする 3 成分の波形をフィルター処理し、その 3 成分波形を合成したベクトル波の絶

図-7 タイヤの落下量

図-8 タイヤの許容落下量と車速の関係

対値があるレベル以上で継続時間を満たす場合に、その値を河角の式に代入して、算出される。瞬間計測震度法では一つの地震動のピーク値ではなく、ベクトル波形を短い単位時間（本研究では0.5秒間）ごとに分割し、単位時間内での継続時間を満たす最大値を算出した計測震度を瞬間計測震度と呼ぶ。本指標により、時間ごとの震度の変化を把握することができる。もとの波形を単位時間に分けて震度を算出するため、波形によっては計測震度よりも瞬間計測震度の最大値が0.2～0.3程度小さくなることが確認されているが、多くは計測震度と同じ値をとる。

b) ブレーキの導入

アンケート調査結果より、ドライバーが地震の揺れに気付いたのち全てのドライバーはブレーキを掛けている。そこで、ドライバーが地震に気付いた後、ブレーキを踏み停車するとする。つまり、瞬間計測震度値が4.5に達したらドライバーは停車するまでブレーキをかけるという条件を導入した。アンケート結果によると、地震に気付いた後に急ブレーキをかけている人が少ないことから、急ブレーキではなく通常のブレーキで車両を停車させるものとした。その際に用いる速度と停止距離の関係¹³⁾を図-9に示す。ここで空走距離とはドライバーがブレーキを踏むと決めてから実際にブレーキを踏むまでの時間内に進む距離のことで、ここでは1秒間で進む距離としている。制動距離とはブレーキを踏み始めてから停止するまでの距離のことである。兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された波形を対象とした際の瞬間計測震度値を図-10に示す。これより、計測震度値4.5に達するのは地震発生後2.0秒後であることが分かる。また、時速60km/hの場合に2秒後からブレーキを考慮した際の車両の速度、変位の解析結果を図-11に示す。図-11(a)よりおよそ7.0秒付近で車両が停車していることが分かる。また、図-11(b)よりブレーキをかけ始める2秒後の位置までの距離が12.5m、停止する位置までの距離が53.0m、ブレーキをかけて停車するまでの距離が40.5mであり、図-9の結果と整合していることが分かった。

図-9 速度と停止距離の関係¹⁴⁾

3. 走行自動車事故率の算出

(1) 解析ケース

地震時に橋梁桁上を走行している車両を解析対象とする。解析対象橋梁については連続桁橋と単純桁橋の2種類とした。入力地震動は本解析モデル橋梁の1次モードの固有周期に地震動卓越周期が1番近く、共振を引き起こす可能性が高い兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された波形（以下、鷹取波とよぶ）を用いた。入力地震動の設定にあたり、兵庫県南部地震の強震記録の他、鳥取県西部、芸予、三陸南、十勝沖、新潟県中越地震の強震記録（全 23 記録）を用いて入力地震動の周期特性と橋梁の地震応答の関係について事前に検討した。本研究の対象橋梁は、兵庫県南部地震のようなやや周期の長い地震動では支承破壊をするが、他の多くの地震動では支承は健全であることを確認している。

また、地震動と橋梁、車両との地震応答の関係については、車両や桁の応答加速度や震度、応答変位などの指標で検討した。支承破壊後は摩擦力を伴って桁が滑るために桁や車両の応答変位は大きくなるが、応答加速度は小さくなる。そして、桁と橋台や桁間で衝突が発生すると瞬間的に桁に非常に大きな応答加速度が生じるが、その外力レベルに対する車両応答は滑りとして表れ、桁の大きな応答加速度は車両に伝達されない。とくに、橋梁の地震応答は非常に複雑であるため、車両の安全性評価には車両の応答加速度や震度値よりもむしろ車両のすべりで説明するほうが分かりやすい。したがって、本稿では車両のすべりを主な評価項目とする。

モデルの橋梁では全幅員 12m であるのでこれを 3 車線に分割した（図-12）。一般的に 1 車線の幅は一般道では 2.75～3.5m、高速道路では 3.25～3.5m 程度になって

図-10 瞬間計測震度

図-11 車両の時系列波形

いる。ここでは高架橋の特性上、高速走行車両が多いと考えられるので高速道路幅員の最大値である3.5mとした。

車両の速度は60, 80, 100km/hの3ケースで解析を行った。橋梁上を走行中に地震が発生すれば必ず車両は橋梁上で地震を受ける。また、車両が橋梁に差し掛かる前に地震が発生した場合でも橋梁上で地震を受ける可能性がある。そこで、橋梁上を走行している車両を対象とし、車両速度と計測震度4.5に達するまでの時間から算出される走行距離と空走距離、制動距離を算出することにより地震発生時の車両位置の範囲を決定した。解析開始の車両の位置は、橋梁に差し掛かる場所から20m間隔に配置してある。図-13は各初速度の解析ケースにおける車両の進行開始位置を示している。それぞれの位置で、車両が右車線、中央車線、および左車線にある場合の3ケースを考慮した。すなわち、60, 80, 100km/hの車速で、それぞれ42, 51, 60ケースの走行車両について解析した。

(2) 事故率の算出法

車両の事故率算出の際に考慮した走行車両の事故要因については以下に示す通りである。ドライバーがブレーキをかけたことによる玉突き事故や車両同士の衝突事故などに関してはドライバーの反応特性によるものが大きい。また、スリップを起こしている場合にドライバーがハンドルをきるなどの運転行動で車両の運動を完全に制御することは不可能である。これらのことから本研究ではドライバーの反応特性に起因する事故については考慮せずに、ドライバーがアンケートで得られた地震時の反

応特性のみを行ったとして発生する可能性がある事故について考慮した。事故ケースを以下に示す。

- Case① 車両がスリップしたことにより壁面へ衝突した場合
- Case② 桁の橋軸直角方向のずれにより車両が壁面への衝突および通行不可になった場合
- Case③ 桁間および桁-橋台間の開きにより車両が通行不可になった場合
- Case④ 車両がスリップすることにより走行車線を逸脱した場合
- Case⑤ 桁の橋軸直角方向のずれにより走行車両を逸脱した場合

次に事故率は、Case①～Case⑤の事故を起こした車両数を各車速で考慮した車両数で除した値として定義した。なお、Case④およびCase⑤は車線逸脱を起こしたケースで、他のケースのように直接的な事故ではない。この2つのケースを起こした車両は車両数を0.5台と仮定した。

(3) 事故ケースと事故率

まず、車速60km/hの際に発生した事故ケースを表-9に示す。事故を起こさず停車した、および橋梁部を通過したケースはNと記載した。表-9より単純桁橋でも地震発生時の車両の位置が同じ位置2の際にのみ事故が発生していることが分かる。事故のケースも同じであり、左車線および中央車線ではCase④、右車線ではCase①のケースである。これは、車線の位置に関わらず車両がスリップして右にずれたことにより左車線および中央車線を走行していた車両は車線逸脱で済んだが、右車線を走行していた車両は右壁面へ衝突したことを示している。

次に、車速80km/hの際に発生した事故ケースを表-10に示す。表-10より車速が60km/hの際と比べてかなり事故が多く発生していることが分かる。また、地震発生時の位置12以降の車両は地震動が強震域に達する前に橋梁部を通過していたことより橋梁部での事故にはつながらなかった。連続桁橋、単純桁橋共にスリップに起因しているCase①およびCase④が事故の大部分を占めていることがわかる。

図-12 橋梁断面図

注：それぞれの位置の間隔は20mである。

図-13 解析ケース

表-9 車速60km/hの際の事故ケース

連続桁橋モデル				単純桁橋モデル			
地震発生時の車両の位置	事故のパターン			地震発生時の車両の位置	事故のパターン		
	左車線	中央車線	右車線		左車線	中央車線	右車線
1	N	N	N	1	N	N	N
2	Case④	Case④	Case①	2	Case④	Case④	Case①
3	N	N	N	3	N	N	N
4	N	N	N	4	N	N	N
5	N	N	N	5	N	N	N
6	N	N	N	6	N	N	N
7	N	N	N	7	N	N	N
8	N	N	N	8	N	N	N
9	N	N	N	9	N	N	N
10	N	N	N	10	N	N	N
11	N	N	N	11	N	N	N
12	N	N	N	12	N	N	N
13	N	N	N	13	N	N	N
14	N	N	N	14	N	N	N

次に、車速100km/hの際に発生した事故ケースを事故表-11に示す。表-11より他の車速に比べて連続桁橋と単純桁橋で顕著に差が現れていることが分かる。連続桁橋の中央車線ではCase①およびCase②の事故が無いのに対して単純桁橋モデルでは中央車線においてもCase①およびCase②の事故が発生していることが分かる。また、単純桁橋モデルの左車線ではCase③事故が3ケース発生していることも見てとれる。同時にCase②、Case⑤の事故も顕著に見られる。これらは桁同士の橋軸方向および橋軸直角方向に発生する相対変位（ずれ）に大きく関係していると考えられる。地震発生時の位置15以降の車両は地震動が強震域に達する前に橋梁部を通過していたことより橋梁部で事故にはつながらなかった。

次に、各車速での事故率をまとめたものを図-14に示す。ここに示した事故率は各車線で求めた事故率の平均値である。図-14より、車速60km/hでの事故率が他に比べて非常に小さい値になっている。車速が60km/hの場合、車両は地震発生後7～8秒程度で停車している。このことより、車速が60km/h以下のケースでは地震動の強震域に達する前に車両が停車していることに起因して事故率が小さくなっていると考えてよい。車速80km/hおよび100km/hのケースでは単純桁橋のほうが連続桁橋に比べ

て大きい事故率を呈していることが見てとれる。また、単純桁橋で車速が100km/hの際の事故率が0.53ということは2台に1台以上は事故を起こしているので非常に大きな事故率である。

4. 事故率減少と橋梁構造の考察

(1) 事故分析

a) スリップに起因した事故 (Case①, Case④) の分析

それぞれの車速の事故ケースの中で一番多くを占めているスリップに起因した事故について分析する。まず、事故につながったスリップが発生した時間について検討した。まず、連続桁橋において各時間（0.5秒刻み）で事故につながったスリップが発生し始めたケース数をまとめたものを図-15に示す。ほとんどのケースで事故につながったスリップが7.0秒から8.0秒にかけて発生している。これは、7.0秒付近で支承が破壊し、衝突現象が発生し始めることが一つの原因である。また、図-16に示した7.0秒と8.5秒の際の変形図より桁の水平方向の回転運動が発生していることが確認された。これも、7.0秒から8.0秒にかけてスリップが多発している一つの原

表-10 時速80km/hの際の事故ケース

連続桁橋モデル				単純桁橋モデル			
地震発生時の車両の位置	走行位置			地震発生時の車両の位置	走行位置		
	左車線	中央車線	右車線		左車線	中央車線	右車線
1	Case⑤	Case⑤	Case②	1	Case①	Case④	Case④
2	Case①	Case⑤	Case②	2	Case①	Case④	Case④
3	N	N	N	3	Case①	Case④	Case④
4	N	N	N	4	Case④	Case④	Case①
5	Case④	Case④	Case①	5	Case④	Case④	Case①
6	Case①	Case④	Case④	6	Case④	Case④	Case①
7	Case①	Case④	Case④	7	Case②	Case⑤	Case⑤
8	Case①	Case④	Case④	8	N	N	N
9	Case①	Case④	Case④	9	Case④	Case④	Case①
10	Case①	Case④	Case④	10	Case⑤	Case⑤	Case②
11	Case①	Case④	Case④	11	Case④	Case④	Case①
12	N	N	N	12	N	N	N
13	N	N	N	13	N	N	N
14	N	N	N	14	N	N	N
15	N	N	N	15	N	N	N
16	N	N	N	16	N	N	N
17	N	N	N	17	N	N	N

表-11 車速100km/hの際の事故ケース

連続桁橋モデル				単純桁橋モデル			
地震発生時の車両の位置	走行位置			地震発生時の車両の位置	走行位置		
	左車線	中央車線	右車線		左車線	中央車線	右車線
1	Case⑤	Case⑤	Case②	1	Case⑤	Case⑤	Case②
2	Case①	Case⑤	Case②	2	Case④	Case④	Case①
3	N	N	N	3	Case③	Case③	Case②
4	Case①	Case④	Case④	4	N	Case④	Case①
5	Case①	Case④	Case④	5	Case③	Case⑤	Case④
6	Case①	Case④	Case④	6	Case④	Case①	Case①
7	N	N	N	7	Case①	Case①	Case①
8	N	N	N	8	Case④	Case①	Case①
9	N	N	N	9	Case⑤	Case②	Case②
10	Case①	Case④	Case④	10	Case④	Case①	Case②
11	Case①	Case④	Case④	11	Case④	Case①	Case②
12	Case①	Case④	Case④	12	Case④	Case①	Case②
13	N	N	N	13	N	Case④	Case①
14	N	N	N	14	N	Case④	Case①
15	N	N	N	15	N	N	N
16	N	N	N	16	N	N	N
17	N	N	N	17	N	N	N
18	N	N	N	18	N	N	N
19	N	N	N	19	N	N	N
20	N	N	N	20	N	N	N

図-14 各車速での事故率

図-15 時間ごとのスリップ発生数

図-16 桁の変形図

因であると考えられる。図-16 で桁の回転挙動が生じているのは、3 成分の地震動を入力している鷹取波の特性によるもので、外力のベクトルが橋桁バイヤス方向に働き、桁の角が橋台に衝突することに起因している。これらは単純桁橋でも同じ傾向が得られた。

b) 桁-橋台間および桁間の橋軸直角方向のずれに起因した事故の分析

Case②および Case⑤の事故である桁-橋台間および桁間の橋軸直角方向のずれ量について検討した。それぞれのケースで車両が事故を起こした際の橋軸直角方向のずれ量をプロットしたものを図-17 に示す。車速が 80km/h で事故を起こしたケースでは桁-橋台間および桁間の橋軸直角方向のずれ量が全て 1.0m 以上になっていることが分かる。また、車速 100km/h で事故を起こしたケースでも一部を除いて 1.0m 以上の大きな値になっていることが見てとれる。この 1.0m という値は車両モデルの幅が 1.705m で車線の幅が 3.6m であることから、左右の余裕量が 0.94m になっていることに起因している。

(2) 橋軸直角方向の変位制限装置

道路橋示方書では、橋軸直角方向の変位制限構造について以下のように規定している¹⁾。「一般に橋軸直角方向には、桁が移動して落橋する可能性は極めて低いため、タイプ B の支承を用いる場合には、この方向には変位制限構造を設ける必要はない。ただし、斜橋や曲線橋、下部構造の頂部幅が狭い橋、1 支承線上の支承の数が少ない橋、さらに地盤の流動化の影響により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性のある橋では、橋軸直角方向への移動を伴って落橋が生じる可能性があることから、タイプ B の支承を用いる場合においても、この方向について変位制限構造を設ける必要がある」。つまり、橋軸直角方向への落橋の可能性のある場合のみ変位制限構造を設けなければならないと規定している。これに従うと、本研究でモデル化している橋梁に関しては橋軸直角方向の変位制限構造は設けなくてもよいということになる。また、現在の設計では、免震化されている橋であっても、サイドブロックを設置して橋軸直角方向には非免

図-17 Case②および⑤の橋軸直角方向のずれ量

震となっている橋梁も多い。しかし、橋軸直角方向の変位制限構造を設けることにより、桁の回転運動および橋軸直角方向の 1.0m 以上のずれ量を防ぐことができ、ドライバーの安全性向上に繋がる。

そこで、変位制限構造をモデル化し、ドライバーの安全性について検討を行う。変位制限装置は、支承が損傷した場合に速やかに働くものとし、ゴム支承の許容せん断ひずみを変位制限構造が効き始める量としてモデル化した。解析ケースとしては上記で示した事故率が一番高かった連続桁橋での車速が 80km/h であるケース、単純桁橋での車速が 100km/h であるケースで解析を行った。橋軸方向の桁の開きに起因している事故を防止するために伸縮装置の受け持ち量は支承の許容せん断ひずみ値とした。

連続桁橋、単純桁橋で橋軸直角方向の変位制限構造を考慮した場合としていない場合の事故率を比較したものをそれぞれ図-18、図-19 に示す。連続桁橋、単純桁橋ともに事故率が低減されていることが分かる。さらに、連続桁橋のほうが減少率は大きいことが分かる。単純桁橋では橋軸直角方向の変位制限構造を考慮した後でも全体での事故率が 0.4 となっている。これは、衝突現象などによる影響が大きいことに起因している。さらに、この値は連続桁橋での全ケースでの事故率よりも大きい。このことよりドライバーの観点から考えると単純桁橋に対しては桁を連続化することも安全性向上の有効な手段であると言える。

(3) 固定支承

単純桁橋では桁の大きな変位に起因している衝突現象

図-18 事故率の比較(連続桁橋)

図-19 事故率の比較(単純桁橋)

などの影響がドライバーの安全性に関わってくる。そこで支承部に固定支承を用いた際の事故率について検討を行う。固定支承については、支承の水平方向および鉛直方向の剛性を無限大とすることで拘束条件を表現した。また、この支承に関しては支承が破壊することは考慮していない。固定支承などを用いると大地震発生時に橋脚に加わる力が大きくなり塑性変形を起す可能性も高くなる。そこで橋脚における塑性領域の影響を考慮する。塑性変形やひび割れは、部材の剛性を減少させて解析を行う。すなわち、橋脚柱の断面2次モーメントを減少させることによって等価線形解析として考慮する。この断面2次モーメントは、道路橋示方書¹⁾の3.3.2に示す曲げ変形による降伏剛性（降伏水平耐力と降伏水平変位の比）によって決定した。具体的な数値を表-12に示す。

上記の解析結果の一例として桁-A1 橋台間の橋軸および橋軸直角方向の相対変位を図-20に示す。これより、橋軸方向、橋軸直角方向ともに非常に小さな値であることが分かる。固定支承を用いた橋梁では桁の変位が非常に小さくなる事が分かる。本モデルを用いて事故率を算出した。事故率を検証する対象の車両は車速 100km/h の車両とした。また、支承の剛性が無限大であることなどから連続桁橋と単純桁橋で桁の応答はほぼ一致する。よって、固定支承を用いた際の橋梁モデルは1ケースとした（以降、固定支承モデルと呼ぶ）。

固定支承モデルでの事故率を図-21に示す。固定支承モデルでは橋脚や桁には大きな断面力が発生することになるが、橋梁の固有周期が小さくなれば変形も小さくなるため事故率は極めて小さく抑えることが可能である。

(4) 段差防止構

道路橋示方書では、段差防止構造について以下のように規定している¹⁾。「段差防止構造は、支承が破損した場合でも上部構造を適切な高さに支持できる構造とする。大地震発生後において住民の緊急避難や緊急車両の通行をできる限り可能とするために、橋が被害を受けた場合

表-12 橋脚の断面2次モーメント

	橋軸方向: Ix	橋軸直角方向: Iy
断面2次モーメント(m ⁴)	1.98	10.22

(a)橋軸方向（地震動 NS成分）(b)橋軸直角方向（地震動 EW成分）

図-20 桁-A1 橋台間の相対変位

にも路面に発生する段差を極力抑えることは防災上重要である。このための措置が段差防止構造の設置であり、支承高が大きい支承を用いる場合には設けることが望ましい。つまり、地震発生後の道路の機能を保持させることを目的として規定されている。大地震発生時に高架橋を走行している車両が存在する可能性は極めて高いが車両の安全走行の観点では配慮されていない。

本研究の解析モデルでは支承破壊後に桁が支承から落下することは考慮していない。しかし、兵庫県南部地震の際などには支承が破壊に至っている数多くのケースが存在していることより、支承破壊後に桁が支承から落下する可能性が高いことは容易に想像できる。そこで支承破壊後に桁が支承から落下したと仮定すると掛け違え部で 0.1m 程度の段差（支承高さ 0.097m）が発生する。一方、図-8に示したタイヤの許容落下量は許容段差量とも考えられる。そこで 0.1m の段差を通過できる一番早い車両速度を求めると図-8より 18.06m/s (65km/h) であることが分かる。よって 65km/h 以上の速度であるところの段差を安全に通過できない。逆に段差が 0.05m 以下であるとほとんどの車速（100km/h 以下）で通過できることが分かる。よって、段差防止構造により支承破壊後に発生する段差が 0.05m 以下に抑えることは、ドライバーの安全性を向上する上で有効な手段であると考えられる。

5. まとめ

ある連続桁橋、単純桁橋を対象として、その支承破壊後まで考慮して解析を行い、ドライバーの危険度を算出した。本解析には、新潟県中越地震の際のアンケート調査より得られたドライバーの地震時の反応特性を解析に組み入れた。さらに、地震時にゴム支承を有する高架橋上を走行するドライバーに潜んでいる危険を分析し、ドライバーの視点での橋梁の安全性向上のための対策法について提案、検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 地震発生時の車速が60km/hのケースでは、地震動が強震域に達する前にほとんどのケースで停車しているために事故は発生しにくいことが知られた。本研

図-21 固定支承モデルでの事故率

- 究の車線幅モデルよりも狭い自動車専用道路では、走行車線を逸脱する可能性が高くなると考えられる。
- 2) 車速が80km/h以上では連続桁橋に比べて単純桁橋の事故率が高く、ドライバーにとっては単純桁橋のほうが危険であることが分かった。とくに単純桁橋を時速100km/hで走行中の車両の事故率は0.53と高く、単純桁橋を時速100km/hで走行中の車両が地震動を受けるとかなり危険であるといえる。
 - 3) 事故ケースを分析した結果、連続桁橋および単純桁橋ともにスリップに起因している事故が圧倒的に多いことが示された。
 - 4) 橋軸直角方向の変位制限構造を考慮した後も単純桁橋では全体での事故率が0.4であったことから、単純桁橋の桁を連続化することは車両安全性向上の有効な手段である。また、連続化した橋梁に橋軸直角方向の変位制限装置を設置することも有効である。
 - 5) 桁間および桁-橋台間の衝突現象や支承破壊などの大きな桁の変位が生じないと仮定（固定支承モデルの適用）すれば、車両の事故率が0.1程度と小さくなる。
 - 6) 道路橋示方書で示されている段差防止構造に対して、ドライバーの安全性の観点からみると支承破壊などによって0.05m以上の段差が生じる可能性がある場合は段差防止構造を設ける必要がある。

本研究の解析モデルや危険度の算定には、いくつかの仮定事項が含まれている。今後は、これらの事項の妥当性について、詳細に検証することが必要である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，丸善，1996。
- 2) 渡辺学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた桁間衝突の解析精度，第2回地震時保有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.443-448，1998。
- 3) 武野志之歩，伊津野和行：衝突速度スペクトルによる桁間衝突の評価と衝突ばねのモデル化が及ぼす影響，第4回地震時保有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.493-498，2000。
- 4) 高田至郎，宝角正明，ラダン・イワノフ：落橋防止構造に作用する地震力と信頼性評価，建設工学研究所論文報告集 第43-B号，pp.69-82，2001。
 - 5) 川谷充郎，山田靖則，嶽下裕一：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文，No.584/I-42，pp.79-86，1998。
 - 6) 川谷充郎，山田靖則，金哲祐，川木秀昭：道路橋交通振動の三次元解析による床板応答の評価，構造工学論文集，Vol.44A，pp.827-834，1998。
 - 7) 丸山喜久，山崎文雄：ドライビングシミュレータを用いた地震時車両走行模擬実験，日本地震工学シンポジウム論文集，第11回，pp.2283-2288，2002。
 - 8) 丸山喜久，山崎文雄：ドライビングシミュレータを用いた地震時運転者の反応特性に関する基礎的検討，土木学会地震工学論文集，Vol.27，pp.1-8，2003。
 - 9) 丸山喜久，山崎文雄，山之内安宏：高速道路走行車両の地震応答解析，土木学会論文集，No. 696/I-58，pp.149-260，2002。
 - 10) Ivanov, R. and Takada, S. : Assessment of the vulnerability of jointed D.I.P. crossing active faults, 土木学会地震工学論文集，Vol.27，pp.1-6，2003。
 - 11) 伯野元彦：破壊のシミュレーション，森北出版，1997。
 - 12) 山本聡，高田至郎，鉦田泰子：橋梁桁上に停止する車両の地震応答とドライバーの安全性，建設工学研究所論文報告集，第46-B号，pp.171-188，2004。
 - 13) 日本交通安全協会：ルールとマナー，2002。
 - 14) 高田至郎，鉦田泰子，山本聡：新潟県中越地震の際のドライバー安全性の分析 ～アンケート調査と解析への反映～，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第9号，pp.353-634，2005。
 - 15) 高田至郎，鉦田泰子：人的被災軽減のための DFH 法を用いた家屋崩壊プロセス・シミュレーション，第26回地震工学研究発表論文集，pp.1445-1448，2001。

(2005. 3. 4 受付)

ANALYTICAL STUDY ON ACCIDENT OCCURRENCE RATE OF RUNNING CARS ON BRIDGE GIRDERS DURING EARTHQUAKES

Shiro TAKADA, Satoshi YAMAMOTO and Yasuko KUWATA

Based on lessons from a large number of bridge failures during the 1995 Kobe earthquake, rubber bearings and isolation bearings have been rapidly adopted in new bridges as well as existing ones. The bridge with new bearings is expected to cause longer natural period of superstructure and larger response displacement of girders. However, few researches have done on behaviors of automobile running on elevated bridge under strong ground motions. This research examines measures to improve seismic resistance of elevated bridge from the viewpoint of driver's safety.