

# 既設橋における橋梁用ゴム製緩衝材の効果に関する研究

Study on effect of rubber cushion for bridge in existing bridge

北見工業大学大学院 ○学生員 増田 兼士 (Kenji Masuda)  
 北見工業大学 フェロー 大島 俊之 (Toshiyuki Oshima)  
 北見工業大学 正員 山崎 智之 (Tomoyuki Yamazaki)  
 株式会社開発工営社 正員 青地 知也 (Tomoya Aochi)

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以降、耐震性向上のためゴム支承を有する高架橋が増えている。ゴム支承を採用すると、上部構造の応答加速度を低減するという利点がある一方、橋桁の移動変位が増大するという性質を有しているため、想定外の地震が発生した場合、桁と橋台の衝突が生じる恐れがある。そのため、緩衝材を設置することにより桁端部の損傷を防ぐことが検討されている。しかし、既存の緩衝材は復元力特性が期待できず、1回の衝突により、その性質が失われるものが多く、複数回の衝突に対応したものではないと思われる。そこで本研究は復元力特性、吸収エネルギー特性に優れた緩衝材を開発することを目的としている。本研究では緩衝材の圧縮実験で得られたデータを基に適切な緩衝材バネモデルを探索すること、既設橋のデータを用いて緩衝材を考慮したモデルを作成し、橋脚、支承および橋台を含めた全体の構造系がどのような挙動を示すかを動的解析により検討し緩衝材の効果の評価した。また、支承は高価であり、橋梁コストの2割程度を占めるとも言われており、コスト削減のため、緩衝材を設置することによる支承のサイズダウン化に対する検討を行った。

## 2. 対象橋梁

対象橋梁は、橋長 54.500m の 2 径間連結 PC 合成桁橋である。支承は機能分離型ゴム支承(地震時水平力分散)を用いている。本研究では前段階として緩衝材の減衰効果を明確にするため、減衰部材を緩衝材のみとした分散支承の橋梁を対象とした。支承の基数は橋台で 16 基、橋脚で 32 基設置している。桁と橋台の遊間距離は 0.25m である。

## 3. 解析モデル

解析モデルは図-1 に示すような 2 次元骨組モデルとした。上部構造と橋台は線形はり要素とし、橋脚は非線形はり要素とし基部には塑性ヒンジを設けた。各部材の減衰定数を表-1 に示す。緩衝材の形状は図-2 に示すようなもので、1 基当たりの寸法は、上下面の支圧板が 122mm×100mm、高さ 100mm である。緩衝材はゴム同士の接触により圧縮量 50mm で過圧縮状態になることを実験により得ている。図-3 に示すように圧縮量がクリアランスを超えた時点で圧縮力(剛性: K1) が加わるモデルを作成した。緩衝材バネモデルの入力値(表-2) は実験により求めた吸収エネルギー量、圧縮量などを考慮して決定した。ここでは橋台背面土圧に関しては考慮せず、節点を桁端部から遊間距離分、離して設け、完全固定にしている。

## 4. 解析条件

解析には汎用 3 次元動的解析プログラム TDAPⅢを使用した。入力地震波は道路橋示方書に示される兵庫県南部地震のⅢ種地盤、レベル 2 地震動タイプⅡの 3 波を使用した。地震波の詳細を表-3 に示す。固有値解析手法はサブスペース法、動的解析手法は非線形時刻歴応答解析とした。時間積分法は Newmark $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、積分時間間隔は

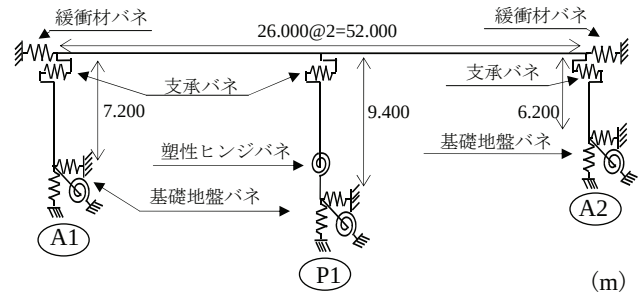


図-1 解析モデル

表-1 部材の減衰定数

| 部材   | 上部工 | 支承 | 橋脚躯体 | 基礎  |
|------|-----|----|------|-----|
| 減衰定数 | 3%  | 4% | 5%   | 30% |

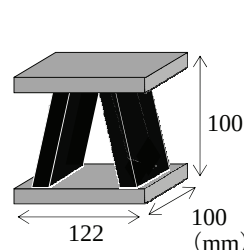


図-2 緩衝材供試体

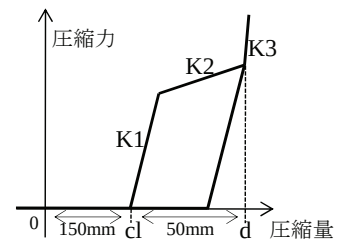


図-3 緩衝材バネモデル

表-2 緩衝材バネモデル入力値

| 特性値    | 記号 | 単位      |         |
|--------|----|---------|---------|
| 一次剛性   | K1 | kN/m/1基 | 3800    |
| 二次剛性   | K2 | kN/m/1基 | 100     |
| 三次剛性   | K3 | kN/m    | 1000000 |
| クリアランス | cl | m       | 0.15    |
| 二次変曲点  | d  | m       | 0.2     |

表-3 入力地震波詳細

| 地盤種別 | タイプ | ファイル名 | 地震動名        | 記録場所                             | 成分      | 最大加速度   |
|------|-----|-------|-------------|----------------------------------|---------|---------|
| Ⅲ種地盤 | Ⅱ   | 2-Ⅲ-1 | 兵庫県南部<br>地震 | 阪高 東神戸大橋周辺地盤上<br><br>ポートアイランド地盤上 | N12W    | 591.034 |
|      |     | NS    |             |                                  | 557.427 |         |
|      |     | EW    |             |                                  | 619.186 |         |

表-4 固有値解析結果

| モード次数 | 振動数 (Hz) | 固有周期 (sec) | 減衰率 (%) | 刺激係数 (橋軸方向) |
|-------|----------|------------|---------|-------------|
| 1     | 1.058    | 0.945      | 11.075  | 61.469      |
| 2     | 2.406    | 0.416      | 3.219   | 0.000       |
| 3     | 3.645    | 0.274      | 4.987   | 0.000       |
| 4     | 4.878    | 0.205      | 20.494  | 27.491      |
| 5     | 5.203    | 0.192      | 28.211  | 32.373      |
| 6     | 5.687    | 0.176      | 28.441  | 30.418      |

0.002 秒、解析時間は 50 秒である。解析方向は緩衝材の圧縮方向を検討対象としているため橋軸方向のみとしている。減衰はレイリー減衰を用いており、レイリー減衰係数は表-4 に示す固有値解析の結果からモード次数の 1 次と 5 次の振動数、減衰率を用い質量マトリックス係数  $\alpha=0.74017$ 、剛性マトリックス係数  $\beta=0.01657$  を算出した。

## 5. 地震応答解析

### 5. 1 概要

緩衝材なしのモデルと緩衝材を考慮したモデルを比較し、緩衝材が橋梁全体に与える影響を検討する。その中で支承のサイズダウンを図る。

### 5. 2 解析結果

緩衝材の圧縮量が二次剛性範囲内で留まることを最適とし、最適な設置基数を探索した。これは桁端部と緩衝材の隙間が 0.15m で緩衝材の圧縮量を 0.05m で留めることになる。そこで緩衝材の設置基数を変化させ桁の最大変位が 0.20m 以内に留まる設置基数(面積)を探った。その結果、550 基(設置面積 6.71m<sup>2</sup>)で 3 波平均の緩衝材最大変位が 0.199m となる結果が得られた。図-4 に示すのは地震波 T2-III-1 入力時の桁の時刻歴応答変位である。表-5 に緩衝材を 550 基設置したときの桁最大変位、支承せん断ひずみ、支承最大水平力、橋脚基部最大せん断力、応答塑性率を示す。緩衝材の効果により各項目で減少していることが確認できる。橋脚基部の応答塑性率では 550 基設置で 2.452 から 1.641 の約 33% 低減、最大せん断力では 23070kN から 20345kN の約 12% 低減する結果が得られた。次に支承の最大水平力では約 11% 低減する結果となった。緩衝材の設置基数を増加させていくと各項目で低減率は増加する傾向があることを確認した。図-5 に地震波 T2-III-1 入力時の緩衝材圧縮量-圧縮力の履歴図を示す。A1 側、A2 側緩衝材の吸収エネルギー量がそれぞれ 323.3kJ、457.9kJ となる結果を得た。

### 5. 3 支承のサイズダウン

緩衝材の影響による支承せん断ひずみの低減率が各支承ともに約 19% 程度となる結果が得られた。この結果から支承の面積、高さを一定の割合でサイズダウンをすると、550 基の緩衝材を設置した場合、支承サイズは A1、A2 の支承で面積 400mm×300mm から 370mm×270mm、ゴム総厚は 110mm から 90mm まで低減することができ、P1 支承では面積 600mm×300mm から 560mm×260mm、ゴム総厚は 60mm から 49mm に低減できる。図-6 に示すのは体積に換算した結果で A1、A2 の支承で体積の約 32% 低減することができ、P1 の支承では体積の約 34% を低減することができる結果となった。

## 6. まとめ

本研究で得られた結果と今後の課題を以下にまとめる。

- 1) 本研究の条件の場合、緩衝材の最適な設置基数は 550 基となる結果となった。設置面積に換算すると 6.71m<sup>2</sup> となる。さらに緩衝材のサイズなどを変更させるなど条件の違いによる検討も必要である。
- 2) 緩衝材の効果により支承のサイズダウンが可能であり、体積で約 32~34% 低減する結果となった。本研究の条件の場合、緩衝材への衝突が 1 回のみである。そこで、緩衝材サイズの変更により衝突回数を増やすことで低減率は増大すると思われる。今回は支承のみサイズダウンを検討したが橋脚にも緩衝材の影響により応答塑性率、最大せん断力が低減する結果を得たことにより橋脚もサイズダウンが可能であると考えられるため検討が必要である。
- 3) 今後の課題として緩衝材や橋脚、支承などの橋梁のトータルコストを考慮し、コスト削減に関して検討していく必要がある。そして、免震橋に関しても解析を行い、分散橋との比較が必要である。

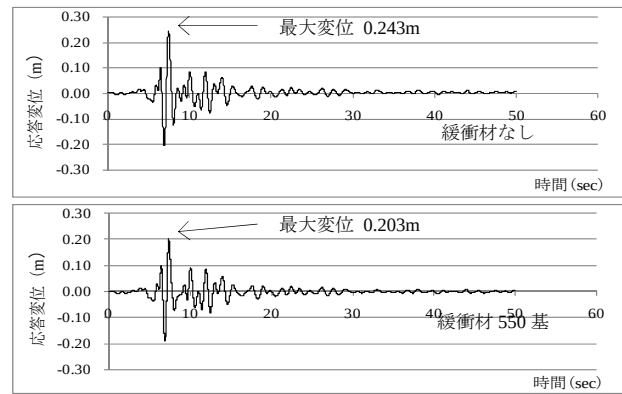


図-4 桁変位時刻歴

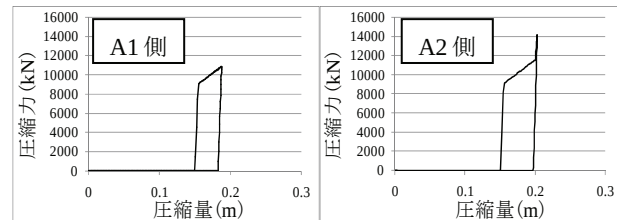


図-5 緩衝材応答履歴

表-5 解析結果一覧表

|          | 緩衝材<br>(基) | 桁最大<br>変位(m) | A1支承最大<br>ひずみ(%) | P1支承最大<br>ひずみ(%) | A2支承最大<br>ひずみ(%) | 支承最大<br>水平力<br>(kN) | 橋脚基部最大<br>せん断力(kN) | 橋脚基部応答<br>塑性率 |
|----------|------------|--------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|--------------------|---------------|
| T2-III-1 | なし         | 0.243        | 199.1            | 221.7            | 201.8            | 5884                | 24187              | 2.456         |
| T2-III-2 | なし         | 0.237        | 200.9            | 225              | 201.8            | 5940                | 21772              | 2.303         |
| T2-III-3 | なし         | 0.248        | 208.2            | 230              | 210              | 4636                | 23251              | 2.598         |
| 平均       | -          | 0.243        | 202.7            | 225.6            | 204.5            | 5487                | 23070              | 2.452         |
| T2-III-1 | 550        | 0.203        | 169.1            | 191.7            | 170              | 4984                | 20222              | 1.575         |
| T2-III-2 | 550        | 0.192        | 160              | 175              | 160.9            | 4711                | 19690              | 1.588         |
| T2-III-3 | 550        | 0.203        | 166.4            | 181.7            | 169.1            | 4945                | 21123              | 1.761         |
| 平均       | -          | 0.199        | 165.2            | 182.8            | 166.7            | 4880                | 20345              | 1.641         |

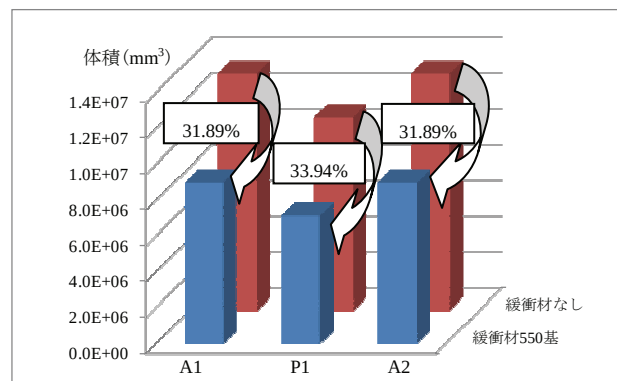


図-6 支承の体積比較

**謝辞:** 本研究を行うにあたり、実験供試体を(株)ブリヂストンに提供していただきました。ここに記して感謝の意を表明します。

### 参考文献

- 1) 大島俊之, 小倉裕介, 三上修一: 連続トラス橋の桁端衝突応答解析と緩衝材の効果に関する検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.607-618, 2002.3
- 2) 大島俊之, 三上修一, 小倉裕介, 内田裕丈, 内堀康: 橋梁端部周辺に着目した大地震時水平衝突応答解析, 応用力学論文集, Vol.5, pp.519-526, 2002.8
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 日本道路協会, 2002
- 4) 道路橋支承便覧, 日本道路協会, 2004.4
- 5) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.1