

(142) 大地震における免震橋梁用衝突緩衝装置の挙動に関するシミュレーション

(株) 大林組技術研究所 ○正員 孫 利民
(株) 大林組技術研究所 正員 後藤洋三

1. はじめに

1995年1月17日に起きた兵庫県南部地震に於いては道路、鉄道橋梁が大きな被害を受けた。橋梁構造自身が直接受けた被害として、橋脚の曲げ、せん断破壊と橋桁支承部の破壊が多く見られた。橋脚や支承に作用する水平地震力を低減するため、近年免震支承に関する研究及び実用化が盛んに行われている。しかし、大地震における免震橋の場合は桁と橋脚天端部の間に大きな相対変位が生じるため、免震支承の座屈破壊、桁同士の衝突、落橋に至る破壊も考えられる。ここでは、解決策の一つと考えられる衝突緩衝装置の設置をとりあげ、大地震における緩衝装置の挙動を理論解析により検討した。

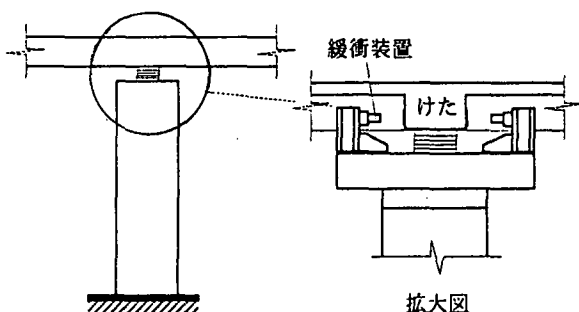


図-1 免震支承+緩衝装置

2. 理論解析

図-1に示す高さ約15mの一般的な高架免震橋梁の1スパンを解析対象として選定した。兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録された地震波（最大加速度818gal）（図-2）を入力して、橋の地震応答を計算した。比較するために、桁と橋脚が固定支承、免震支承のみ（緩衝装置なし）で接続された場合の応答も計算した。

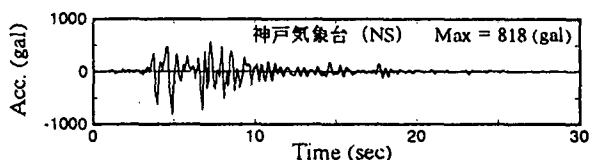


図-2 入力地震波

橋は図-3のように2自由度系にモデル化し、桁の質量 $m_1=750t$ 、橋脚の質量 $m_2=200t$ と仮定した。橋の固有周期を免震支承の場合は2.0sec、固定支承の場合は0.5secと仮定して、 k_1 、 k_2 を決めた。また、免震支承の減衰定数 $h_1=c_1/(2(m_1 \cdot k_1)^{0.5})=0.1$ 、橋脚の減衰定数 $h_2=c_2/(2(m_2 \cdot k_2)^{0.5})=0.05$ と仮定した。緩衝装置はバネとダンパを組み合わせたタイプA（図-3(a)）とバネのみのタイプB（図-3

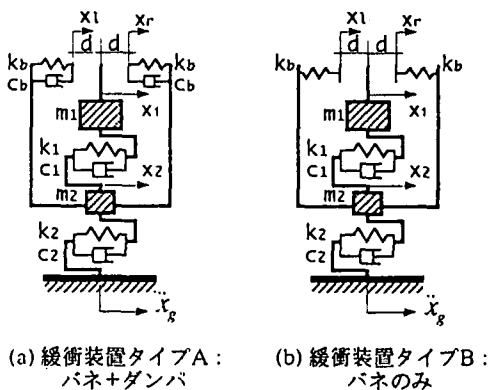


図-3 計算用2DOFモデル

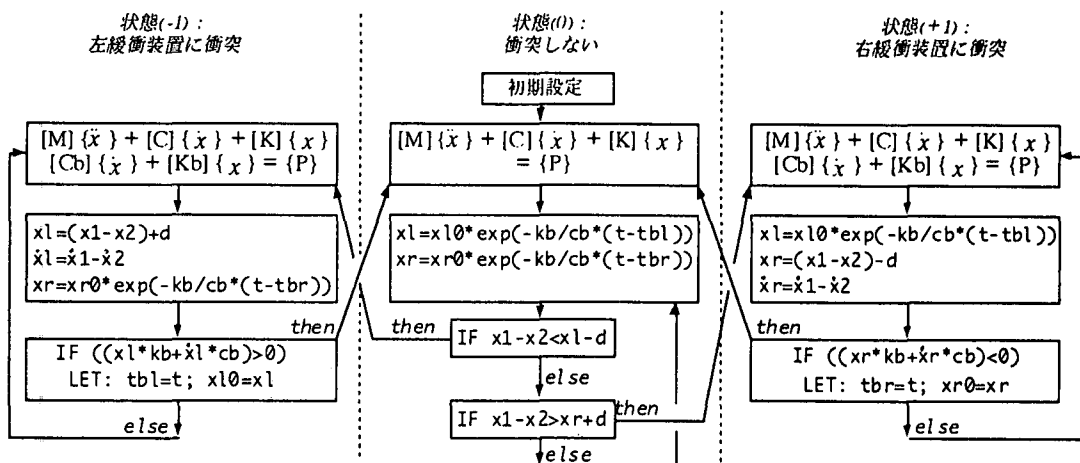


図-4 解析フローチャート

(b)を用いた。 $x1$ 、 xr はそれぞれ左と右の衝突緩衝装置の橋脚天端変位 $x2$ に対する相対変位を表す。 kb 、 cb は緩衝装置の剛性と減衰で、 d は初期状態での桁と緩衝装置間のギャップである。

緩衝装置を用いた橋の地震応答解析のアプローチを図-4に示す。解析では、桁が緩衝装置に衝突しない(状態(0))、左の緩衝装置に衝突する(状態(-1))、右の緩衝装置に衝突する(状態(+1))の三つの状態に応じて図-4に示した方程式で橋の応答と衝突装置の変位を計算する。各計算時間ステップの最後に状況を判断し、次ステップの状態を決め、必要な場合には方程式を切り換えて計算する。

バネとダンパを組み合わせたタイプAの緩衝装置を用いた場合には、ダンパの減衰効果のため、緩衝装置が桁と衝突した後、変位が原点に戻る前に、桁と離れることが考えられる。その場合、緩衝装置の運動方程式が次のようになる、

$$cb \dot{x}1 + kb x1 = 0$$

従って、

$$x1 = x10 \exp(-kb/cb(t - tbl))$$

ここで、 $x10$ は桁が緩衝装置から離れた時点での緩衝装置の残留変位で、 tbl は解析のスタート時点からその時点までの時間である。

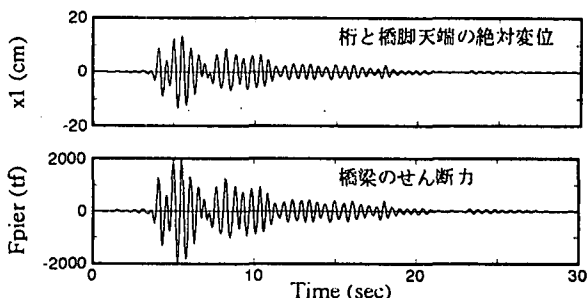


図-5 固定支承の場合

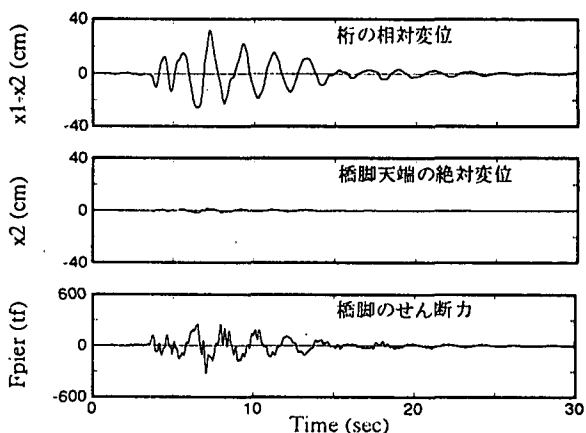


図-6 免震支承の場合

kb/cbの値は緩衝装置の変位復元の速さを影響する。右の緩衝装置も同様である。

バネのみの緩衝装置タイプBの場合、緩衝装置は初期位置に戻るまで桁と一緒に振動すると考える。

3. 結果と考察

3-1. 固定支承と免震支承の場合の比較

神戸海洋気象台地震入力波に対し、固定支承の場合(図-5)、橋桁の最大変位は約14cmで、橋脚に生じたせん断力 F_{pier} は2000tfに達した。検討対象の橋脚許容せん断力は約400tfであり、地震時の最大せん断力がそれを大きく超えることが分かる。免震支承を用いると(図-6)、橋が長周期化され、橋脚に作用するせん断力は約300tfまでに低減できた。免震支承はきわめて効果的であることが分かった。

3-2. 免震支承+緩衝装置の効果

一方、免震支承を用いた場合、橋桁と橋脚天端部の間に大きな相対変位が生じた(約32cm)。これに対し、橋桁と橋脚の間に緩衝装置を設置すると変位を制限できる。図-7に示すようにバネとダンパを組み合わせたタイプAの緩衝装置を設置した場合、最大変位が20cmまで抑えられた。ここで、一度桁と衝突して離れる時点での緩衝装置の残留変位が橋の固有周期の1周期に相当する2.0sec後に10%までに減少すると仮定し、それに従ってkb、cbを決めた。桁と緩衝装置間のギャップ $d=10.0$ cm、緩衝装置の減衰倍率 $\alpha(=cb/c1)=10.0$ の値を用いた。

桁と緩衝装置が衝突する場合、一瞬許容力の1.5倍を超えた反力(約600tf)が生じるが、それが極めてまれに起きる大地震(818gal)の場合に起きる状況であれば、構造に多少損傷があってもやむ得ないと認識する。

バネのみのタイプBの緩衝装置の変位制限効果を図-8に示した。図-7に示すケースと同じ変位制限効果を得るため、緩衝装置のバネ剛性が $kb=10.0k1$ 、ギャップ

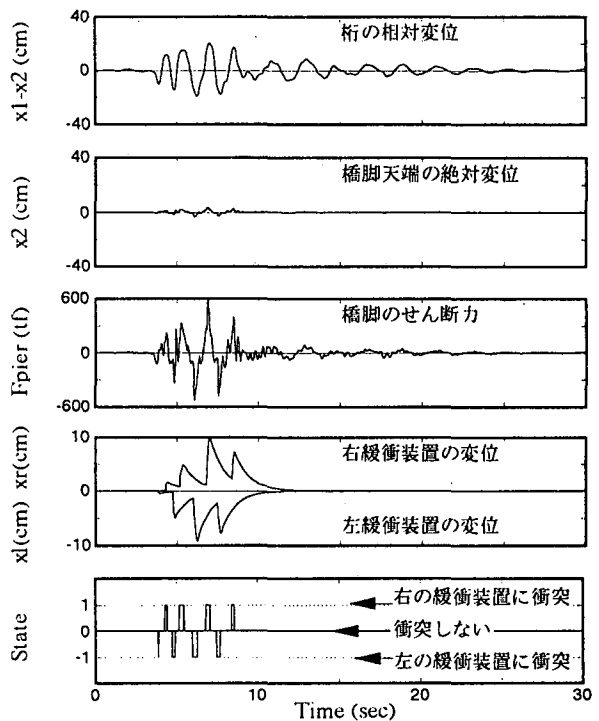


図-7 免震支承+緩衝装置タイプA

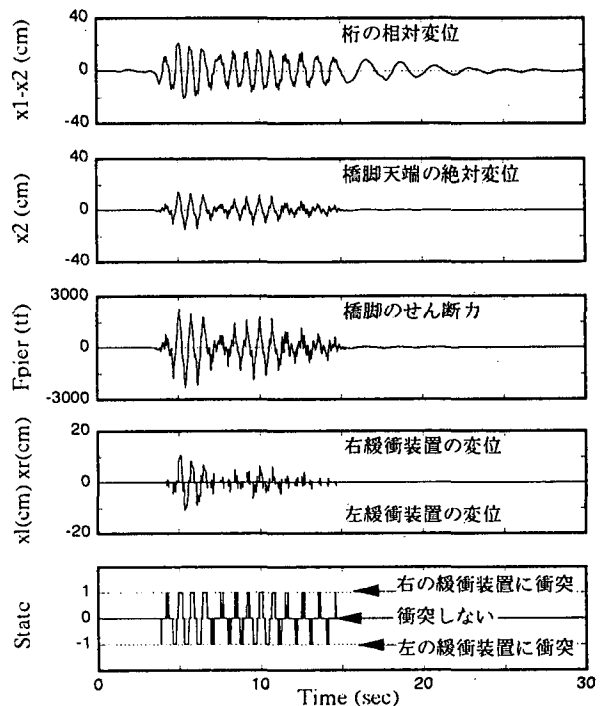


図-8 免震支承+緩衝装置タイプB

$d=10.0\text{cm}$ を用いた。桁の最大変位は 20cm 程度に抑えられたが、衝突する際、非常に大きな橋脚せん断力（最大 $2,200\text{t}$ ）が生じたことが分かる。

タイプAの緩衝装置を設置した場合、橋桁の応答周期は緩衝装置のない場合とほぼ同じである。衝突後、桁が平衡位置へ戻そうとする瞬間に緩衝装置と離れることが解析結果から分かる。衝突時、桁の運動エネルギーが緩衝装置に吸収され、分離後、緩衝装置吸収したエネルギーが自身のダンパにより逸散される。

一方、タイプBの緩衝装置を設置した場合、橋桁の応答周期が短くなり、入力地震加速度を増加することになる。また、このタイプの緩衝装置自身はエネルギーを消耗しないため、一旦吸収したエネルギーを再び橋に返すことになる。以上の計算から、タイプAの緩衝装置、即ち、バネとダンパを組み合わせたタイプがより効果的であることが分かる。

3-3. 緩衝装置（タイプA）のパラメータについての検討

桁と緩衝装置の間のギャップ d と緩衝装置ダンパの減衰倍率 α （ $=c_b/c_1$ ）の制振効果への影響について調べた。図-9に示す全ての計算ケースに対しては、緩衝装置の衝突後の残留変位が 2.0sec 後に 10% までに減少すると仮定している。図-9 (a) の縦軸は緩衝装置がない場合の最大値で無次元

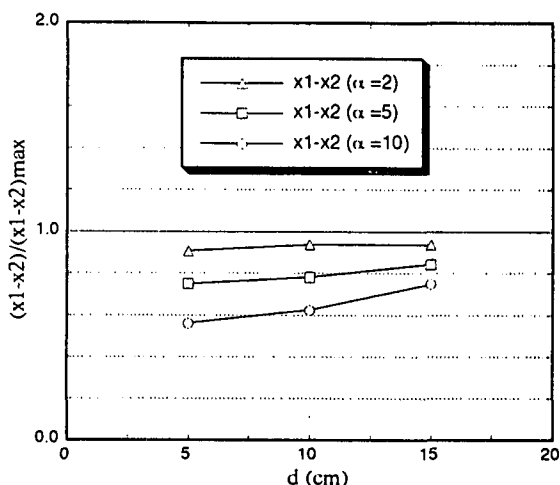
化した橋桁の最大相対変位で、図-9 (b) の縦軸は無次元化した橋脚最大せん断力である。減衰倍率 α を大きくすれば、よりよい変位制限効果が得られるが、同時に、橋脚最大せん断力も増大する。ギャップ d については、小さい場合の制限効果がよいことが分かる。 d による橋脚最大せん断力への影響傾向は本研究で検討した範囲ではばらつきが大きいため、今後更に算例を増やして検討する必要がある。

4. おわりに

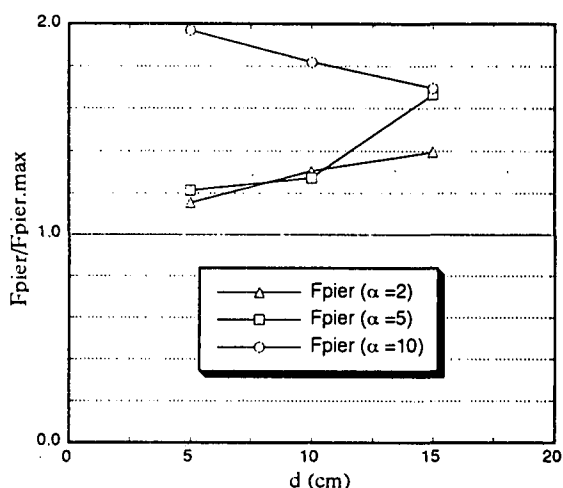
緩衝装置の地震応答挙動及び基本特性について検討した。バネとダンパを組み合わせた衝突緩衝装置は大地震時免震橋支承の過大相対変位の制限に有効であることを理論解析によって確認した。

5. 参考文献

- [1] 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編。(社)日本道路協会、1990年2月。
- [2] 平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書。(株)大林組技術研究所、1995年3月。
- [3] 建設省道路橋の免震設計法のマニュアル(案)。(財)土木研究センター、1992年10月。



(a) 最大桁相対変位への影響



(b) 最大橋脚せん断力への影響

図-9 緩衝装置(タイプA)のパラメータ — 性能関係