

衝突緩衝用落橋防止システムによる 桁間衝突の影響の低減効果

川島一彦¹・庄司学²

¹フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²正会員 修(工) 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

積層ゴム支承で支持される多径間連続橋が兵庫県南部地震クラスのレベル2地震動を受けると、桁掛け違い部で隣接桁どうしが衝突し、桁重量の数倍の衝突力が生じる可能性がある。本研究では、桁間衝突を緩和するためにゴム製緩衝装置を桁端部に設置した場合の、衝突力の低減効果ならびに桁と橋脚の応答性状の変化について解析的に検討を行った。その結果、緩衝装置のエネルギー吸収性能はわずかであるものの、装置を設置することにより衝突力が大きく低減され、また、ひずみ硬化型緩衝装置の方がひずみ軟化型緩衝装置よりも大きな緩衝力を桁間に伝え、隣接桁の応答変位を均等化するように機能するため、変位ストッパーとして桁の応答変位を抑える上で適していることが示された。

Key Words : bridges, seismic design, pounding effect, rubber type restrainer

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、地震力分散式橋梁が積極的に採用されている。地震力分散式橋梁では、積層ゴム支承を設けることにより多径間弹性支持をはかり、上下部構造間に相対変位を許すことができるため、金属支承を採用した場合のような下部構造に対する過度の地震力の伝達を防止できる。

しかし、地震力分散式橋梁では、温度伸縮に対応するため積層ゴム支承のゴム総厚を大きくする結果、長周期化を招き、桁の応答変位の増大をもたらす場合がある。そのため、現在一般に採用されている程度の遊間では、兵庫県南部地震クラスのレベル2地震動を受けると、桁掛け違い部では隣接桁間に、橋台部では桁と橋台間に衝突が生じ、支承や橋脚に予期しない損傷が生じる可能性がある。このような衝突現象は、長周期化と減衰性能の向上を基本とする免震橋においても同様に生じうる。また、その際には、単に桁間の衝突だけではなく、桁間連結装置を介した地震力の伝達に伴う被害も生じる可能性がある。実際に、兵庫県南部地震ではこうした隣接桁間の地震力の伝達によるとみられる被害が生じている。

このため、桁間の衝突の影響を緩和する落橋防止システムの開発が急務となっている。

衝突力の緩衝用落橋防止システムとして、実用化の可能性や価格という観点から、ゴム製緩衝装置が有望であると考えられる。桁間に生じる衝突力は桁重量を上まわる大きな値となるが⁽¹⁾、このような衝突力をゴム製緩衝装置の圧縮性能で緩和するものである。このため、ゴム製緩衝装置を桁端部に設置することにより、どの程度衝突力が緩和され、また、その際の緩衝装置に生じる面圧やひずみが設計可能なレベルに収まっているかについて検討することは重要である。

こうした桁間の衝突の影響を最初に解析したのは、Tsengら⁽²⁾であり、完全塑性衝突を考慮して1971年のサンフェルナンド地震で落橋した曲線橋の解析を行った。Kawashimaら⁽³⁾は、これを完全弾性衝突に拡張して、曲線橋模型の解析を行い、桁間の衝突や落橋防止構造の降伏を含む抵抗の影響を解析している。さらに、川島⁽⁴⁾は衝突ばねを用いた桁間の衝突のモデル化について研究し、衝突ばねの剛性を適切に評価することにより、衝突ばねにより桁の接触、離反、桁内の応力伝播を含む衝突現象を比較的精度よく解

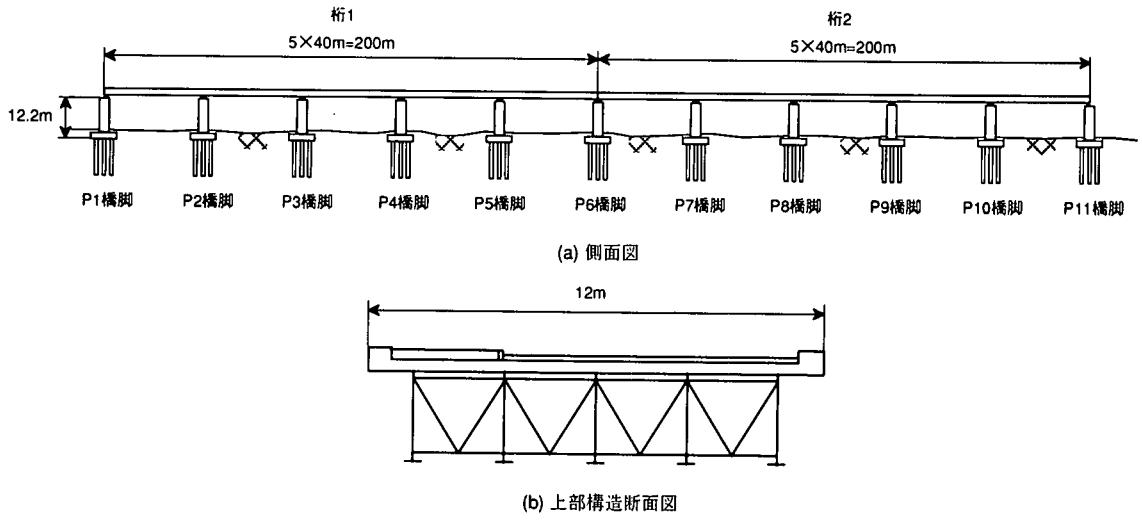


図-1 解析対象橋

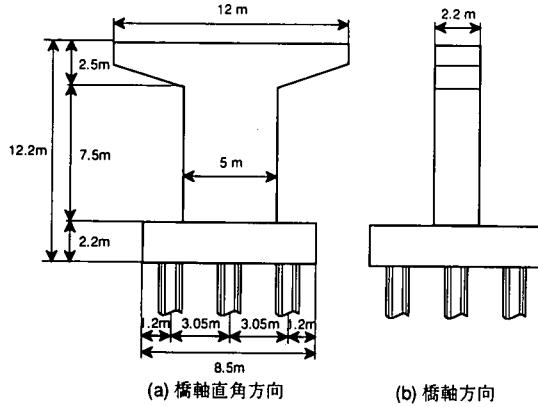


図-2 解析対象橋脚

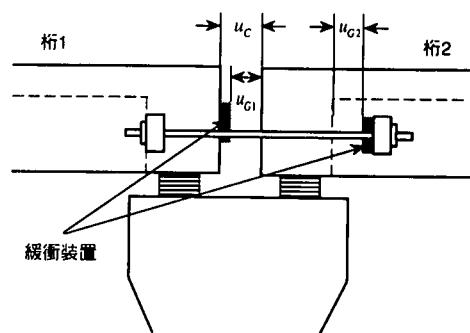


図-3 緩衝装置の設置方法

析できることを示している。兵庫県南部地震以降は橋梁システムにおける桁間衝突の影響がクローズアップされ、矢部ら¹⁾は、3径間連続橋と単純桁橋2連からなる直橋、ならびに斜角を有する2連の単純桁橋を対象として、複数の桁間の玉突き衝突について解析的に検討している。Jankowskiら²⁾は、3径間連続橋が隣接する構造系を対象として、桁遊間と桁間衝突力の関係を定量的に評価し、桁間衝突を緩和するためのショックransミッショユニットの効果について解析的に検討している。Abdel-Ghaffarら⁶⁾やDesrochesら⁷⁾はケーブル式桁間連結装置の効果を、また、Saiidiら⁸⁾はこれの既設橋の耐震補強への適用例に対する解析を示している。建築の分野では、Anagnostopoulosら⁹⁾、Kasaiら¹⁰⁾、Penzion¹¹⁾が隣接する建物間の衝突の影響やこれを防止するための離隔距離について検討を行っている。

このように既往の研究では、いずれも構造物間の

衝突の影響やケーブル式桁間連結装置の効果については検討されているが、ゴム製緩衝装置の効果について検討された研究は少ない。以上の背景を踏まえ、本研究では、桁間にゴム製緩衝装置を適用した場合の桁間衝突の低減効果について解析的に検討を行ったので、その結果を報告するものである。

2. 解析対象橋ならびに解析モデル

(1) 解析対象橋

解析対象としたのは、図-1に示すような5径間連続橋が2連つながった構造で、都市内高架橋として典型的な地盤力分散式連続橋梁である。「橋梁の衝突問題」に対する一般的な解を与えるという観点に立てば、都市内高架橋とは異なる構造形式における衝突現象、例えば、西宮港大橋のような非常に大きな重量を有する桁とアプローチ桁との衝突、あるいは

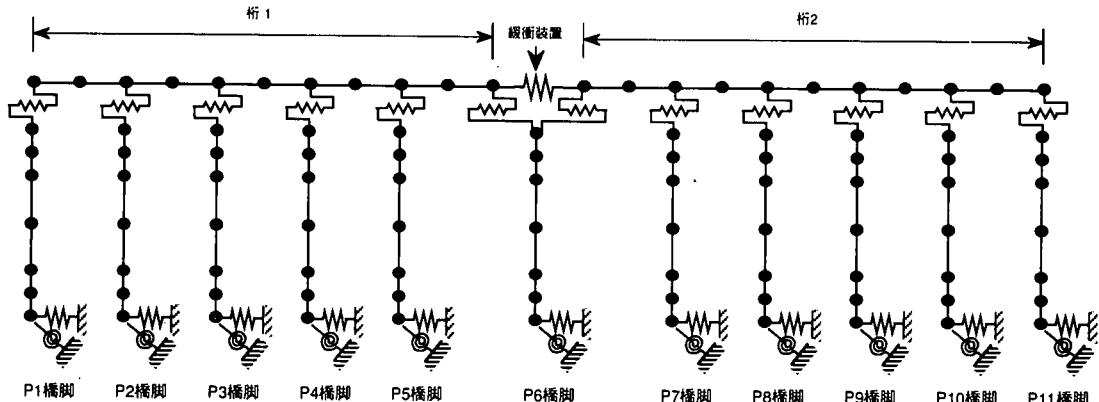


図-4 解析モデル

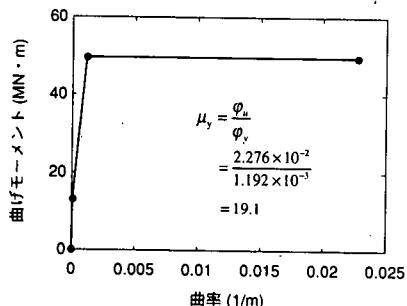


図-5 橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメント
一曲率関係

は斜橋や曲線橋の杭端部における衝突をも本論文で扱うべきであるが、それらの橋梁の振動特性や衝突時の力学的メカニズムは異なり、それに伴って設置すべき緩衝装置の構造や設置方法も異なるため、ここでは、地震力分散式連続橋梁の杭間衝突に焦点を当て、検討することとした。

解析にあたっては、実在の橋である左側の杭1に対して、これとは異なる構造系を持つ杭2との振動特性の違いが杭間に生じる衝突に与える影響とこれに緩衝装置を用いた場合の効果に着目することにする。杭2の特性は、実在しうる構造形式の範囲でどのようなものを選定してもよいが、あまり一般性を失わない範囲で解析を簡単にするという観点から、ここでは、杭1と同じ地盤条件のもとに、同一の上下部構造を有し、積層ゴム支承の剛性だけが2倍となる構造系を考えることにした。

上部構造は幅員12m、径間長40mの鋼鉄杭で、5径間分の総重量は31.4MNである。杭1の1橋脚上には、平面寸法700mm×700mm、高さ197mm、ゴム層の平面寸法680mm×680mm、厚さ24mm×4層からなる積層ゴム支承が5基設置されており、杭を弾性支持している。杭2では、同じゴム層厚で、平面寸法が990

表-1 解析対象橋の動特性

振動モード	固有周期(s)	刺激係数	有効質量(t)	モード減衰定数(%)
1次	1.13	1.986	3.945	4.48
2次	0.88	1.966	3.863	6.35
7次	0.23	1.384	1.916	14.95
13次	0.21	1.330	1.768	13.13

($700 \times \sqrt{2}$) mm × 990mmの積層ゴム支承が用いられており、したがって、上述したように積層ゴム支承の水平剛性は杭1の2倍となっている。

図-2に示すように鉄筋コンクリート橋脚軸体の平面寸法は5.0m × 2.2m、軸体高さは10mである。主鉄筋比 p_i (面積比) は1.31%，橋軸方向の帶鉄筋比 ρ_s (体積比) は0.53%である。基礎は杭径1.2m、杭長15mの9本の場所打杭からなっている。地盤条件は、地表面下16.3mまでN値5~15程度の粘性土と砂質の互層であり、杭は16.3m以深に存在する砂礫層からなる支持層に根入れされている。道路橋示方書によれば地盤種別はII種地盤となる¹²⁾。

緩衝装置としては、平面寸法250mm × 150mm、厚さ $h = 100$ mm の天然ゴム製の装置を想定し、図-3に示すようにこれを杭端部、および杭間連結材に組み合わせて取り付けることとした。杭1と杭2が閉じる場合には杭端部の緩衝装置が機能し、杭1と杭2が開く場合には杭間連結材に組み合わせて設置する緩衝装置が機能する。後者の具体的な構造としては、連結材としてPC鋼棒を用い、それが一定の遊間量を移動でき、その遊間量を越えると緩衝装置に衝突し、その移動を制限するものである。

(2) 解析モデル

解析モデルを図-4に示す。本論文では、これらの橋軸方向に地震動が作用した場合の桁かけ違い部における衝突を2次元問題として扱い、桁のねじれや回転に伴う桁隅角部における衝突などの3次元的な衝突は考慮していない。

解析対象橋は、強震動を受けた場合には、橋脚基部に主たる塑性ヒンジが生じ、それ以外の橋脚部分や基礎、桁は弾性状態に留まるように設計されていることから、これらの部材は弾性の梁要素やばね要素としてモデル化した。橋脚基部の塑性ヒンジ部はTakeda型^[13]の剛性劣化型モデルを用いてモデル化し、塑性ヒンジ区間長は、道路橋示方書に従って、橋軸方向の橋脚軸体幅の1/2とした^[12]。帯鉄筋比 ρ_s に基づいて、塑性ヒンジ区間の曲げモーメント—曲率関係を求めるとき、図-5のようになる。ここでは、道路橋示方書に基づき、次のように降伏曲率 φ_y を定めている^[12]。

$$\varphi_y = \varphi'_y \frac{M_u}{M'_y} \quad (1)$$

ここで、 M'_y 、 φ'_y は初降伏時の曲げモーメントおよび曲率、 M_u は終局曲げモーメントである。終局曲げモーメントの算出は、道路橋示方書に基づき、タイプII地震動に対する値として求めたものである。図-5によれば終局曲率は 2.276×10^{-2} 1/mであり、曲率じん性率は19.1となる。また、ここには示していないが、橋脚天端における水平力—水平変位関係から終局変位じん性率を求めると、7.42となる。

地震動が作用すると桁かけ違い部では、緩衝装置を設けない場合には桁1と桁2の直接的な衝突が、また、緩衝装置を設けた場合には、緩衝装置を介して桁1と桁2の衝突が生じることになる。桁間衝突が生じる場合には、衝突ばねによってこの影響を組み込むこととし、以下のように衝突ばね^{[3], [4]}を与えることとした。

$$k_I = \begin{cases} \tilde{k}_I & \Delta u < -u_c \\ 0 & \Delta u \geq -u_c \end{cases} \quad (2)$$

ここに、

$$\Delta u = u_2 - u_1$$

ここで、 u_1 、 u_2 はそれぞれ桁1と桁2の応答変位、 \tilde{k}_I は衝突ばね、 u_c は桁1と桁2間の遊間（以下、桁

遊間 u_c と呼ぶ）である。道路橋示方書より、解析対象橋に対して桁遊間 u_c を求めるとき以下の通りとなる^[12]。

$$\begin{aligned} u_c &= c_B u_B + L_A \\ &= \sqrt{2} \times 0.207 + 0.03 \\ &= 0.323 \text{m} \approx 0.35 \text{m} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 c_B は遊間量の固有周期差補正係数、 u_B は積層ゴム支承の設計変位、 L_A は遊間の余裕量である。本論文では、式(3)により得られた桁遊間 $u_c = 0.35 \text{m}$ をもとに、桁遊間 u_c をパラメータとして解析を行うこととした。

式(2)は簡単なモデル化であるが、桁長を L 、桁の軸方向剛性を EA とし、これを同じ長さの n 個のはり要素でモデル化した場合に、1つの梁要素の軸方向剛性 nEA/L と衝突ばねの剛性 k_I の比

$$\gamma = \frac{\tilde{k}_I L}{nEA} \quad (4)$$

をおおむね1程度とすれば、緩衝装置や衝突後の桁の応答速度、さらに、桁に生じる応力分布を比較的正しくモデル化できる^{[3], [4]}。このような点から、ここでは、 $\gamma = 1.5$ として解析することとした。

以上のようにして、桁1、桁2の固有周期を求めた結果が表-1である。固有周期を求める際には、橋脚基部の塑性ヒンジを線形と仮定し、全断面有効剛性を与えた。また、緩衝装置の影響は考えていない。累積有効質量は30次まででほぼ100%に達するが、刺激係数や有効質量が大きいのは表-1に示す4つの振動モードである。このうち、1次と7次モードは桁1の振動が卓越するモードであり、1次は橋脚の曲げにより橋軸方向への桁の並進が、また7次は基礎の回転により橋軸方向への桁の並進が卓越する振動モードである。同様に、2次と13次は桁2の振動が卓越するモードであり、それぞれ橋脚の曲げ、基礎の回転による桁の並進が卓越する振動モードである。桁2の積層ゴム支承の剛性を桁1の2倍にした結果、桁2の1次（全体としては2次）固有周期は桁1の1次（全体としては1次）固有周期の約0.78倍となっている。

後述する動的解析においては、桁とゴム支承に対しては2%，RC橋脚に対しては5%，基礎に対しては20%の減衰定数を想定し、ひずみエネルギー比例減衰法^[12]によってモード減衰定数を求めた後、1次と13次のモード減衰定数をもとに2つの係数を定めて、Rayleigh型減衰を仮定することとした。ここで、1次

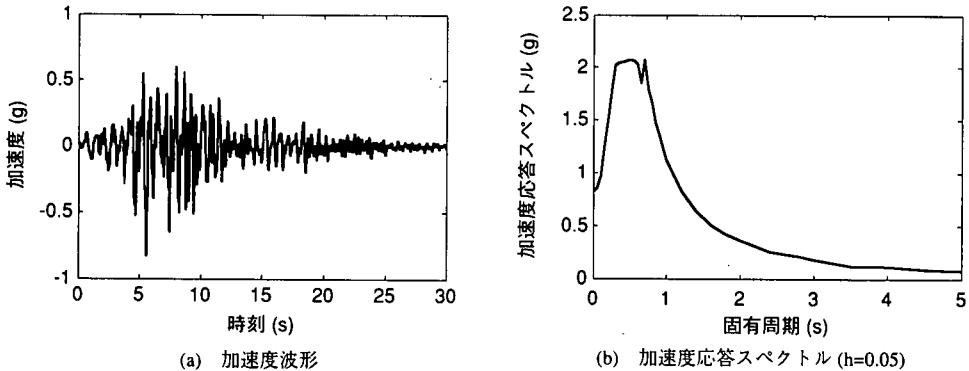


図-6 入力地震動の加速度波形および加速度応答スペクトル

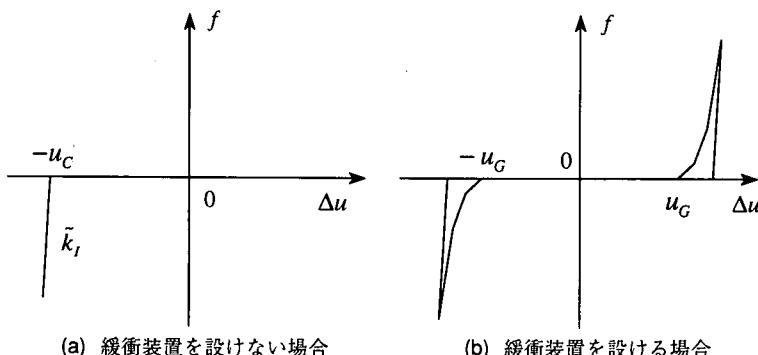


図-7 柱1と柱2間のばねの剛性

と13次を選んだのは、1次と2次、7次と13次のモード減衰定数がそれともに近い値を示すため、上述した2つの卓越振動モードを反映するようにしたものである。2次と7次を選んでもほとんど同じRayleigh型減衰が与えられる。

解析には、兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録をもとに、道路橋示方書に規定されるタイプII地震動のI種地盤用加速度応答スペクトルにスペクトルフィッティングされた標準波形¹²⁾を用いた。この波形と減衰定数5%の加速度応答スペクトルを図-6に示す。

3. 緩衝装置の特徴

図-3に示した緩衝装置では、柱1と柱2間を結ぶばね $k_s(\Delta\bar{u}_i)$ は、次のように与えられる。

$$k_s = \begin{cases} \tilde{k}_s(\Delta\bar{u}_1) & \Delta u < -u_{G1} \\ 0 & -u_{G1} \leq \Delta u \leq u_{G2} \\ \tilde{k}_s(\Delta\bar{u}_2)k_T / (\tilde{k}_s(\Delta\bar{u}_2) + k_T) & \Delta u > u_{G2} \end{cases} \quad (5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \Delta\bar{u}_1 &= |\Delta u - u_{G1}| \\ \Delta\bar{u}_2 &= |\Delta u - u_{G2}| \end{aligned}$$

ここで、 $\tilde{k}_s(\Delta\bar{u}_i)$ ：変位 $\Delta\bar{u}_i$ を受けた場合の緩衝装置の剛性、 k_T ：柱間連結棒の剛性、 u_{G1} 、 u_{G2} ：柱1、柱2が閉じる方向および開く方向に動いた場合に落橋防止装置が作動し始める遊間（以下、落橋防止装置の遊間と呼ぶ）である。ここでは、簡単のために、柱間連結棒の剛性 k_T が無限に大きく、連結棒自体は、変形せず、柱1と柱2が開く方向に対して一定量移動できるのみとする。また、 $u_G = u_{G1} - u_{G2}$ であると仮定して、ばね定数 $k_s(\Delta\bar{u}_i)$ を次のように与えることとした。

$$k_s = \begin{cases} \tilde{k}_s(\Delta\bar{u}) & |\Delta\bar{u}| > u_G \\ 0 & |\Delta\bar{u}| \leq u_G \end{cases} \quad (6)$$

ここに、

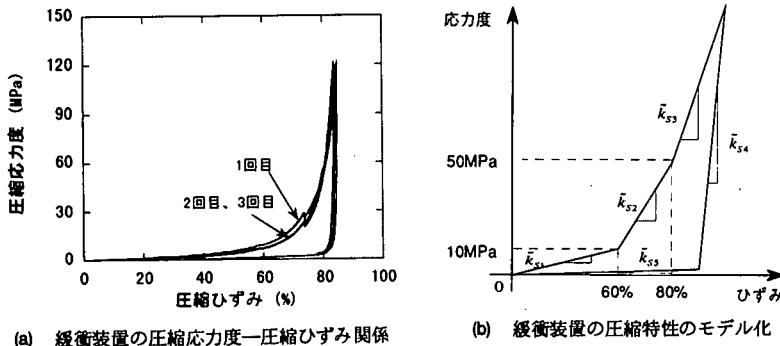


図-8 緩衝装置の圧縮特性

$$\Delta \bar{u} = |\Delta u - u_G|$$

また、緩衝装置を設ける場合には落橋防止装置の遊間 u_G を桁遊間 u_C との関係で、どのように与えるかについては、いろいろな考え方をすることができるが、ここでは、桁間の衝突が生じる前に緩衝装置が作動すべきであることから、

$$u_G = u_C - h \quad (7)$$

とすることとした。ここで、 h は緩衝装置の厚さである。図-7は、以上のようにして式(2)、式(6)によって与えられる桁1、桁2間の力と相対変位の関係である。図-7(a)の衝突ばねに生じる力が桁1—桁2間に生じる衝突力を意味し、図-7(b)の緩衝装置をモデル化したばねに生じる力が緩衝装置に作用する力で、桁間衝突時の緩衝力を意味する。

式(6)のモデル化では、緩衝装置の剛性 $k_s(\Delta \bar{u})$ をどのように与えるかが重要である。本解析で想定する緩衝装置と同一材料、同一寸法の装置に対して、別途繰り返し実験を行った結果^{14), 15)}によると、緩衝装置の圧縮応力度—圧縮ひずみ関係は図-8(a)のようになる。ここでは、載荷速度は5~10.0mm/minであり、また、図-8(a)に示す圧縮応力度は載荷荷重を供試体の初期面積で除した値である。なお、緩衝装置の引張強さ、伸び、硬度などの基本物性を表-2に示す。図-8(a)より、従来のゴム系ダンパーでは8~12MPaの面圧レベルまでしか設計上考慮されていないが¹⁶⁾、その10倍以上の面圧が作用し、80%以上の圧縮ひずみが生じても、ゴム製緩衝装置の圧縮応力度と圧縮ひずみの履歴曲線は安定している。また、上述の載荷速度の範囲内では、その影響はほとんどなく、3回の繰り返し載荷を行っても応力度の低下はほとんど見られない。さらに、高い応力下では、本来、彈

性である天然ゴムでも大きな履歴吸収エネルギーを有することがわかる。

以上の実験結果を踏まえ、ここでは、緩衝装置の圧縮特性を図-8(b)に示すようにモデル化し、緩衝装置の載荷剛性 \tilde{k}_s^L と除荷剛性 \tilde{k}_s^{UL} を次のように与えることにした。

$$\tilde{k}_s^L = \begin{cases} \tilde{k}_{s1} & 0 \leq \epsilon \leq 60\% \\ \tilde{k}_{s2} - 12\tilde{k}_{s1} & 60\% < \epsilon \leq 80\% \\ \tilde{k}_{s3} - 24\tilde{k}_{s1} & 80\% < \epsilon \end{cases} \quad (8)$$

$$\tilde{k}_s^{UL} = \begin{cases} \tilde{k}_{s4} = 48\tilde{k}_{s1} & \sigma \neq 0 \\ \tilde{k}_{s5} = 0 & \sigma = 0 \end{cases} \quad (9)$$

ここで、 σ 、 ϵ はそれぞれ緩衝装置の圧縮応力度、圧縮ひずみであり、 \tilde{k}_{s1} は図-8(a)の載荷実験に基づくと、 $\tilde{k}_{s1} = 6.25\text{MN/m}$ である。

緩衝装置では、ゴムにどのような復元力特性を持たせるかが重要である。これは、ゴムの配合や形状に工夫を加えることにより、比較的いろいろな復元力特性を持たせることができることから、耐震設計上、どのような復元力を持たせるべきかが問われているためである。このため、ここでは、以下の2つの条件について検討することにした。

(1) 緩衝装置の履歴吸収エネルギーの影響

天然ゴムを用いた場合にも、50MPaという高い面圧下では履歴吸収エネルギーを有することは図-8に示した通りである。高減衰ゴム支承等を用いた場合には、図-8とは異なる履歴吸収を持つと考えられるが、これに対してはまだ検討結果がないため、履歴吸収エネルギーがどのように橋の地震応答に影響するかを知るために、ここでは、図-9のように履歴吸

表-2 緩衝装置の基本物性

静的せん断弾性率 (kgf/cm ²)	9.8
硬さ (Hs)	57
伸び (%)	490
引張強さ (kgf/cm ²)	175
圧縮永久ひずみ率 (%)	20

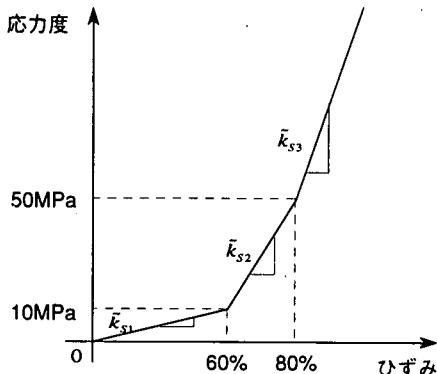


図-9 エネルギー吸収がない場合の緩衝装置の履歴曲線

収エネルギーがない場合、すなわち、載荷時のスケルトンを除荷時も通ると仮定した非線形弾性型の履歴モデルを有する緩衝装置も解析することとした。この場合には、式(9)の除荷時の剛性 \bar{k}_s^{UL} も式(8)で与えられることになる。

(2) ひずみ硬化型緩衝装置とひずみ軟化型緩衝装置の違い

充実断面のゴムを載荷すると、一般に図-8(a)のようにひずみ硬化型の履歴を示すが、緩衝装置の材質や構造を変化させることによっていろいろな履歴曲線を与えることができる。ここでは、図-8に示すひずみ硬化型の履歴特性を有する緩衝装置に加え、ひずみ軟化型の履歴特性を有する緩衝装置、さらにひずみ硬化型とひずみ軟化型の中間の特性をもつ線形弾性型の緩衝装置も解析対象とすることにした。なお、ひずみ軟化型緩衝装置とするためには、材質的に、表-2に示すひずみ硬化型と比べて硬度60~80Hs程度、引張強さ30~40MPa程度の硬い材質を用い、また、構造的にはダイヤモンド状やV字型の空隙を設ける必要がある。硬度や引張強さを高めることによって、ひずみ硬化型に対して初期剛性を2~5倍程度大きくすることができ、一方、空隙の形状や大きさによってひずみ軟化の程度をコントロールできる。

ここで、ひずみ軟化型緩衝装置は、ひずみ硬化型緩衝装置に生じる最大応答 (σ_{max} , ϵ_{max}) を目指して、式(8)による剛性の増加とは反対にひずみの増加に伴って剛性が低下していくこととし、次のように与えた。

$$\bar{k}_s^L = \begin{cases} \bar{k}_{s3} = 24\bar{k}_{s1} & 0 \leq \epsilon \leq 20\% \\ \bar{k}_{s2} = 12\bar{k}_{s1} & 20\% < \epsilon \leq \epsilon_0 \\ \bar{k}_{s1} & \epsilon_0 < \epsilon \end{cases} \quad (10)$$

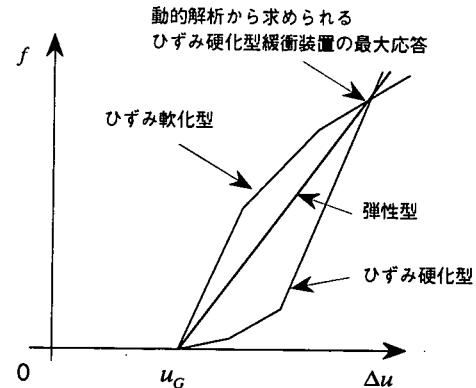


図-10 緩衝装置の履歴曲線

ここに、

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_{max} - \epsilon_{max}\bar{k}_{s1} + 0.2\bar{k}_{s2} - 0.2\bar{k}_{s3}}{\bar{k}_{s2} - \bar{k}_{s1}} \quad (11)$$

ここで、 ϵ_0 は第2剛性から第3剛性に変化する時のひずみである。ひずみ硬化型緩衝装置に生じる最大応答 σ_{max} , ϵ_{max} は動的解析をしないと決まらないため、解析に用いる入力地震動に対して求められた σ_{max} , ϵ_{max} をもとに式(10)によりひずみ軟化型緩衝装置の剛性を求めた。また、弾性型緩衝装置の剛性は次式で与えた。

$$\bar{k}_s^L = \frac{\sigma_{max}}{\epsilon_{max}} \quad (12)$$

なお、ひずみ軟化型緩衝装置と弾性型緩衝装置の徐荷剛性はひずみ硬化型の緩衝装置の場合と同じように式(9)により与えられるものとした。以上の定義に基づくひずみ硬化型、ひずみ軟化型、弾性型の履歴曲線を図-10に示す。

4. 緩衝装置がない場合とある場合の地震応答特性

ひずみ硬化型の緩衝装置を設けた場合と緩衝装置を設けない場合の応答の一例を図-11、図-12に示す。ここでは、式(2)による桁遊間を $u_c = 0.25m$ 、式(7)による落橋防止装置の遊間を $u_G = 0.15m$ とし、図-8に示した緩衝装置を20個取り付けた場合を示している。図-11によれば、積層ゴム支承で支持されているため桁はほぼ剛体状に並進振動しており、中央部とかけ違い部ではほとんど応答変位は変わらず、最大応答変位は0.30mとなる。これに対して、最大応

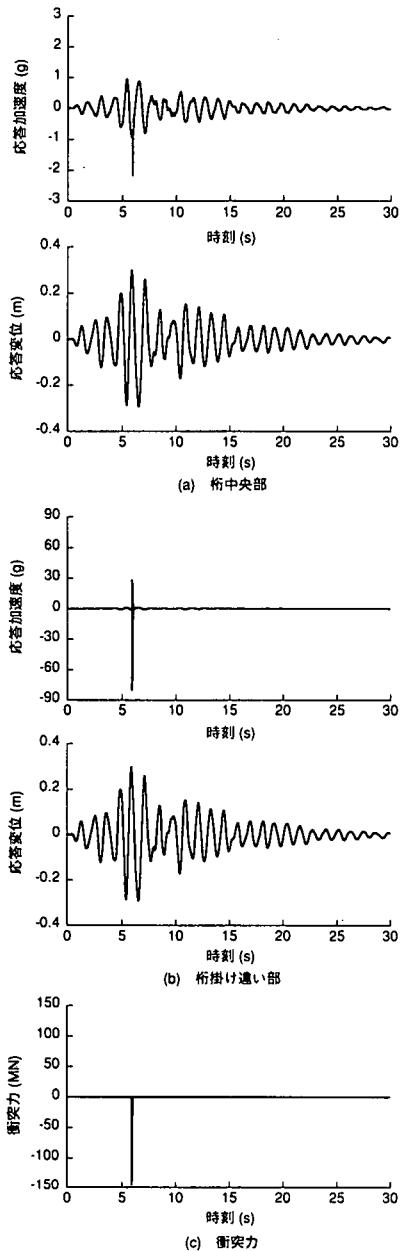


図-11 緩衝装置（ひずみ硬化型）を設けない場合の柱1の応答

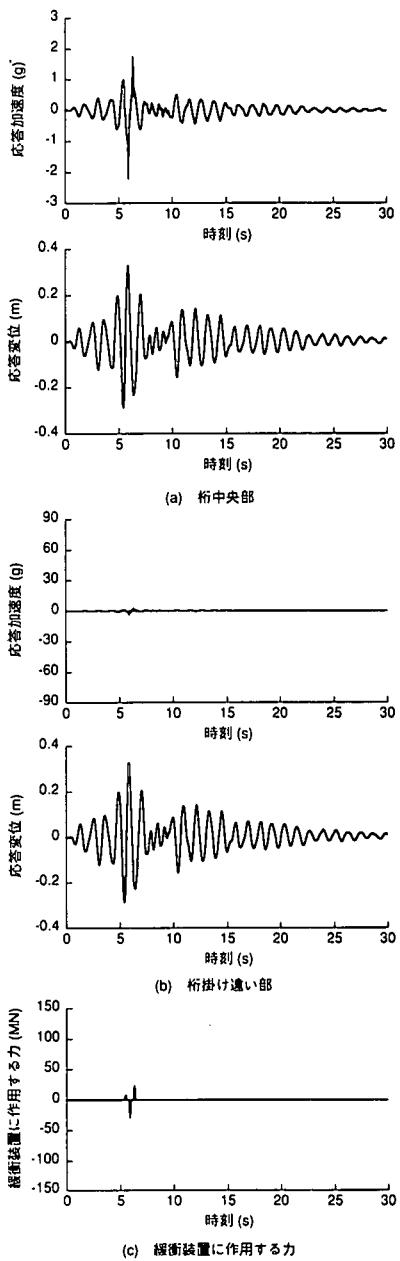


図-12 緩衝装置（ひずみ硬化型）を設けた場合の柱1の応答

答加速度は柱中央では2.2g、かけ違い部では80.8gと非常に大きくなっている。これは、図-11(c)からわかるように、柱かけ違い部において柱間相対変位が0.25mに達し、柱1、柱2間の衝突が1回生じた結果である。図-13(a)は式(2)の衝突ばねに生じる力と変位

の履歴を示したものである。衝突力は柱重量の4.7倍に相当する146.3MNに達している。

また、図-14(a)は橋脚基部の塑性ヒンジに生じる曲げモーメント一曲率関係を示した結果である。固有周期が短い柱2側のP8橋脚の方が大きく塑性化し

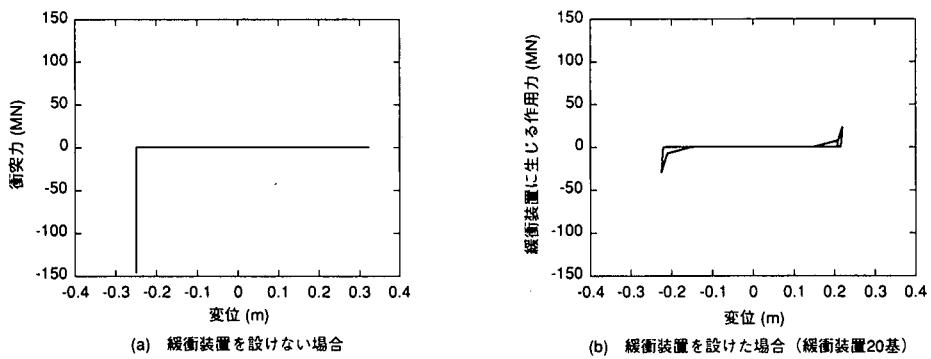


図-13 緩衝装置を設けない場合の衝突力と緩衝装置を設けた場合の緩衝装置に生じる作用力

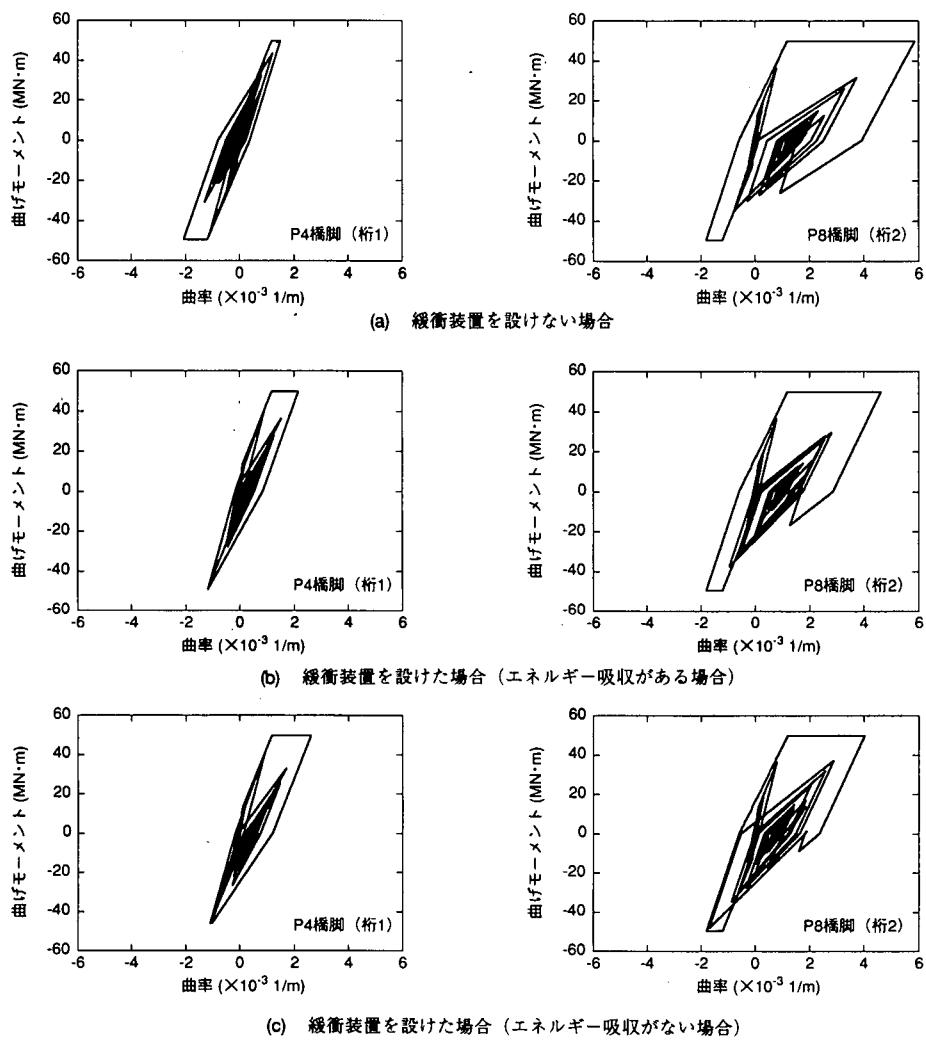


図-14 橋脚基部の曲げモーメント一曲率関係

ており、曲率応答塑性率はP4橋脚では1.73、P8橋脚では4.93となっている。

これに対して、緩衝装置を設けた場合の応答が図-12である。図-11と同一箇所の応答を示している。緩衝装置を設けた場合には、桁の応答変位は0.33mと、緩衝装置を設けない場合よりわずかに大きくなっている。桁の最大応答加速度は、中央部分では2.2g、かけ違い部では3.8gと上述した緩衝装置がない場合よりも大幅に小さくなっている。これは図-13(b)に示す緩衝装置の履歴曲線からも明らかで、緩衝装置に生じる力は29.6MNである。これは緩衝装置20個分の値であるから、緩衝装置1個には1.48MNの力が作用し、応力度にすると39.4MPaとなり、圧縮ひずみは75%である。図-8(b)に示したゴムの応力度一ひずみ関係からすると第2番目の剛性の箇所までひずみが進んでいることになる。

また、図-14(b)に示した橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント一曲率関係では、緩衝装置がない場合と同様に固有周期が短い桁2を支持するP8橋脚の方が大きく塑性化しており、曲率応答塑性率はP4橋脚では1.82、P8橋脚では3.88となっている。P8橋脚の曲率応答塑性率については、緩衝装置を設けない場合に比べてやや小さくなっている。緩衝装置を設けた効果が表れている。

5. 緩衝装置による地震応答の低減効果

(1) 緩衝装置によるエネルギー吸収の効果

式(8)、式(9)のようにエネルギー吸収がある場合とこれを非線形弾性にしてエネルギー吸収がないとした場合に緩衝装置（ひずみ硬化型）に生じる最大作用力を比較した結果が図-15である。また、緩衝装置にエネルギー吸収がない場合に橋脚基部に生じる曲げモーメント一曲率の関係を図-14(c)に示す。桁遊間 u_c はこれまでと同じく0.25mであり、緩衝装置の個数はいろいろと変化させている。

これより、式(8)、式(9)によって与えられる程度のエネルギー吸収は緩衝装置に作用する最大水平力に対して大きな影響を与えないことがわかる。地震動が作用した場合に、橋で吸収されるエネルギー W は、

$$W = W_D + W_E + W_P + W_s \quad (13)$$

と与えられる。ここで、 W_D ：粘性減衰による吸収エネルギー、 W_E ：線形要素の弾性ひずみエネルギー、 W_P ：橋脚の塑性ヒンジによる吸収エネルギー、

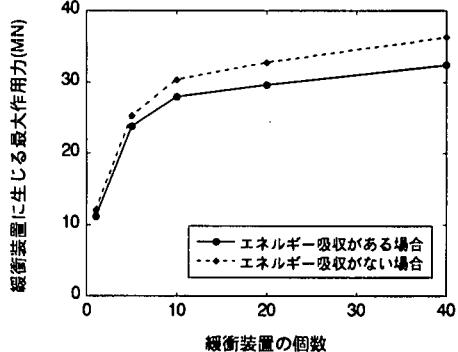


図-15 緩衝装置のエネルギー吸収の有無が緩衝装置に生じる最大作用力に与える影響

W_S ：緩衝装置による吸収エネルギーで、それ次のように与えられる。

$$\begin{aligned} W_D &= \int E_{Dt}^T \cdot d\mathbf{u}_{Dt}; \quad W_E = \int E_{Et}^T \cdot d\mathbf{u}_{Et} \\ W_P &= \int E_{Pt}^T \cdot d\mathbf{u}_{Pt}; \quad W_S = \int E_{St}^T \cdot d\mathbf{u}_{St} \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、 E_{Dt}^T 、 E_{Et}^T 、 E_{Pt}^T 、 E_{St}^T は時刻 t におけるそれぞれ粘性減衰力ベクトル、線形要素の復元力ベクトル、橋脚の塑性ヒンジの復元力ベクトル、緩衝装置の復元力ベクトル、 \mathbf{u}_{Dt} 、 \mathbf{u}_{Et} 、 \mathbf{u}_{Pt} 、 \mathbf{u}_{St} は時刻 t におけるそれぞれ粘性減衰力ベクトルに対する変位ベクトル、線形要素の復元力ベクトルに対応する変位ベクトル、橋脚の塑性ヒンジの復元力ベクトルに対応する変位ベクトル、緩衝装置の復元力ベクトルに対応する変位ベクトルである。式(14)において、本来は線形要素ではエネルギー吸収は生じないが、構造系に残留変位が生じたため、線形要素にも弾性変形が残り、弾性ひずみエネルギーが生じたものである。

緩衝装置が20個の場合を例にとり、式(14)により、 W_D 、 W_E 、 W_P 、 W_S を求めると、それぞれ、15.7MN·m、0.001MN·m、3.04MN·m、0.98MN·mとなり、 W_S は総吸収エネルギーのわずかに5.0%に過ぎない。これは、もともと緩衝装置の厚さ s が100mmで、地震時にはその厚さの最大75%の変位量が3回しか生じないためである。したがって、原理的には緩衝装置にエネルギー吸収性能があることは好ましいことではあるが、ここで対象とした橋と入力地震動のものではその効果は限られたものであるということができる。

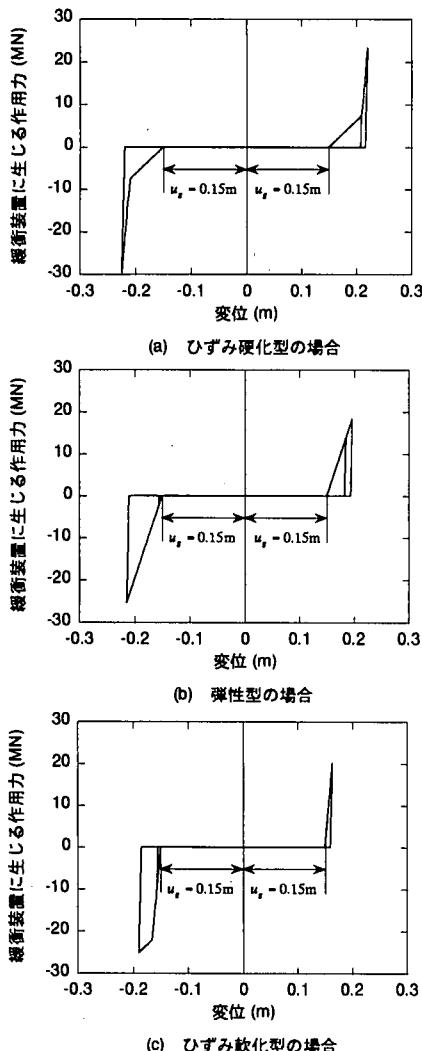


図-16 緩衝装置の履歴曲線の違いが緩衝装置に生じる作用力一変位関係に与える影響

(2) ひずみ硬化型緩衝装置とひずみ軟化型緩衝装置の違い

式(8)～式(12)による3種類の履歴を持つ緩衝装置の違いを、緩衝装置に作用する水平力一水平変位関係によって示した一例が図-16である。ここでは、桁遊間を0.25m、緩衝装置の個数を20個とした場合を示している。図-17は、図-16に示した緩衝装置が作動し始めてからの作用力の変化を引張側と圧縮側のいずれか大きい方を対象に比較したものである。緩衝装置に生じる水平力は、ひずみ硬化型の場合には29.6MNであるのに対して、ひずみ軟化型の場合には25.1MNと15%小さくなっている。一方、弹性型の場合には25.3MNと両方の中間となっている。

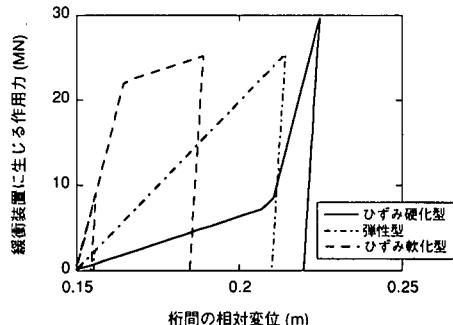


図-17 緩衝装置に生じる作用力と桁間の相対変位の関係
(桁遊間 0.25m, 緩衝装置の個数 20 個の場合)

橋脚基部に生じる曲げモーメント一曲率関係を示した結果が図-18であり、ひずみ硬化型緩衝装置を用いた場合には、曲率応答塑性率は桁1側のP4橋脚で1.82であるのに対して、桁2側のP8橋脚では3.88である。これに対して、ひずみ軟化型緩衝装置を用いた場合にも両橋脚間の曲率応答塑性率の大小関係は同じであるが、P4橋脚では1.82から2.21へと21%増加し、P8橋脚では3.88から2.51へと35%減少する。後述するように、桁の応答変位は桁1の方が桁2よりも大きいが、橋脚の塑性化は桁2の方が桁1よりも大きいのは、積層ゴム支承の剛性が桁2の方が桁1よりも大きいいためである。

このように、ひずみ硬化型とひずみ軟化型では桁間に生じる相対変位や橋脚基部に生じる塑性変形に微妙な相違が生じるが、これをまとめた結果が表-3である。桁1、桁2間の相対変位は、ひずみ硬化型の方が0.225mとひずみ軟化型の場合よりも大きいが、これは図-17に示したようにそれだけ大きな水平力が緩衝装置に作用したこと意味している。緩衝装置の作用力、すなわち緩衝装置の効果は、ひずみ硬化型の方がひずみ軟化型よりも大きいため、ひずみ軟化型→弹性型→ひずみ硬化型となるに従い、桁の応答変位は応答の大きい桁1側では0.357m→0.348m→0.328mと小さくなり、反対に、応答の小さい桁2側では0.224m→0.240m→0.261mへと大きくなっている。このため、橋脚基部の曲率応答塑性率も同じ傾向で変化している。

このような特性は図-19および図-20に示すようにいろいろ桁遊間や緩衝装置の個数を変化させてもおむね変わらない。ひずみ硬化型を用いた場合にはひずみ軟化型を用いる場合よりも相対変位は大きくなり、橋脚基部に生じる曲率応答塑性率が桁1では小さく、桁2では大きくなるが、これはひずみ硬化型の方がひずみ軟化型よりも桁間の連結効果が大き

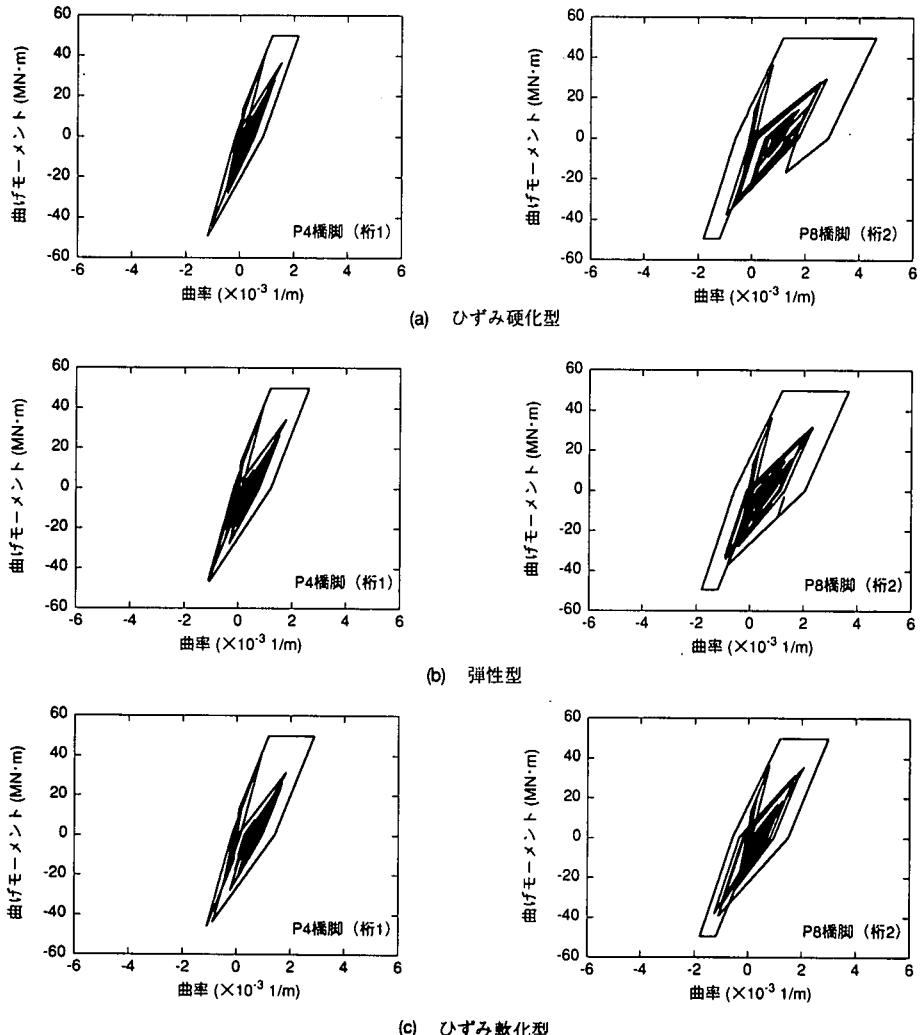


図-18 緩衝装置の履歴曲線の違いが橋脚基部の曲げモーメント一曲率関係に与える影響

表-3 履歴曲線の違いによる応答の影響

履歴曲線	桁間相対変位 (m)	緩衝装置に生じる作用力 (MN)	桁応答変位 (m)		橋脚基部に生じる曲率応答塑性率	
			桁1側	桁2側	P4橋脚	P8橋脚
ひずみ硬化型	0.225	29.6	0.328	0.261	1.82	3.88
弾性型	0.214	25.3	0.348	0.240	2.21	3.08
ひずみ軟化型	0.189	25.1	0.357	0.224	2.42	2.51

いためである。

隣接桁が衝突すると、2つの系の固有周期に応じて、一方の桁応答変位が増幅し、桁かかり長からの脱落、さらには落橋に至る危険性が生じる¹⁷⁾。そのため、緩衝装置を設置することにより、隣接桁が衝突しても、隣接桁の応答変位が均等化され、あたかも2つの桁が連結され、1つの連続橋のように応答すれば、そのような危険性を回避することが可能となる。緩衝装置の設置によるこのような効果を本論文

では、連結効果と呼ぶ。

すなわち、表-3、および図-19、図-20より、ひずみ硬化型の方がひずみ軟化型よりも、桁間の連結効果は大きく、変位ストッパーとして桁の応答変位を抑える上で適していると言える。ただし、ひずみ硬化型の方が桁間の相対変位は大きくなるが、これは、図-17に示したように、ひずみ硬化型では桁間の相対変位が大きくなないと緩衝力が大きくならないため、小さな相対変位でも相対的に大きな作用力が

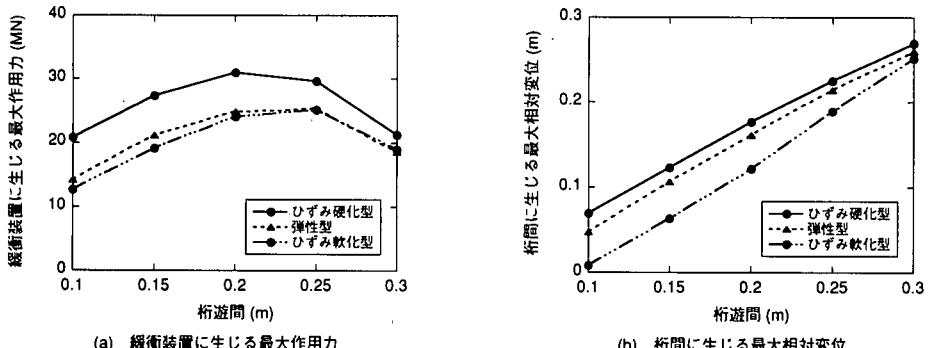


図-19 桁遊間と緩衝装置に生じる最大作用力ならびに桁間に生じる最大相対変位の関係

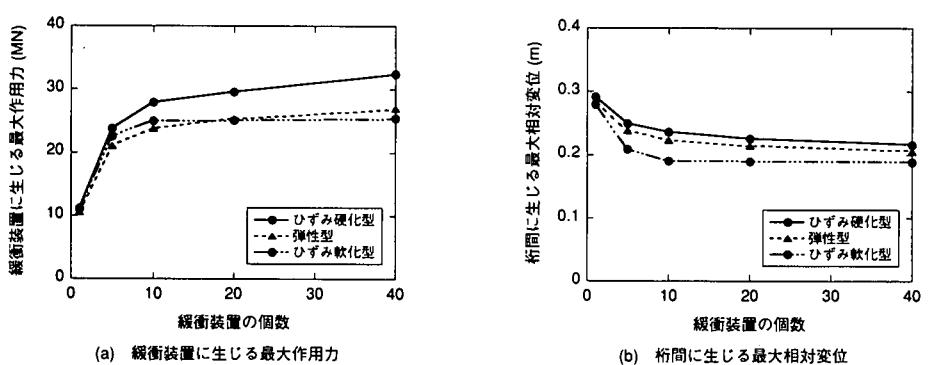


図-20 緩衝装置の個数と緩衝装置に生じる最大作用力ならびに桁間に生じる最大相対変位の関係

働くひずみ軟化型の場合よりも大きな相対変位が生じるためである。

6. 結論

基本固有周期が1.13sおよび0.88sの5径間連続橋2連からなる構造系を対象として、桁間にゴム製緩衝装置を用いた場合の、衝突力の低減効果ならびに桁と橋脚の応答性状の変化について解析的に検討した。本解析から得られた結論をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 緩衝装置を設置すると、緩衝装置を設置しない場合に比較して桁間に生じる衝突力を大きく低減することができる。また、緩衝装置を設けることにより、橋脚基部の塑性ヒンジに生じる塑性曲率も減少する。
- 2) 緩衝装置のエネルギー吸収を式(8)、式(9)によって見込んだ場合とこれを非線形弾性型と仮定してエネルギー吸収を無視した場合の桁の応答変位や橋脚基部に生じる塑性ヒンジにはほとんど違いが生じない。したがって、衝突装置のエネルギー吸収の与え

る影響は著しいものではない。これは、圧縮変形によって緩衝装置に吸収されるエネルギーそのものがわずかであり、緩衝装置の作動回数も限られているため、橋脚の履歴吸収エネルギーと他の構造要素のエネルギー吸収と比較して小さいためである。

- 3) ひずみ硬化型緩衝装置の方がひずみ軟化型緩衝装置よりも大きな緩衝力を桁間に伝えるために、ひずみ硬化型を設置した場合には、桁1と桁2の応答変位が均等化され、あたかも2つの桁が連結され、1つの連続橋のように応答する。この「連結効果」によって、桁間衝突が生じたとしても、一方の桁の応答変位が増幅し、桁かかり長からの脱落や落橋といった危険性が減少することとなる。
- 4) 上記2)および3)を考え合わせると、ひずみ硬化型の応力-ひずみ関係をもつゴム製緩衝装置は、レベル2地震動を受けた場合の桁間に衝突力を緩和し、同時にひずみ硬化型の変位ストッパーとして隣接桁の応答変位を抑えるため、衝突緩衝用落橋防止システムとして有効である。

謝辞：本解析に際して、対象橋の特性については東京工業大学土木工学科博士課程の矢部正明氏から

種々御教示いただきました。横浜ゴム（株）の黒田益夫課長、島ノ江哲氏、（株）ブリヂストンの須藤千秋課長、潤田久也課長補佐（それぞれの役職は研究当時のもの）にはゴムの圧縮性能について貴重なご意見をいただきました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 矢部正明、武村浩志、川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響、構造工学論文集、土木学会、Vol.43A, pp.781-791, 1997.
- 2) Tseng, W. S. and Penzien, J.: Analytical investigations of the seismic response of long multiple-span highway bridges, Report No. EERC 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.
- 3) Kawashima, K. and Penzien, J.: Correlative investigation on theoretical and experimental dynamic behavior of a model bridge structure, Report No. EERC 76-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.
- 4) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、第308号、pp.123-126, 1981.
- 5) Jankowski, R., Wilde, K. and Fujino, Y.: Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp.487-502, 1998.
- 6) Abdel-Ghaffar, S.M., Maragakis, E. and Saiedi, M.: Effects of the hinge restrainers on the response of the aptos creek bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake, *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 2, pp.167-189, 1997.
- 7) Desroches, R. and Fenves, G. L.: Evaluation of recorded earthquake response of a curved highway bridge, *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, pp.363-386, 1997.
- 8) Saiedi, M. S., Maragakis, E. and Feng, S.: Parameters in bridge restrainer design for seismic retrofit, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 1, pp.55-61, 1996.
- 9) Anagnostopoulos, S.A. and Spiliopoulos, K. V.: An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp.289-302, 1992.
- 10) Kasai, K., Jagiasi, A. R. and Jeng, V.: Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 10, pp.1136-1159, 1996.
- 11) Penzien, J.: Evaluation on building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp.849-858, 1997.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.
- 13) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970.
- 14) 川島一彦、庄司学、黒田益夫、長谷川恵一、島ノ江哲：ゴム製緩衝装置の大変形圧縮特性とその有効性に関する実験的研究、Report No. TIT/EERG 98-11, 東京工業大学耐震工学研究グループ, 1998.
- 15) 庄司学、川島一彦、渡邊学歩、河野哲也：高面圧下におけるゴム製緩衝装置の地震時繰り返し圧縮特性、第53回年次学術講演会講演概要集、土木学会、1-B, pp.320-321, 1998.
- 16) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 1991.
- 17) Ruanggrassamee, A., Kawashima, K. and Shoji, G.: Displacement and relative displacement response spectra with pounding effect, *Proc. 2nd Regional Symposium on Infrastructure Planning in Civil Engineering*, Manila, Philippines, pp. 175-188, 1998.

(1997.12.24受付)

EFFECTIVENESS OF RUBBER TYPE RESTRAINER TO MITIGATE POUNDING EFFECT BETWEEN ADJACENT DECKS DURING AN STRONG EARTHQUAKE

Kazuhiko KAWASHIMA and Gaku SHOJI

This paper describes a numerical result to clarify the effectiveness of the rubber type restrainer to mitigate pounding effect between adjacent decks. A series of nonlinear dynamic analysis was conducted for two structural system consisting of 5 spans continuous bridge subjected to an extreme ground motion. It is found from the analysis that effect of the restrainers is significant in deck response and plastic curvature at pier bottoms. It is also found that effect of the energy dissipation in the restrainer is limited because of the small contribution to the total energy dissipation. The effect of the skeleton curve of the restrainer between the strain hardening and strain softening is also studied. It is found that the strain hardening type restrainer is favorable in limiting deck response in both bridges.