



10
JEEs

第10回日本地震工学シンポジウム

The 10th Earthquake Engineering Symposium

論 文 集

Proceedings

第2分冊

Volume 2



橋桁の耐震連結装置の破壊挙動解析

Dynamic Behavior of Bridge Connecting Devices under Earthquake Shock

長嶋 文雄¹⁾、佐々木 光次²⁾、葛西 俊二³⁾、皆川 勝⁴⁾Fumio NAGASHIMA¹⁾, Kouji SASAKI²⁾, Shunji KASAI³⁾and Masaru MINAGAWA⁴⁾

- 1) 東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 助教授 博士 (工学)
Associate Professor, Tokyo Metropolitan University, Civil Eng., Dr. Eng.
- 2) 東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 修士課程1年
Graduated Student, Tokyo Metropolitan University, Civil Eng.
- 3) (株) オリエンタルコンサルタンツ、技術主幹
Chief engineer, Oriental Consultants Co. Ltd.
- 4) 武蔵工業大学 工学部 土木工学科 助教授 工学博士
Associate Professor, Musashi Institute of Technology, Civil Eng., Dr. Eng.

要約

橋桁の耐震連結装置の衝撃的な荷重に対する耐震性能を、衝撃挙動やエネルギー吸収能などについて解析的に明らかにした。まず最初に兵庫県南部地震で観測された地震波形を用いて高架橋の地震応答解析を行い、衝撃的な荷重の載荷速度を求めた。次に、重力場における橋桁全体系の落体問題を扱い、これによる荷重速度を求めた。さらに、耐震連結板の衝撃破壊挙動解析を3次元有限要素プログラムを用いて行った。破壊挙動解析には、ロッドを用いた引張試験を予め行い、破壊歪みや応力-歪み関係曲線などを求めていたものを使った。

本解析により、耐震連結装置の破壊挙動解析に必要な、歪み速度依存型の材料パラメータの適切な値について明らかにした。

SUMMARY

This paper focuses on the seismic performance of bridge connecting plates and analytically examines the impact behavior and energy absorbability under impulsive seismic loads. First, we evaluated the impulsive loading speed of the plates by analyzing the nonlinear dynamic response of elevated bridges to some waves recorded during the Kobe Earthquake in 1995. The falling body problem of the complete bridge girder model with seismic connecting plates in the gravity field is also discussed. Secondly we analyzed impact behavior of the bridge connecting plates using the three dimensional finite element code introducing the stress-strain relationship obtained from tensile failure tests of steel rods.

Throughout the summary of these analytical studies, the appropriate values of rate-dependent material parameters of connecting plates used for fracture analyses were obtained.

1. はじめに

兵庫県南部地震(平成7年)では都市部の高架橋など橋梁構造物に甚大な被害が生じ、交通系に対して大きな影響を与えた。兵庫県南部地震のちょうど一年前のNorthridge地震においても高速道路の落橋および崩壊が起こっていたが、そのときには耐震先進国の我が国では、同じような地震災害は起こらないだろうと言われていた。

しかし、一方では昨今の世界各地で観測される地震加速度が従来考えられていた値よりも軒並み大きいため、耐震

強度不足を懸念して、特に橋脚の補強を進めていたという事実もある。従って、都市部で大地震が起きたときの被害予測については人によりかなりの幅があり、良く分からなかったというのが事実であろう。

我が国では、新潟地震(昭和39年)での昭和大橋の落橋事故を教訓として、それ以後の橋梁には落橋防止構造を設置することが義務づけられた。落橋防止構造としては、支承の移動制限装置、桁掛り長さの確保、耐震連結装置の3種類を考え、落橋防止のための相当の備えはしていた。し

かし、その設計理念が明確にされておらず、細部設計に関しては各機関の判断に委ねられていた。また設置以後、大きな地震を受ける機会がなく、その実際的な効果に関しては、やはり良く分かっていなかったように思われる。

兵庫県南部地震では、不幸にも様々な形態での橋桁の落下が見られたが、数値解析などだけでは到底知ることの出来ない貴重な資料が数多く得られることとなった。耐震連結装置にも多くの被害が出たが、供用期間内で発生する可能性の小さいこのような巨大な荷重に対しては、局所的な損傷は許し、その部分のエネルギー吸収により構造物全体の安全性を確保するという考え方、「損傷許容設計法」がある。構造物のこのような設計手法を確立するためには構造物の破壊挙動を解明するための適切な解析方法が必要となる。

本研究では、鋼橋で最も一般的なピンと連結板で構成される耐震連結構造を対象とし、まず兵庫県南部地震における被災例を概察し、橋梁の地震応答解析から載荷速度について調べた。次に3次元衝撃破壊挙動解析を行い、耐震連結装置に関する被害の説明づけを試みた。さらに、耐震連結板の速度依存型破壊挙動解析におけるモデル化に際して用いるべき適切な材料定数などについて、耐震連結板に対する静的および高速引張り破断試験と有限要素法による3次元弾塑性破壊解析を行うことによって検討した。

2. 耐震連結板の被害³⁾

平成7年1月17日に起こった兵庫県南部地震は、落橋防止構造・装置を設置するきっかけとなった新潟地震以上に、落橋防止に関する貴重な教訓を与えてくれた。

ここでは補強板の破壊を除く、考えられるあらゆる損傷の形態が見られた。写真1～5は耐震連結装置および落橋防止構造の被災状況を示したものであるが、写真1～4は阪神高速神戸線の高架橋、写真5は西宮港大橋のものである。

今回のような巨大地震では、可動支承部の移動制限装置は初期の段階で破壊され、次に橋脚が健全であれば落橋防止装置に水平・垂直力または曲げモーメントが加わる。このときの作用力が耐力を上回れば落橋防止装置のピンが破断して抜け落ちたり(写真1)、連結板が破断したり(写真3)、定着部が破断したり(写真4)、ウェブが引き千切られたりすることが分かった。

さらに橋脚との相対変位が大きくなりこれが桁の掛け違い長さ S_g を超えるようになると桁が落下する(写真5)。

落橋防止装置の効果については少なからず認められた。写真2ではピンが全遊間にわたって移動した形跡があり、連結板の先端部には、ピンの支圧による塑性変形痕が残っている。同じタイプ2の耐震連結装置の写真3では、水平力の作用により連結板先端部が破断している。阪神高速では、このタイプの連結板の水平方向設計力は $H=k_h W \gamma$ である(k_h :設計水平震度、 W :設計対象重量、 γ :割り増し係数)。 $\gamma=2$, $k_h=0.24$ とすると、 $H=0.48W$ となる。これが降伏強度に対応するから、降伏強度 f_y に対する破断強度 f_u の比 f_u/f_y を1.3とすると、少なくとも水平方向に $0.62W$ の

力すなわち620 gal以上の相対的加速度が加わったと推定できる。

写真4に見られるように連結板とピンは健全であるにも拘わらず定着部が破断する例も少なからず見られた。また、このケースでは耐震連結の付いているウェブがねじ曲げられていることから、連結装置が桁の横移動を多少なりとも減ずる効果があったと思われる。少なくとも、連結装置は主桁が橋軸直角方向に大きく移動するまでは破断していなかったと推察される。

斜橋や曲線橋は元来地盤の悪いところに位置することが多く、地震時には複雑な挙動をするため、平面的な(任意方向に有効な)移動制限対策を考慮すべきと思われる。

桁間がそれほど広がらなくても落橋に至る被災例も見られた。すなわち、図1に示すような、(a)固有周期の異なる上部工が隣接する場合、固有周期が殆ど同じであっても桁の横変位が累積する場合、斜橋や曲線橋のように平面的に複雑な動きをする場合などで隣接桁の相対的な動きにより片方の桁が橋脚天端から押し出されて落橋に至るモード、(b)特に高橋脚における橋脚の傾斜による落橋モード、(c)地盤の液状化や側方流動による橋脚の移動に基づく落橋モード、(d)斜橋や曲線橋における橋桁の剛体的な横移動や回転移動などがあることが分かった。

耐震連結装置の破損箇所は、腹板、連結ピン、連結板、定着部などであったが、合理的な設計を行うにはエネルギー吸収能の大きな連結板に着目すべきである。

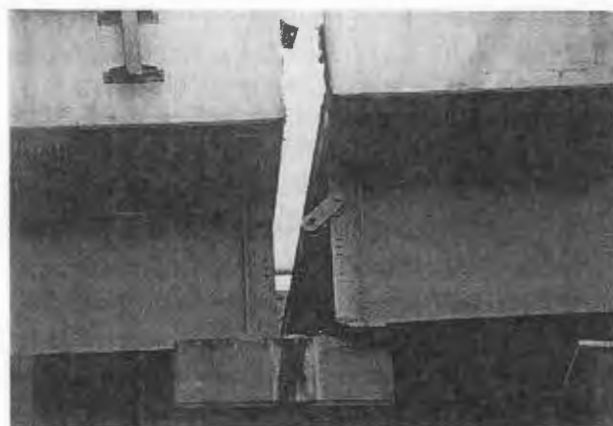


Photo 1 Falling off of coupling pins

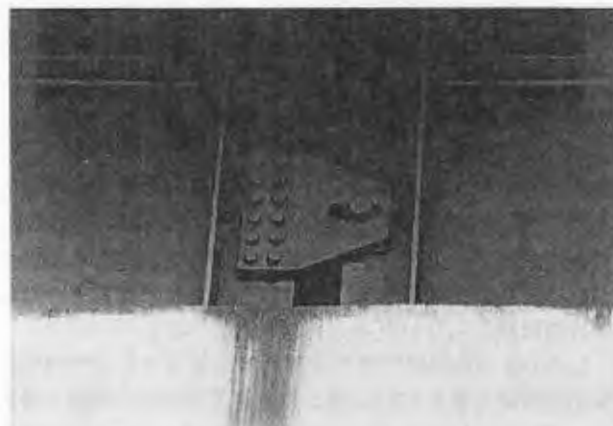


Photo 2 Plastic deformation and scratched mark



Photo 3 Destruction of the connecting plate



Photo 4 Tearing off; Anchorage of the connecting device



Photo 5 Unseating, side span of the Nishinomiya bridge

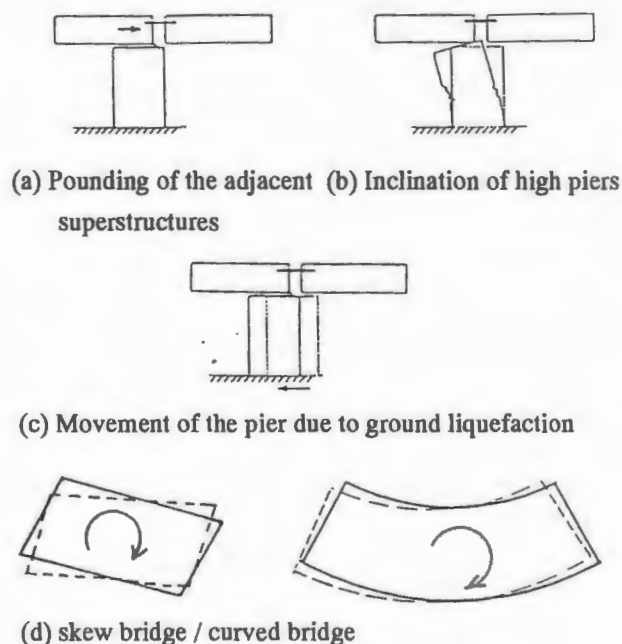


Fig. 1 Bridge unseating modes

3. 高架橋の巨大地震時速度応答解析

衝撃応答解析を行う上で必要となる載荷速度の概略的な値を推定するために、橋脚-上部構造物系の最大速度応答を非線形地震応答解析により求めた。解析対象モデルとして、図2(a),(b)に示すような5径間連続のRC床版非合成鋼桁橋を選び、橋脚高さ20m, 30mの2種類および鋼製橋脚(steel model)とコンクリート橋脚(RC model)の2種類、さらに鉛プラグ入り免震支承(LRB)を用いた免震橋についても計算を行った。

橋脚のモーメント-曲率関係(c)は断面分割法によって計算した。入力地震波は、免震マニュアル(案)のI種、II種、III種地盤におけるL2地震波と兵庫県南部地震での神戸海洋気象台記録波とJR鷹取駅記録波を用いた。

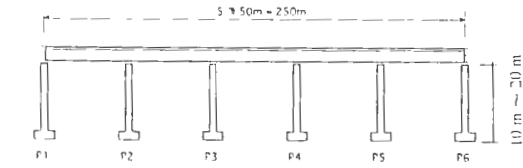
表1は応答計算結果(最大応答変位と最大応答速度)を示したものである。表中、SSとPTは上部工(Superstructure)と橋脚天端(Pier Top)の位置を示す記号である。

上部工の最大応答速度は、鋼製橋脚の場合は、橋脚高さ10m, 20mに対してそれぞれ100-187 cm/secと139-234 cm/secであった。RC橋脚の場合は、それぞれ95-183 cm/secと112-190 cm/secであった。

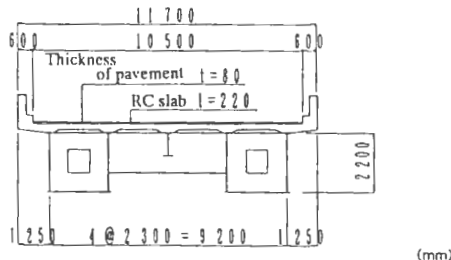
TABLE 1 MAXIMUM RESPONSE DISPLACEMENT AND MAXIMUM RESPONSE VELOCITY

			SW(I)		SW(II)		SW(III)		Kobe JMA		JR Takatori	
(disp.; cm, vel.; cm/sec)			disp.	vel.	disp.	vel.	disp.	vel.	disp.	vel.	disp.	vel.
10m-Steel	Isolation	SS	26.9	100.2	31.9	139.6	29.8	121.2	23.7	144.0	41.8	187.1
		PT	1.8	8.7	2.1	11.4	2.0	11.0	1.7	9.0	2.7	15.2
20m-Steel	Isolation	Bearing SS=PT	2.6	29.3	2.8	44.3	3.5	54.8	7.3	84.2	5.6	76.2
		SS	41.3	139.0	52.8	172.2	65.9	209.6	31.2	145.5	66.9	221.5
10m-RC	Isolation	PT	18.8	67.1	24.2	83.3	30.7	101.7	13.7	69.2	31.2	104.8
		Bearing SS=PT	35.3	141.6	45.4	177.0	52.4	184.4	38.3	208.5	62.4	234.2
20m-RC	Isolation	SS	26.1	95.4	30.4	134.8	29.1	117.1	22.9	140.5	39.9	183.2
		PT	1.1	9.5	1.5	10.6	1.3	9.8	1.1	11.4	2.9	21.8
10m-RC	Isolation	Bearing SS=PT	1.3	12.8	1.7	21.4	2.0	25.6	7.4	39.9	3.5	40.4
		SS	30.9	111.8	34.7	149.4	35.8	130.5	26.6	142.7	45.8	190.0
20m-RC	Isolation	PT	7.7	35.5	9.0	40.7	10.7	45.9	9.8	83.9	11.1	85.9
		Bearing SS=PT	11.5	58.9	12.9	68.5	13.2	68.0	19.3	146.7	27.3	108.5

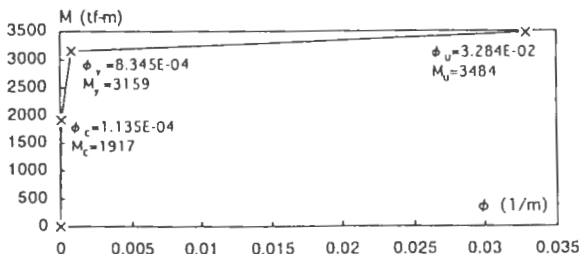
橋桁の位相が逆になった場合には上記の値の2倍の値を考慮する必要があるが、これを考え合わせると100 cm/sec ~ 350 cm/sec 程度の載荷速度となる。



(a) Elevated continuous girder bridge



(b) Superstructure (Steel box girder, 3,200 tf)



(c) M - ϕ relationship (RC bridge, pier height; 10 m)

Fig. 2 Five - span continuous girder bridge model

4. 耐震連結装置の衝撃挙動解析

重力場における橋桁の落下問題について、図3(a)と表2に示すような解析モデルを用いて3次元非線形衝撃応答解析を行った。解析結果より、次のような事柄が明らかになった。

兵庫県南部地震で数多く見られた連結板の面外方向への塑性変形は、桁の橋軸直角方向の横移動とは無関係に、橋軸方向に大きな力が加われば必然的に生じることが分かった(図4)⁶⁾。すなわち連結ピンのせん断破壊よりも曲げ破壊を先行させるために設けた連結板と補強板との隙間eが連結板の面外塑性変形の原因となっており、これが栓抜き要領で連結ピンを引き抜く働きをすることが分かった。

図5は連結板に発生した動的引張応力の変化を示したものである。最大値は $f_{max} = 72.7 \text{ tf} = 2.63 \sqrt{2} (Rd/2)$ 程度であった(ここで、Rdは死荷重反力)。これより、桁の懸垂状態を考慮した場合の等価衝撃係数は $1e = 2.63$ であることが分かった。

許容応力度に対する降伏応力度の比 (σ_y / σ_u) と、許容応力度に対する限界応力の比 (σ_m / σ_u) はそれぞれ1.7と2.9であるから、この連結板はまだ流れ応力場にあることになる $[1.7 \sqrt{2} (Rd/2) < 2.63 \sqrt{2} (Rd/2) < 2.9 \sqrt{2} (Rd/2)]$ 。したがって、桁の懸垂状態を考慮したときの連結板の設計荷重としては1主桁当たり $\sqrt{2} Rd$ を加えて許容応力度設計法を用いて設計すればよいことになる。

TABLE 2

Span: 30.0 m
Girder depth : 1.7 m
Dead load (Rd; per a girder): 39.09 tf
Number of elements: 1,780 (solid) + 372 (shell)

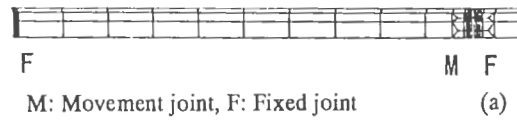


Fig. 3 Analytical model of the superstructures and connecting device

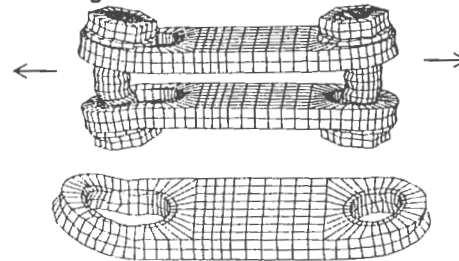


Fig. 4 Out-of-plane plastic deformation of the connecting plate (numerical)

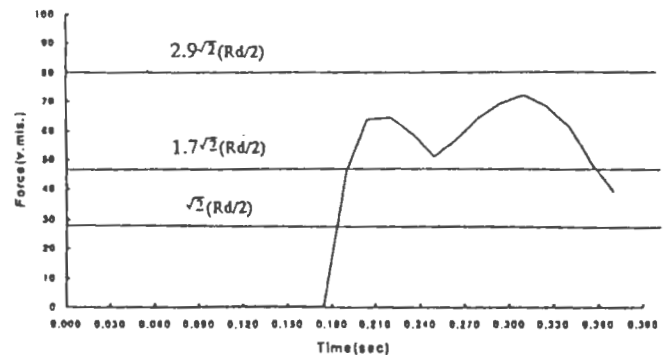


Fig. 5 Time history of tensile force applying to one of the pair of the plates (analyzed)

5. 耐震連結板の衝撃破壊挙動解析

円孔型連結板に対して静的載荷および高速載荷(400 cm/sec)による破壊試験を行っている。⁹⁾材質は連結板 SS400、ピンは直径 30mm で材質は S35C である。高速載荷試験装置の略図を図6に示す。ピンを試験体の円孔に通し、下端はボルトによって固定用治具と一体化させている。載荷用治具上部に荷重を作用させ連結板を下方に移動させることによって載荷するものである。

一方、有限要素法を用いた3次元弾塑性破壊解析を行い、上記の破壊試験の数値シミュレーションを試みた。解析には破壊解析用のソリッド要素(Isotropic elastic-plastic element with failure)を使用し、破壊基準は以下の2種類を設定した⁷⁾。

①有効塑性歪みが最大塑性歪みを超える場合、

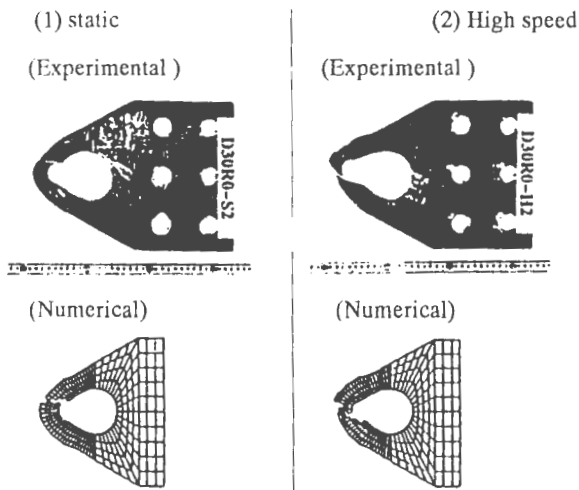


Fig. 11 Plastic deformation and fracture mode

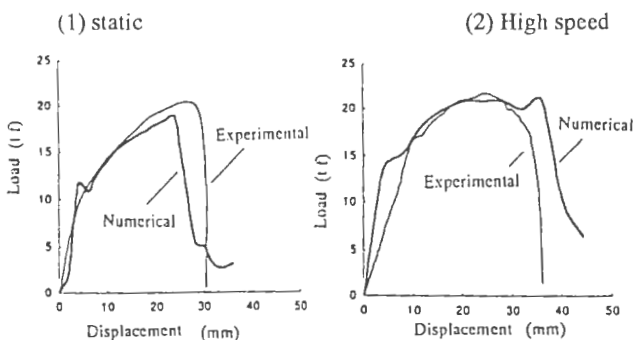
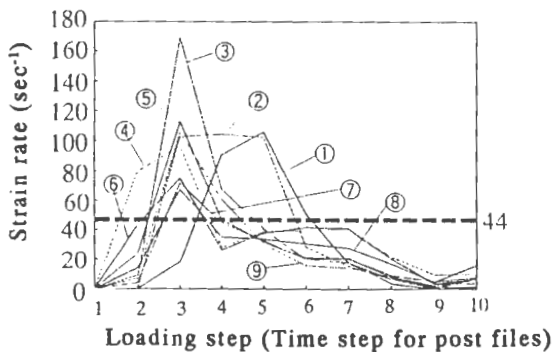
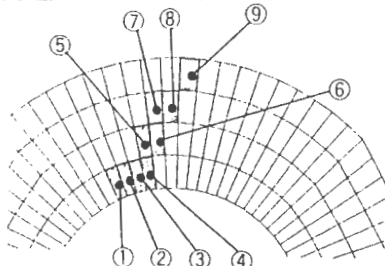


Fig. 12 Load-displacement relationship



(a) Strain rates curves of the failure elements



(b) Failure elements and element numbers

Fig. 13 Strain rate at each time step

6. まとめ

本研究で得られた成果をまとめると次のようになる。

1. 兵庫県南部地震における落橋防止装置の被害を概察したところ、考えられる全ての損傷および破壊モードが見られた。また、地震によって橋梁の支間がそれほど広がらなくても落橋に至る場合があり、その落橋モードは4種類ある

ことが分かった。

2. 連結ピンの曲げ変形によるエネルギー吸収をねらったものはボルトの抜けを起こしやすい。このような細部構造に注意すべきである。

3. 兵庫県南部地震記録波と第3章に述べた条件を用いた橋梁系の非線形動的応答解析によれば、橋桁の最大応答速度は200 cm/sec強であった。また、橋桁の落下による衝撃応答解析では240 cm/sec程度であった。従って、隣接した橋桁の位相差による相対速度を考慮する場合は200～350 cm/sec程度の荷重速度を考える必要がある。

4. 橋桁の懸垂状態を考慮した衝撃挙動解析によれば、連結板に作用する荷重の等価衝撃係数は2.63であることが分かった。従って、このときの連結板は荷重として $\sqrt{2}Rd$ を用い、許容応力度設計法により設計すればよいことが分かった。

5. 丸棒の引張り破断試験をシミュレートすることによって得られたパラメータを基にして歪み速度効果を加味すれば衝撃的な破壊挙動を精度良く解析できることが分かった。

6. 衝撃破壊挙動解析において、歪み速度効果は高橋の式(バイリニア型)で与えたが、単純なモデルにもかかわらず良好な結果が得られることが分かった。

7. 衝撃破壊基準として最大有効塑性歪みと最大圧縮応力で与えたところ、実験結果とよく一致する結果が得られることが分かった。

謝辞

本研究は文部省科学研究費(研究課題番号07650550)から補助を受けました。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1990年。
- 2) Priestley, M. J. N., Seible F. and Calvi, G. M. "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, 1996.
- 3) 長嶋・望月: 阪神・淡路大震災における橋桁間の耐震連結装置の被害および衝撃応答解析、総合都市研究、No. 61, pp.63-77, 1996年。
- 4) 内田・長嶋・石川: 鋼部材の弾塑性破壊挙動解析に関する基礎的研究、土木学会第51回年次講演概要集、I-A271, pp. 542-543, 1996年。
- 5) 内田・長嶋・石川: 耐震連結板の弾塑性破壊挙動解析に関する基礎的研究、鋼構造年次論文報告集、第4巻、1996年。
- 6) 長嶋: 阪神・淡路大震災で見られた落橋防止装置の効果に関する一考察、土木学会第51回年次講演概要集、I-A282, pp. 564-565, 1996年。
- 7) J. O. Hallquist, "LS-Dyna3D Theoretical Manual", Livermore Software Technology Co., 1994.
- 8) 高橋: 高速載荷試験による鉄筋コンクリートはりおよび鋼板・コンクリート合成はりの耐衝撃性評価に関する基礎的研究、九大博士論文、1990年。
- 9) F. Nagashima, M. Minagawa, Y. Sonoda and N. Ishikawa, "Fracture Analysis of Seismic Bridge Restrainers under Impact Loads", Proc. of The 2nd Asia-Pacific Conference on Shock & Impact Loads on Structures, pp.395-402, Melbourne, Australia, Nov., 1997.