

桁間衝突を低減するための緩衝装置の有効性

庄司学¹・川島一彦²

³正会員 工修 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)

²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)

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、積層ゴム支承が積極的に橋梁に採用されつつある。積層ゴム支承を用いると、上下部構造間の相対変位を許し、多径間弾性支持をはかることができるなど、色々な利点がある。しかし、多径間連続橋に積層ゴム支承を採用すると、温度伸縮に対応するためにゴム総厚が大きくなる結果、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。この結果、現在一般に採用されている程度の遊間ではレベル2地震動を受けた場合には、隣接桁間で衝突が生じる可能性がある。このため、桁間衝突の影響を緩和するための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みるとゴム製装置が有望である。桁間に生じる衝突力をゴム製緩衝装置の圧縮性能で緩和するもので、ゴム製緩衝装置を桁端部に設置した場合の、衝突力の低減効果や緩衝装置の設計可能な面圧・ひずみレベルについて検討することは重要である。

既往の研究においては、建物間の衝突問題¹⁾も含めて、構造物間の衝突の影響²⁾やケーブル式桁間連結装置の効果³⁾については検討が行われているものの、ゴム製緩衝装置の効果について検討された研究はない。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用いた場合の桁間衝突の低減効果に関する解析的な検討を行ったので、その結果を報告する。

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、5径間連続橋が2連つながった構造であり、橋軸方向に地震動が作用した場合の桁かけ違い部に注目する。なお、ここでは、同じ地

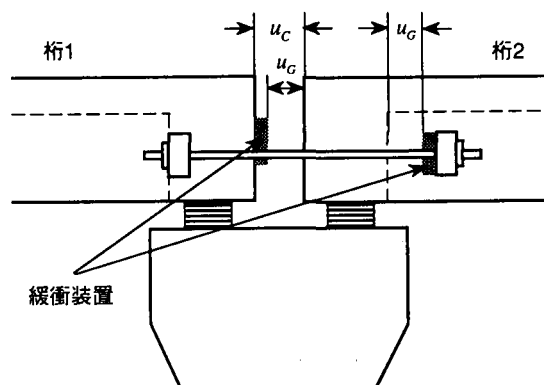


図-1 緩衝装置の設置方法

盤条件で、同一の上下部構造を有し、一方の桁を支持する積層ゴム支承の剛性だけが2倍となる構造系を想定した。上部構造は幅員12m、径間長40mの鋼鈑桁で、5径間分の総重量は31.4MNである。鉄筋コンクリート橋脚躯体の平面寸法は5.0m×2.2m、躯体高さは10mであり、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。

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-1に示すように、桁1と桁2が開く方向と閉じる方向のいずれにも機能するように、桁と桁間連結ケーブルに取り付けることとした。

(2) 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。橋脚基部の塑性ヒンジ部にはTakeda型の剛性劣化型モデルを用い、それ以外の橋脚部分や桁、基礎、ゴム支承は弾性の梁要素とばね要素でモデル化した。なお、塑性ヒンジ区間長は橋軸方向の橋脚躯体幅の1/2と仮定した⁴⁾。

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、緩衝装置を設ける場合には緩衝装置を介して桁1と桁2の衝突が生じる。桁間衝突が生じる場合には、以下のような衝突ばね⁵⁾でその影響を組み込むこととした。

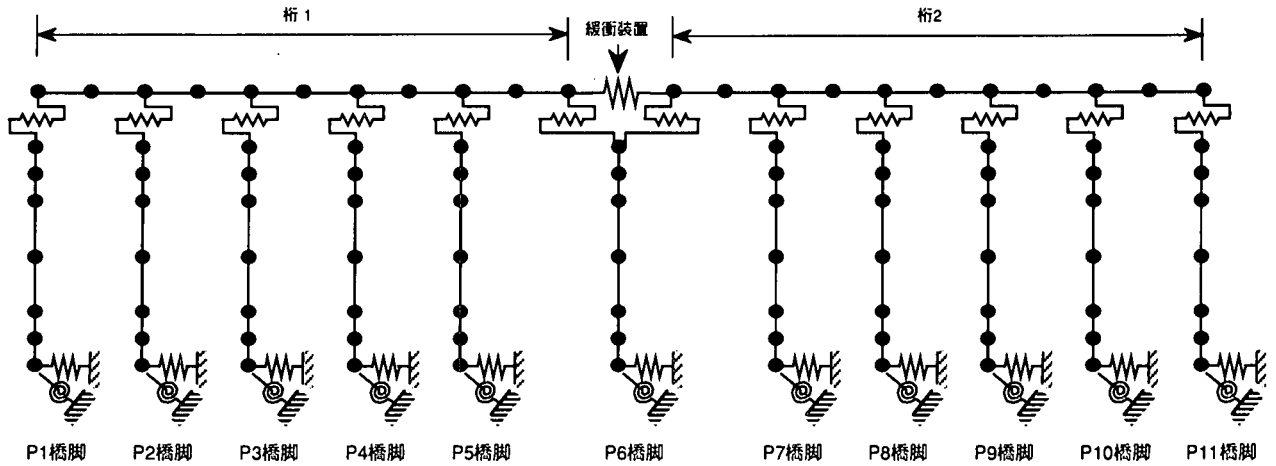


図-2 解析モデル

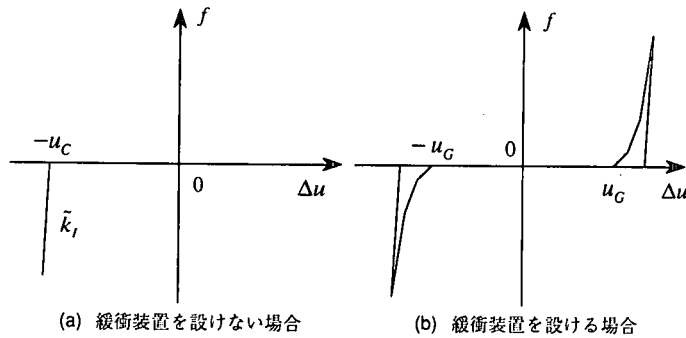


図-3 桁1と桁2間のばねの剛性

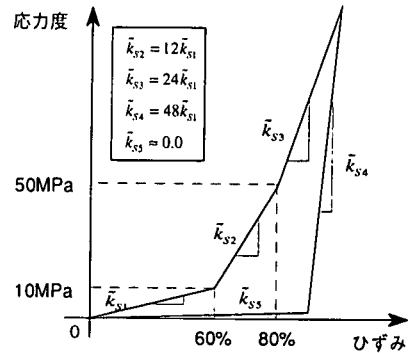


図-4 緩衝装置の応力-ひずみ関係

$$k_I = \begin{cases} \tilde{k}_I & \Delta u < -u_C \\ 0 & \Delta u \geq -u_C \end{cases} \quad (1)$$

ここに、

$$\Delta u = u_2 - u_1$$

ここで、 u_1 、 u_2 ：桁1と桁2の応答変位、 $\tilde{k}_I$ ：衝突ばね、 u_C ：桁1、桁2間の遊間（以下、桁遊間と呼ぶ）である。

なお、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、桁1、桁2の固有周期を求めた結果、桁1の1次固有周期は1.13s、桁2の1次固有周期は0.88sとなる。

また、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⁴⁾によってモード減衰定数を求め、1次と13次のモード減衰定数をもとにRayleigh型減衰を仮定した。入力地震動としては、道路橋示方書に規定されるタイプⅡ地震動のⅠ種地盤用標準波形⁴⁾を用いた。

3. 緩衝装置の特徴

図-1に示した緩衝装置では、桁1と桁2間を結ぶばね $k_s(\Delta\bar{u})$ は、次のように与えることにした。

$$k_s = \begin{cases} \tilde{k}_s(\Delta\bar{u}) & |\Delta\bar{u}| > u_G \\ 0 & |\Delta\bar{u}| \leq u_G \end{cases} \quad (2)$$

ここに、

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

ここで、 $k_s(\Delta\bar{u})$ ：変位 $\Delta\bar{u}$ を受けた場合の緩衝装置の剛性、 u_G ：桁1、桁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、落橋防止装置の遊間 u_G は圧縮側と引張側でともに同じ距離とし、落橋防止装置の遊間 u_G と桁遊間 u_C との関係は桁間衝突が生じる前に緩衝装置が作動すべきであるから、

$$u_G = u_C - h \quad (3)$$

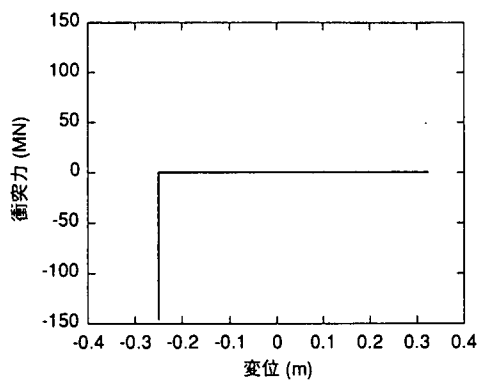
と仮定した。ここで、 h は緩衝装置の厚さである。図-3は、以上のように式(1)、式(2)によって与えられる桁1、桁2間の作用力と相対変位の関係である。

緩衝装置の剛性 $\tilde{k}_s(\Delta\bar{u})$ をどのように与えるかについては、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圧縮実験を行った結果⁶⁾を参考にして、装置の応力度-ひずみ関係を図-4のように仮定し、緩衝装置の剛性 $\tilde{k}_s(\Delta\bar{u})$ を定めた。

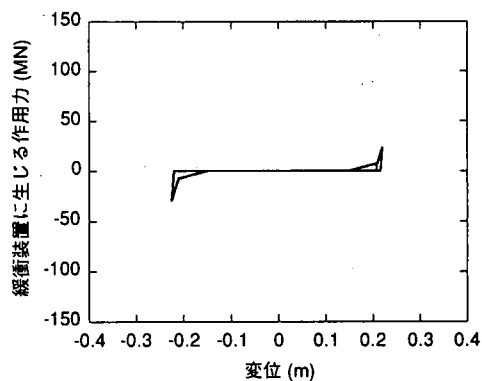
4. 桁間衝突に対する緩衝装置の有効性

(1) 緩衝装置がない場合とある場合の地震応答特性

緩衝装置を設けない場合と緩衝装置を設けた場合の衝突ばねと緩衝装置の履歴曲線を図-5に示す。ここでは、桁遊間 u_C を0.25m、落橋防止装置の遊間 u_G

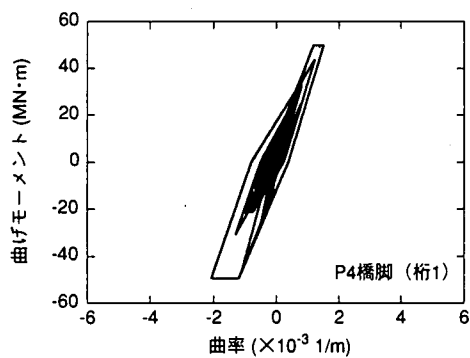


(a) 緩衝装置を設けない場合

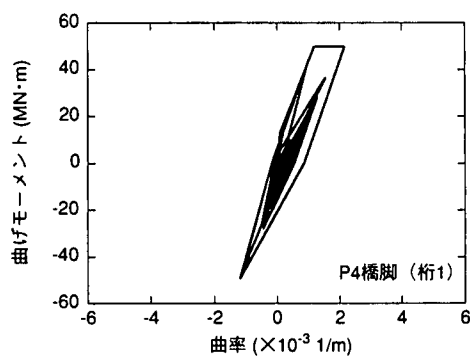
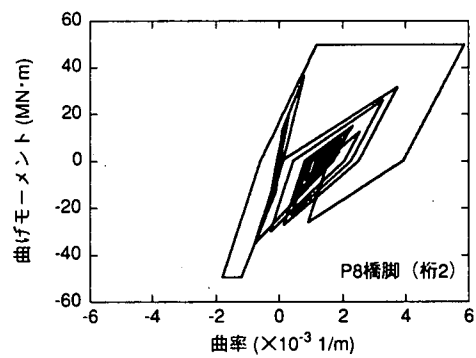


(b) 緩衝装置を設けた場合 (緩衝装置20基)

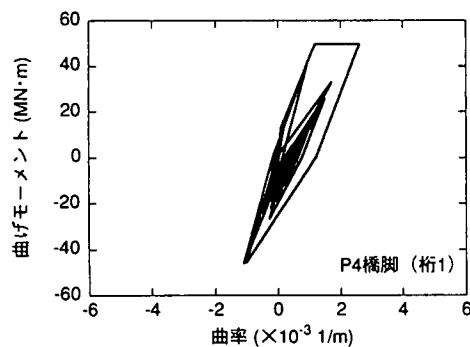
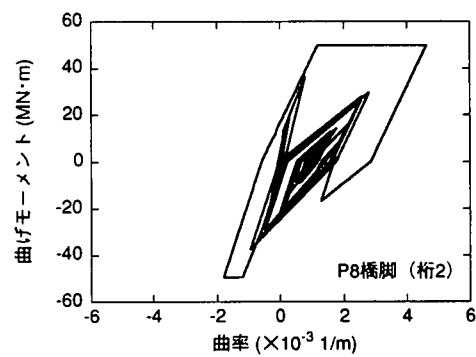
図-5 緩衝装置を設けない場合の衝突力と緩衝装置を設けた場合の緩衝装置に生じる作用力



(a) 緩衝装置を設けない場合



(b) 緩衝装置を設けた場合 (エネルギー吸収がある場合)



(c) 緩衝装置を設けた場合 (エネルギー吸収がない場合)

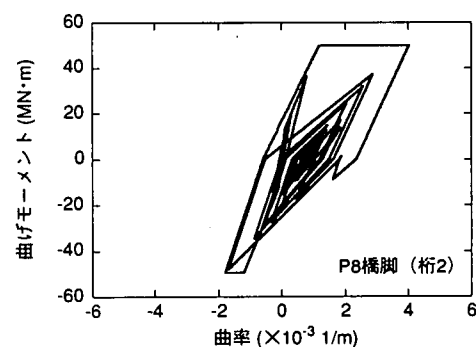


図-6 橋脚基部の曲げモーメント—曲率関係

を0.15mとし、緩衝装置を20個取り付け付けた場合を示している。図-5によれば、緩衝装置を設けない場合には桁重量の4.7倍に相当する146.3MNの衝突力が生じるのに対し、緩衝装置を設けると緩衝装置に生じる作用力は29.6MNまで大幅に低減されることがわかる。

図-6は、緩衝装置がない場合とある場合の橋脚基部に生じる曲げモーメント-曲率関係を比較した結果である。固有周期が短い桁2側のP8橋脚の方が大きく塑性化することはどちらの場合でも変わらないが、緩衝装置を設けるとP8橋脚の塑性化が緩衝装置を設けない場合に比べてやや抑えられており、緩衝装置の効果が表れている。

(2) 緩衝装置のエネルギー吸収の影響

図-4に示したように、本来、弾性である天然ゴムを用いた場合でも、50MPaという高面圧下では履歴吸収エネルギーを有する。そこで、エネルギー吸収がない場合、すなわち、載荷時のスケルトンを徐荷時にも通ると仮定した非線形弾性型の履歴特性を有する緩衝装置についても解析し、緩衝装置のエネルギー吸収の影響について検討した。

エネルギー吸収がある場合とエネルギー吸収がない場合に緩衝装置に生じる最大作用力を比較した結果が図-7である。また、緩衝装置にエネルギー吸収がない場合の橋脚基部に生じる曲げモーメント-曲率関係を図-6(c)に示す。桁遊間 u_c は0.25mとし、緩衝装置の個数は色々と変化させている。

これより、緩衝装置のエネルギー吸収は緩衝装置に生じる最大作用力および橋脚基部の塑性化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、

$$W = W_D + W_E + W_P + W_S \quad (4)$$

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、 W_S ：緩衝装置による吸収エネルギーである。

緩衝装置が20個の場合を例にとり、 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 h 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とではその効果は限られたものであるということが出来る。

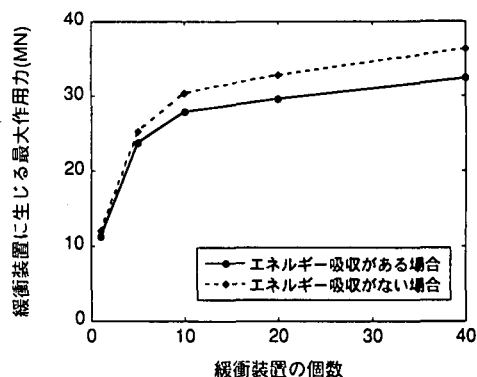


図-7 緩衝装置のエネルギー吸収の有無が緩衝装置に生じる最大作用力に与える影響

5. 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は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と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、また、橋脚基部の塑性化も減少する。
- 2) 緩衝装置のエネルギー吸収を見込んだ場合とこれを無視した場合の緩衝装置に生じる作用力や橋脚基部の塑性化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。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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, Vol.43A, pp.781-791, 1997.3.
- 3) Abdel-Ghaffar, S.M.; Maragakis, E. and Saiidi, 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, 1997.5.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.11.
- 5) 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.
- 6) 川島一彦, 庄司学, 河野哲也, 渡邊学歩: 地震時衝突緩衝用ゴムパッドの圧縮特性に関する実験的研究, 東京工業大学地震工学研究グループ報告書, 1997.