

## 橋梁用ゴム緩衝材の機能特性と実橋への適用に関する研究

Study on functional characteristics of shock absorbing rubber and its application to real bridges

青地知也\*, 大島俊之\*\*, 宮森保紀\*\*\*, 増田兼士\*\*\*\*, 若杉洋\*

Tomoya Aochi, Toshiyuki Oshima, Yasunori Miyamori Kenji Masuda, Hiroshi Wakasugi

\*工修, (株) 開発工営社, 交通第 2 部 (〒060-0004 札幌市中央区北 4 条西 5 丁目 1 番地アスティ 45)

\*\* 工博, 北見工業大学工学部教授, 社会環境工学科 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

\*\*\* 博士(工), 北見工業大学工学部准教授, 社会環境工学科 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

\*\*\*\* 北見工業大学大学院, 工学研究科土木開発工学専攻 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

Functional characteristics of shock absorbing rubber is investigated by dynamic loading test and load-displacement relationship and its energy absorption characteristics are obtained in this study. By modeling its energy absorption characteristics, application to real bridge structures is analyzed by numerical calculations. And proposed shock absorbing rubber functioned well for strong earthquake impact and effectiveness to real bridges was shown in numerical results.

*Key Words: shock absorbing rubber, abutment parapet, application to real bridge, softening of impact load*

キーワード: ゴム製緩衝材, 橋台パラペット, 実橋への適用, 衝突力の緩和

## 1. はじめに

兵庫県南部地震を始めとする近年の大規模地震に対応するため, H8 道路橋示方書以降, 地震時慣性力分散を目的とした分散支承や免震支承などのゴム支承を採用する設計が一般的となっている<sup>1)</sup>.

この様に設計された橋梁は, 従来設計の橋梁と比較して支承変形量が大きく, 上部構造の応答変位が増加する傾向にあるため, 桁が橋台パラペットに衝突するのを防止するために, 大きな遊間の確保や, ゴム支承のコスト増大を招く傾向がある.<sup>2),3),4)</sup>.

また, 既設橋梁の場合においては, 遊間が 50mm から 100mm 程度と非常に狭いことから, 大規模地震時には, 桁と橋台パラペットの衝突が避けられない状況にある.

既設橋の耐震補強において橋脚, 特に基礎の補強が困難な場合, 補強コストが著しく増大する場合の対策として, 桁と橋台の衝突を利用し, 橋台に桁の変位を拘束させる変位拘束工法などの橋梁全体系の補強方法が考えられているが, 既設橋台のパラペットでは耐力が不足しており桁変位を完全に拘束できない場合が多い<sup>5),6)</sup>.

このような背景から, 桁-橋台パラペット間に緩衝材を設置し, 上部構造の応答変位を抑制するとともに橋台パラペットの損傷を防ぐ, または衝突荷重を緩和することが検討されている<sup>7),8) 9),10),11)12),13),14)</sup>.

ただし, 既存の緩衝材は復元力が期待できず, 1 回の衝突により, その性質が失われるものが多いため, 地震波の様な繰返し荷重による複数回の衝突に対して, 完全には対応できていない状況である<sup>4)</sup>.

そこで本研究では復元性能が期待でき, かつ, 吸収エネルギー特性に優れたゴム製緩衝材を開発し, 上部構造の応答変位を抑制することで, 大規模な遊間を確保することなく, 桁-橋台パラペット間の衝突の影響を緩和し, 支承や橋脚・基礎を含めた橋梁全体のコスト削減を目的として検討を実施した.

本論文では, ゴム製緩衝材の圧縮実験で得られたデータをもとに緩衝材バネモデルを設定し, 実橋設計に用いた橋梁解析モデルの遊間に緩衝材を設置し, 橋台パラペットに対する桁の衝突に着目した動的応答解析の結果から緩衝材の効果を検証した.

また, ゴム製緩衝材の復元性能を把握するため, 復元性能を有していない緩衝材の一例としてハニカム型ダンパーと比較検討を実施した.

## 2. ゴム製緩衝材の構造と特性

### 2.1 ゴム製緩衝材の実験の目的

本実験はゴム製緩衝材の復元力特性を把握し、解析に用いる緩衝材バネモデル作成のための資料を得ることを目的とし、鉛直方向の一軸圧縮実験を行った。またゴムの材料特性である速度依存性の影響を検討するため準静的と動的とに載荷速度を変化させ実験を行った。なお、実験供試体は載荷試験装置の能力から実橋に設置する緩衝材の1/2とした。

### 2.2 ゴム製緩衝材の基本構造と実験供試体

従来橋梁で用いられている矩形のゴム製緩衝材は、剛性の低い緩衝材を介して衝突することで、衝突時間を長くし伝達される衝撃力を緩和する（力積 - 運動量の定理）ものがほとんどである。

これに対して本検討に用いる実験供試体は、既存技術である港湾の防舷材の形状を参考に、図-1に示す様に、上下の支圧板 122mm×100mm の間に高硬度ゴム板(H=100mm, L=100mm, t=25mm)をハの字型に固定した構造とした。

これにより、矩形のゴム製緩衝材と異なり、ゴム自体の弾性領域による1次剛性から、ゴム板が外側にはらみだす様に座屈変形することで2次剛性へと移行し、除荷時にはゴムの復元力により形状が復元する一連の履歴ループにより、エネルギー吸収効果を有した緩衝効果が発揮される。

ゴム板をハの字に設置したのは、ゴム板を平行に配置した場合、繰返し載荷荷重に対して左右のゴム板が外側に均等にはらみだす様に座屈変形しない場合があり、安定した変形挙動とならない可能性があるためである。また、ゴム板の設置傾斜角は極力、少なくする方が、1次剛性から2次剛性へ移行する荷重が高まり、エネルギー吸収量が増加する傾向にあるが、前述した様に極端に設置傾斜角を小さくした状態では、ゴム板が安定した変形挙動とならないため、予備実験により繰返し荷重に対して安定して左右対称に変形することが確認できた設置傾斜角 10° を採用した。傾斜角を変えた場合、変形特性は変化することが予想され、実験などにより変形性能を確認する必要がある。

### 2.3 実験方法および検討ケース

実験方法は図-2に示す様に、載荷試験装置に供試体を設置して、載荷ジャッキと供試体間にロードセルを挟んで鉛直方向に載荷を行い、緩衝材の変形量および載荷荷重を計測した。

載荷方法は図-3および写真-1に示す予備実験の結果より、ゴム緩衝材の圧縮量 50mm 程度（圧縮率 50%）でゴム板の大変形状態からゴム板自体

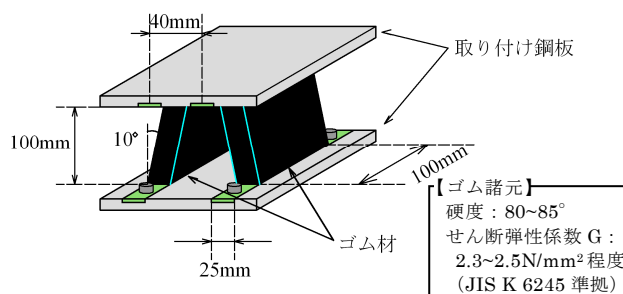


図-1 緩衝材供試体形状

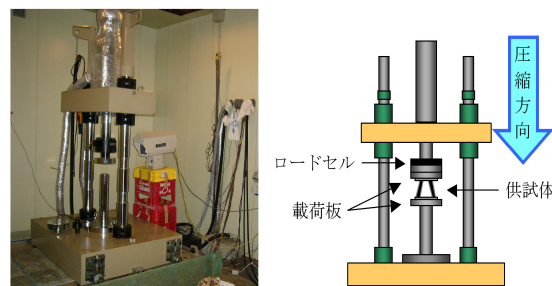


図-2 載荷試験装置

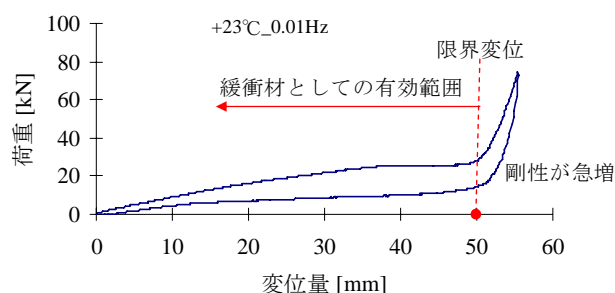
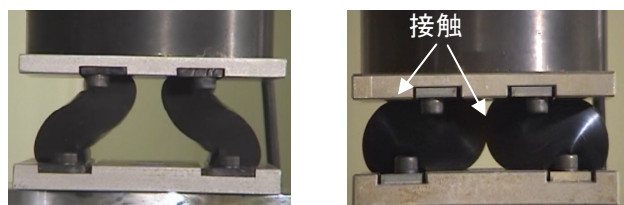


図-3 予備実験による荷重－変位関係



【1次剛性から2次剛性への変化点】 【ゴム材が接触した限界変位状態】

写真-1 ゴム製緩衝材の緩衝構造

が上下支圧版に接触し変形できない限界変位（過圧縮状態）である3次剛性へ移行することを確認していることから載荷最大変位量を55mmとした。

検討ケースは、以下の2ケースとし、両ケースともに載荷繰返し回数は10回とし、加振方法は最も基本的な三角波としている。

Case 1：基本的な復元力特性を把握するため、準静的載荷速度 0.01Hz (0.0011m/sec) の場合

Case2：ゴム製緩衝材の速度依存性を把握するため載荷試験装置の限界性能である載荷速度 0.5Hz (0.055m/sec) の場合

## 2.4 実験結果

図-4 に载荷速度 0.01Hz の荷重-変位関係を示す。予備実験で得られた様に、ゴム自体の弾性領域による初期剛性、ゴム板が外側にはらみだす様に座屈変形した時点で2次剛性へと変化、緩衝材のゴム板同士の接触により圧縮量 50mm (圧縮率 50%) で過圧縮状態になり、緩衝効果が失われパラペットに直接衝突した場合と同様の状態である3次剛性に移行する特徴を持つ。

また、ゴム素材の特性として過去に経験した荷重に対しては2回目以降、何度载荷しても1次剛性から2次剛性へ変化する荷重が 35.1kN から 15.6kN へと半分程度まで低下する。さらに荷重を増加させ過去に経験した以上の荷重を受けると初期の荷重-変位履歴曲線へと戻る特徴を持つ。

図-5 に 0.01Hz および 0.5Hz の限界変位(50mm)に達した際の载荷荷重について比較したものを示す。同様に、エネルギー吸収量について結果を比較したものを図-6 に示す。

载荷荷重は、0.01Hz では 35.1kN であるのに対し、0.5Hz では 43.5kN と 1.3 倍程度大きくなっている。また、吸収エネルギー量は 0.01Hz では 0.696kJ に対し、0.5Hz では 0.839kJ と 1.2 倍程度大きくなっていることが確認出来た。

この結果から、準静的载荷よりも動的载荷の方が、ゴムの見かけの剛性が上がることで、载荷荷重およびエネルギー吸収量が増加することが分かった。

実際の橋梁の固有振動数(応答の振動数)は一般に 0.5Hz から 2Hz 程度であり、今回実験した 0.5Hz よりも高い。一般に変形速度が大きくなるとゴム製緩衝材の抵抗力が大きくなる傾向の速度依存性<sup>14)</sup>、<sup>16)</sup>により、エネルギー吸収量の増加が予想されるが、緩衝材の復元力特性として、安全側を考慮し今回実験した 0.5Hz の動的载荷の結果が適用可能であると判断し、これを基本として実橋梁に対するゴム製緩衝材のバネモデル化を検討することとする。

## 2.5 実験供試体のバネモデル化

図-7 に示す様にゴム製緩衝材の復元力特性のモデル化は、限界変形量である 50mm の際の载荷荷重と、これに達するまでの荷重-変位履歴曲線のループ内面積である吸収エネルギー量が一致する様におのおの1次、2次、3次剛性を設定した。除荷剛性は、各剛性と平行とした。実橋梁の遊間に設置する場合を考慮し、図-8 に示す様にクリアランスを追加し、変形が緩衝材に達し接触した時点でゴム自体の圧縮力による1次剛性  $K_1$  が発現する様にした。また、2回目以降の1次剛性から2次剛性へ変化する荷重の低下率は実験値および製品のばらつきを考慮し、1回目の荷重の 40% とした。

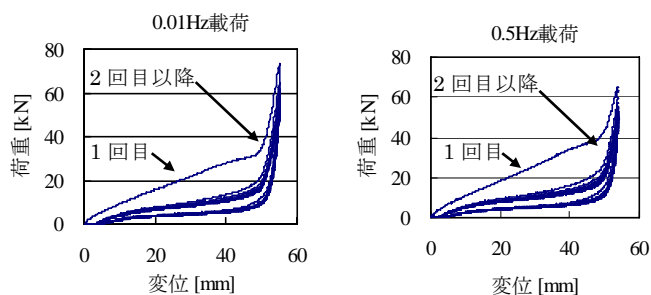


図-4 ゴム製緩衝材の荷重-変位関係

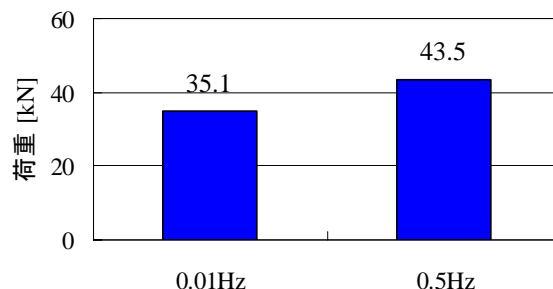


図-5 限界変位の際の载荷荷重

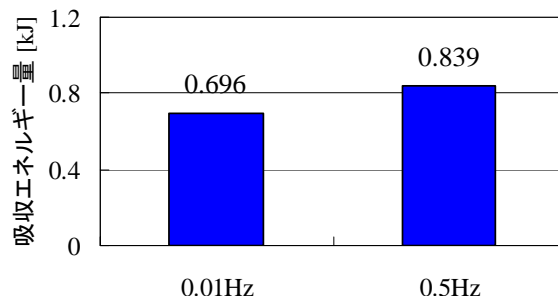


図-6 限界変位の際のエネルギー吸収量

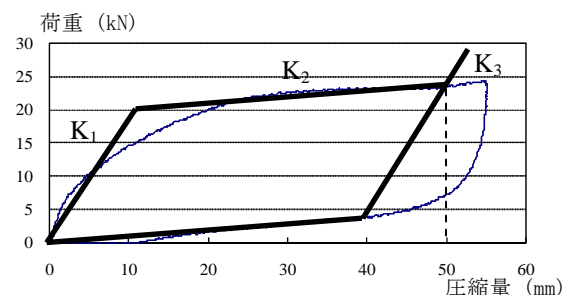


図-7 実験結果とバネモデルのフィッティング

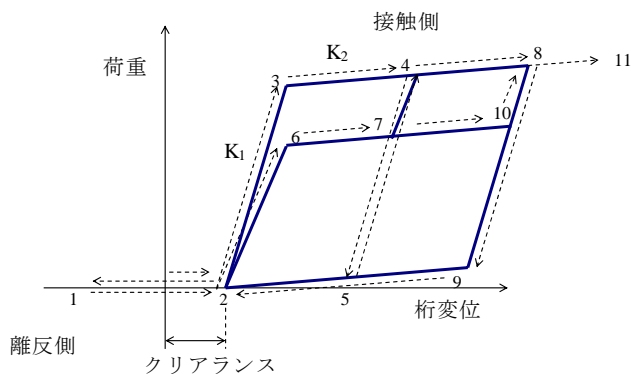


図-8 ゴム製緩衝材バネモデル

### 3. 実橋梁モデルによる解析

#### 3.1 対象橋梁の概要

対象橋梁は、図-9 に示す様に H8 道路橋示方書を適用して設計された橋長 54.500m、支間長 26.000m の 2 径間連結 PC 合成桁橋である。

主な橋梁諸元は、橋台構造は逆 T 式、橋脚構造は壁式、基礎構造は橋脚、橋台ともに場所打ち杭  $\phi$  1200 を採用している。支承構造は荷重分散効果を見込んで全箇所、ゴム支承 (E) を採用している。

総上部構造重量は 31100kN、各支点反力は A1 橋台が 8000kN、P1 橋台が 15100kN、A2 橋台が 8000kN となっている。また地盤種別はⅢ種地盤である。

遊間については、桁と橋台パラペットが衝突しない十分な間隔とするため、250mm を確保している。

上記、実橋梁における橋梁諸条件をもとに、解析の基本モデルを作成し、この橋梁に対して桁と橋台パラペットの衝突の影響や緩衝材設置の効果などをパラメトリックに解析する。

#### 3.2 解析モデル

解析モデルは図-10 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、橋脚は非線形はり要素にてモデル化し、橋脚基部に塑性ヒンジを設けた。各部材の減衰定数は表-1 に示した。

パラペットへ伝達される上部構造衝突力に着目し、桁端部と橋台パラペットとの間に緩衝材バネを設置し、この緩衝材バネの性状を変化させ緩衝材バネに生じる応力から、パラペットへの衝突力を算出した。

緩衝材バネについては、以下の 3 ケースの状態とし、図-11 に示すバネモデルを作成し検討を行った。

Case1：緩衝材を設置しない場合

Case2：ゴム製緩衝材を設置した場合

Case3：ハニカム型ダンパーを設置した場合

Case1 の緩衝材を設置しない場合の衝突は、遊間は自由に変形し、橋台パラペットに接触した時点で高剛性を示すバネモデルにて再現した。

Case2 のゴム製緩衝材は、図-13 に示すように伸縮装置下に水平方向に連続的に 10 基配置してユニット化したものを複数設置するものとし、前章の実験結果によるバネモデルを実橋梁に合わせ、ゴム高さ  $H=200\text{mm}$  (相似則を適応) とし、履歴を描き緩衝効果が発揮できる緩衝バネの 2 次剛性の最大値が橋台パラペットの曲げ耐力以下となるように、幅員方向に 8 ユニット (80 基) を設置したバネモデルを作成した。

Case3 のハニカム型ダンパーの設置基数も同様に、緩衝バネ<sup>15)</sup>の 2 次剛性の最大値が橋台パラペットの曲げ耐力以下となる様に 26 基とした。ハニカム型ダンパーとゴム製緩衝材とでは変形性能が大きく異なるので、両者の性能比較には履歴特性を考慮した比較も考えられるが、本論文では実務的な観点からこのように設定した。

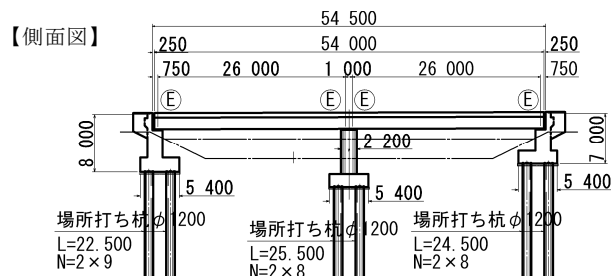


図-9 橋梁概要図

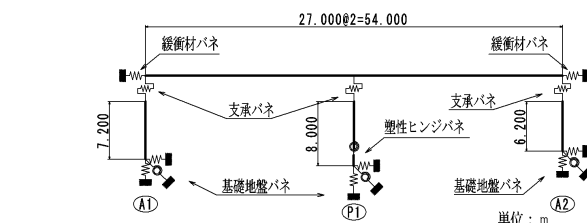


図-10 解析モデル図

表-1 減衰定数一覧表

部 材	上部構造	支承	橋脚躯体	基礎
減衰定数	3%	4%	2%	30%

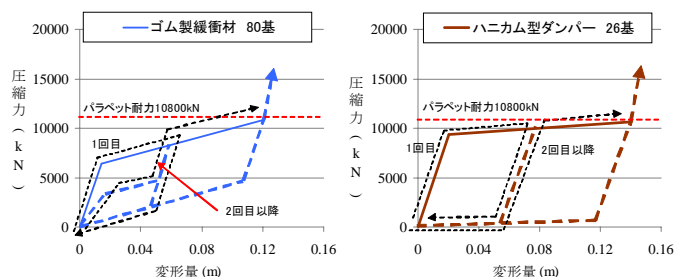


図-11 緩衝材バネの履歴モデル図

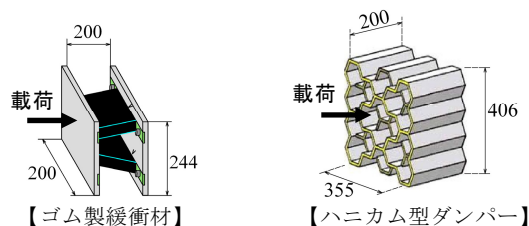


図-12 緩衝材の概要図

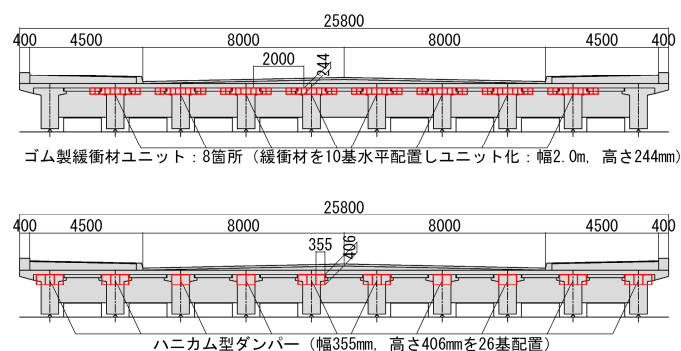


図-13 実橋への緩衝材配置概要図



### 3.3 解析手法および入力地震波

解析には汎用3次元動的解析プログラムTDAPⅢを使用し、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Newmarkβ法(β=1/4)を用い、積分時間間隔は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、固有値解析の結果から影響の大きい1次と4次モードの振動数から算出した。入力地震波は、緩衝材を設置しないモデルに対して、道路橋示方書に示されているⅢ種地盤のレベル2地震動タイプⅠおよびタイプⅡの各3波で予備解析を実施し、主桁の応答変位が最大となる地震波について各タイプから抽出して使用した。地震波を図-14に示す。

### 3.4 橋台パラペットの終局曲げ耐力の算出

本解析においては、橋台パラペットに対する桁の衝突の影響に着目している。橋台パラペットが桁の衝突荷重に対する破壊の有無を判定することを目的として、実橋の設計計算をもとに橋台パラペットの終局曲げモーメント $M_u$ を下式にて算出した<sup>2)</sup>。

$$M_u = A_s' \sigma_{sy} (d - (A_s' \sigma_{sy} / (2 \times 0.85 \sigma_{ck} \cdot b))) \quad (1)$$

$A_s'$  : 引張鉄筋断面積 (3176.8mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏耐力 (345N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 有効高 (550mm)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (24N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 計算上の奥行き (1000mm)

(奥行き1m当り)

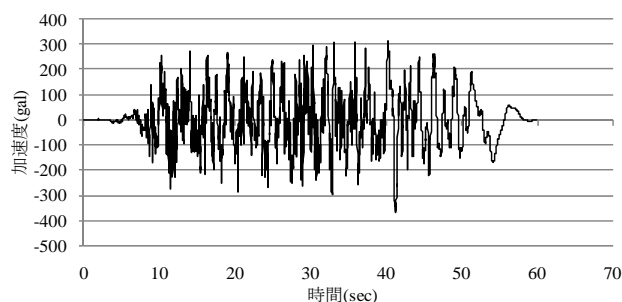
これに橋台パラペットの奥行き26.378mを乗じて算出した終局曲げ耐力は、15124kN・mである。

この値をパラペット下端から上部構造慣性力作用位置までの距離1.40mで除し、終局曲げ耐力による限界衝突荷重を算出すると、約10800kNとなる。

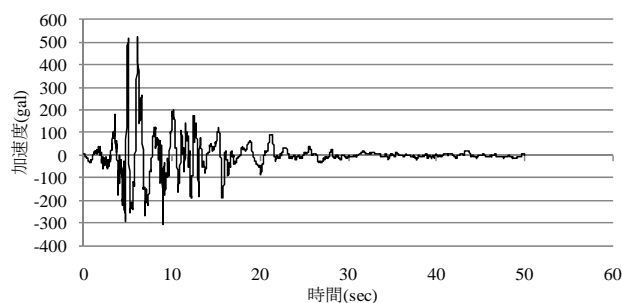
この値は、パラペットのせん断耐力28400kN以下であることから、パラペットの破壊形態が曲げ破壊型であるため、上記、終局曲げ耐力から算出される限界衝突荷重にてパラペットの破壊を判定する。

### 3.5 Case1：緩衝材を設置しない場合の解析

実橋の設計における桁の最大変位は、タイプⅠでA1橋台方向へ157mm、A2橋台方向へ123mm、タイプⅡでA1橋台方向へ248mm、A2橋台方向へ187mmである。このため、桁と橋台パラペットが衝突を防止するため遊間を250mm確保しているが、緩衝材を設置していない場合のパラペットへの桁衝突の影響を検討するため、遊間を50mm、100mm、

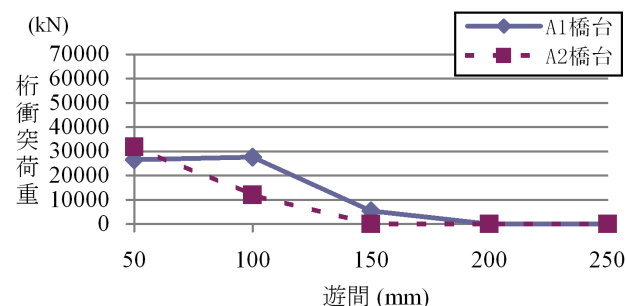


【タイプⅠ：T1-Ⅲ-1 max 368.4 (gal)】

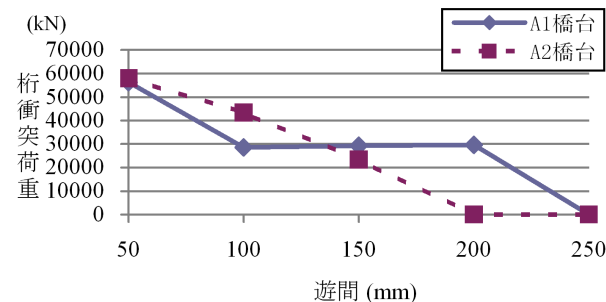


【タイプⅡ：T2-Ⅲ-3 max 526.3 (gal)】

図-14 解析に用いた入力波形



【タイプⅠ】



【タイプⅡ】

図-15 橋台パラペットの桁衝突荷重（緩衝材無）

表-2 桁衝突荷重結果一覧（緩衝材無）

地震波	遊間 (mm)	桁変位 (m)	A1橋台反力 (kN)	A2橋台反力 (kN)
タイプⅠ	50	0.084	26525	31950
	100	0.128	27656	12009
	150	0.155	5448	—
	200	0.157	—	—
	250	0.157	—	—
タイプⅡ	50	0.111	56302	57851
	100	0.146	28628	43373
	150	0.179	29298	23424
	200	0.230	29653	—
	250	0.248	—	—

150mm, 200mm, 250mm と変化させ解析を行った。

図－15 および表－2 は A1 橋台および A2 橋台における橋台パラペットへの桁衝突荷重の最大値を遊間量毎に示したものである。

タイプ I の結果では遊間を大きく確保するに従い、桁衝突荷重が小さくなる傾向にある。これは図－16 に示す様に衝突荷重の最大値は地震動発生から 33 秒付近と後半であることから、遊間が大きくなるに従い橋脚の塑性化による履歴減衰や分散支承の影響により衝突荷重が小さくなったものと考えられる。また、遊間 100mm 以下の場合は橋台パラペットの限界衝突荷重 10800kN を上回り、橋台パラペットが破壊に至る結果となった。

タイプ II での衝突荷重の最大値は地震動発生から 5 秒付近の A1 橋台に衝突する 1 波によるものである。この時の衝突荷重は、事前に複数回衝突している遊間 50mm の場合を除き、遊間を大きく確保しても、ほぼ一定となっている。また、桁と橋台パラペットが衝突しない遊間 200mm の A2 橋台と遊間 250mm 以外、橋台パラペットの限界衝突荷重を上回り、橋台パラペットが破壊に至る結果となった。

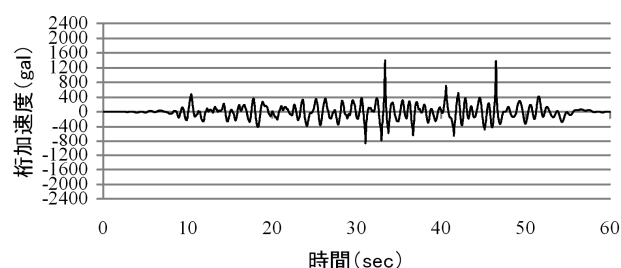
### 3.6 Case2：ゴム製緩衝材を設置した場合の解析

図－17 示す様に橋台パラペット前面に緩衝材を配置し、これと桁端の間のクリアランスをパラメータに 0mm, 50mm, 100mm, 150mm, 200mm と変化させ解析を実施した。クリアランスを設けることで、クリアランス以下の変形量に対しては、支承や橋脚による減衰効果を発揮し、これ以上の変形量に対して緩衝材の効果が発揮されることから、緩衝材の効果的な配置を検討するものである。

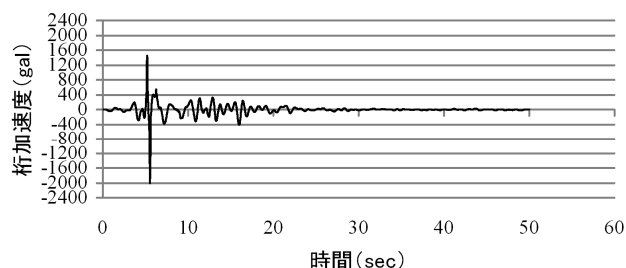
図－18 および表－3 に A1 橋台および A2 橋台における橋台パラペットと桁との衝突荷重の最大値をクリアランス毎に示したものである。

また、図－19、図－20 には桁加速度およびゴム製緩衝材の荷重－変位関係の内、クリアランス 0mm, 100mm の結果を抜粋して示した。

タイプ I においては、桁が緩衝材に確実に衝突する 100mm 以下のクリアランスの場合、桁衝突荷重

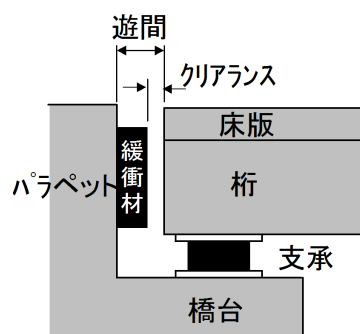


【タイプ I，遊間 100mm，最大加速度発生時間 33.36s】

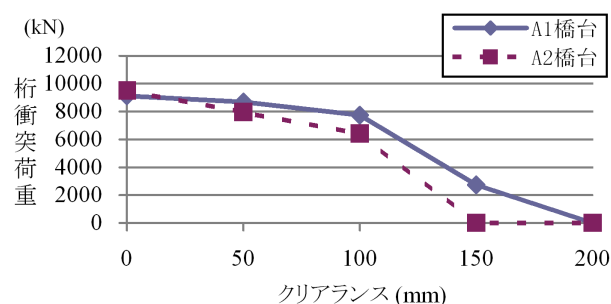


【タイプ II，遊間 100mm，最大加速度発生時間 5.21s】

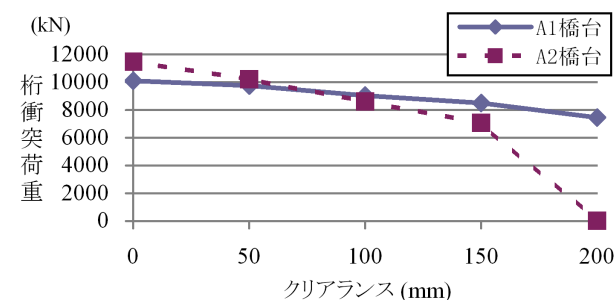
図－16 桁の応答加速度



図－17 遊間の緩衝材設置概要図



【タイプ I】



【タイプ II】

図－18 橋台パラペットの桁衝突荷重（ゴム製緩衝材）

表－3 桁衝突荷重結果一覧（ゴム製緩衝材）

地震波	クリアランス (mm)	遊間 (mm)	桁変位 (m)	A1橋台反力 (kN)	A2橋台反力 (kN)
タイプ I	0	200	0.089	9119	9498
	50	250	0.119	8677	7949
	100	300	0.146	7736	6403
	150	350	0.156	2736	-
	200	400	0.157	-	-
タイプ II	0	200	0.121	10111	11492
	50	250	0.156	9762	10221
	100	300	0.177	9034	8618
	150	350	0.214	8497	7065
	200	400	0.240	7469	-

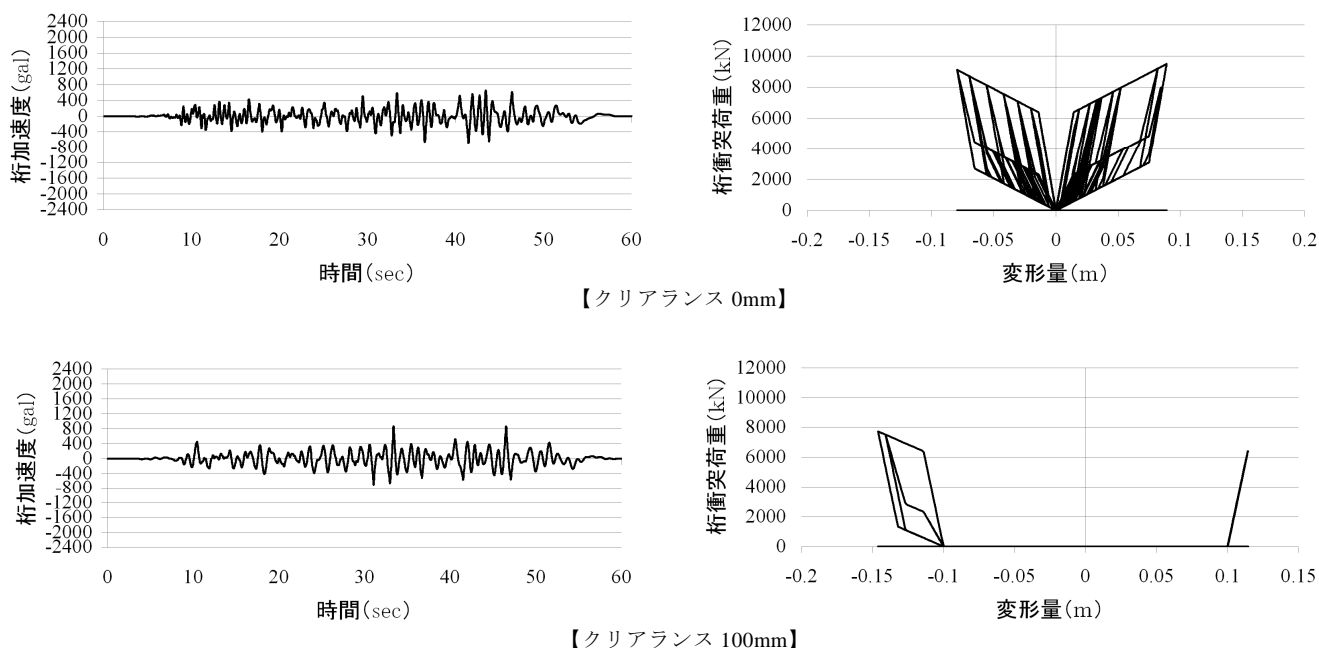


図-19 タイプⅠ地震動における桁加速度およびゴム製緩衝材の荷重－変位関係

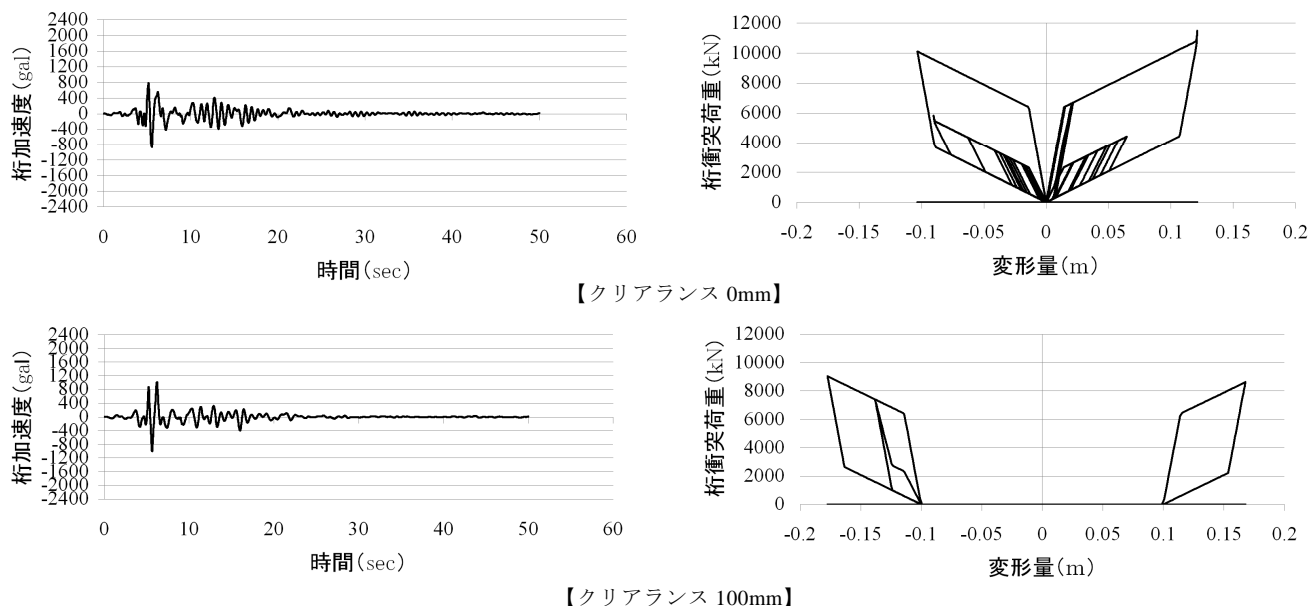


図-20 タイプⅡ地震動における桁加速度およびゴム製緩衝材の荷重－変位関係

は、クリアランスが大きくなるに従い、小さくなる傾向にあり、すべてのクリアランスにおいて橋台パラペット耐力 10800kN 以下となり、橋台パラペットが破壊しない結果となった。これは、ゴム製緩衝材が 1 次、2 次剛性区間で繰返し履歴ループを描きエネルギー吸収することで桁衝突荷重を低減したためと考えられる。また桁加速度においても、ゴム製緩衝材を設置しない場合と比較し、桁衝突による大きな加速度の発生が解消されていることが分る。

タイプⅡにおいては、クリアランス 50mm 以上ではタイプⅠと同様にゴム製緩衝材が 1 次、2 次剛性区間での挙動となり、桁衝突荷重が 10800kN 以下となることから橋台パラペットは破壊しない。

ただし、クリアランスが 0mm の場合には、桁の衝突によりゴム製緩衝材が限界変位量を超え、3 次剛性区間となることにより、大きな桁衝突荷重が発生し、橋台パラペットが破壊に至る結果となった。

しかしながら、この場合においても、桁加速度は緩衝材を設置しない場合と比較し、桁衝突による大きな加速度の発生が解消されていることがわかる。

このことから本橋の場合、クリアランス 50mm 以上確保することで、ゴム製緩衝材の効果により、パラペットの破壊を防止することが可能である。また、クリアランス 50mm の場合、実橋設計時と同様の遊間量であるが、ゴム製緩衝材を設置することで、桁変位量を 248mm から 156mm へと低減できる。

### 3.7 Case3：ハニカム型ダンパーを設置した場合の解析

解析は、ゴム製緩衝材と同様に緩衝材と桁端とのクリアランスを 0mm, 50mm, 100mm, 150mm, 200mm と変化させ解析を行った。

図-21 および表-4 に A1 橋台および A2 橋台における橋台パラペットと桁との衝突荷重の最大値を遊間毎に示したものである。

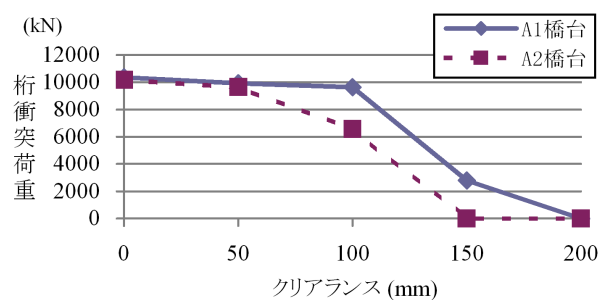
また、図-22、図-23 には桁加速度およびハニカム型ダンパーの荷重-変位関係の内、クリアランス 0mm, 100mm の結果を抜粋して示した。

タイプ I、タイプ II に共通して、桁が緩衝材に確実に接触するクリアランスの場合、桁衝突荷重は 10400kN 程度から、クリアランスが大きくなるに従い、9800kN 程度に低下している。

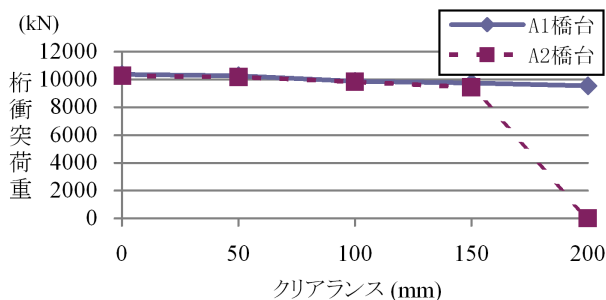
いずれの場合も橋台パラペット耐力 10800kN 以下であり、緩衝材を設置しない場合と比較し、桁衝突荷重を 1/2 から 1/4 程度に大幅に低減している。また、クリアランスの大きさにかかわらず、桁衝突荷重を一定に低減していることが分かった。

これは、ハニカム型ダンパーの緩衝材としての特性によるものと考えられる。図-21、22 の荷重-変位関係で示されている様に、1 次剛性から 2 次剛性へ移行する耐力が非常に高いことから、少ない変形量でも大きなエネルギー吸収が可能である。

また、桁の変位によりハニカム型ダンパーが完全に潰れ、3 次剛性に移行する場合の圧縮量が 140mm (圧縮率 70%) と非常に大きいことから、クリアランスが 0mm の場合においても、大きなエネルギー吸収が可能である。



【タイプ I】

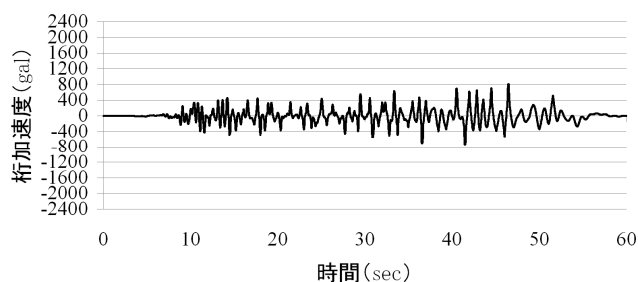


【タイプ II】

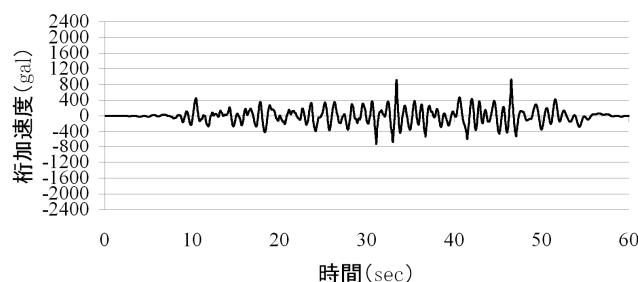
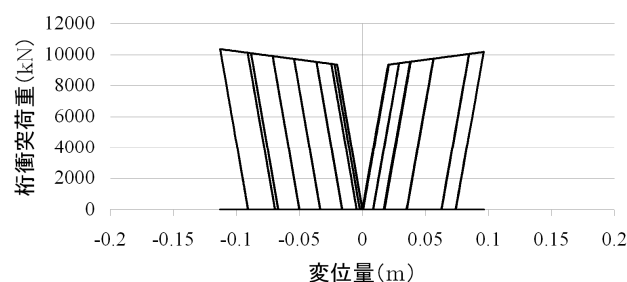
図-21 橋台パラペットの桁衝突荷重(ハニカム型ダンパー)

表-4 桁衝突荷重結果一覧 (ハニカム型ダンパー)

地震波	クリアランス (mm)	遊間 (mm)	桁変位 (m)	A1橋台反力 (kN)	A2橋台反力 (kN)
タイプ I	0	200	0.113	10361	10176
	50	250	0.122	9925	9639
	100	300	0.146	9641	6552
	150	350	0.156	2794	—
	200	400	0.157	—	—
タイプ II	0	200	0.114	10375	10272
	50	250	0.153	10263	10194
	100	300	0.168	9880	9838
	150	350	0.207	9765	9455
	200	400	0.238	9555	—



【クリアランス 0mm】



【クリアランス 100mm】

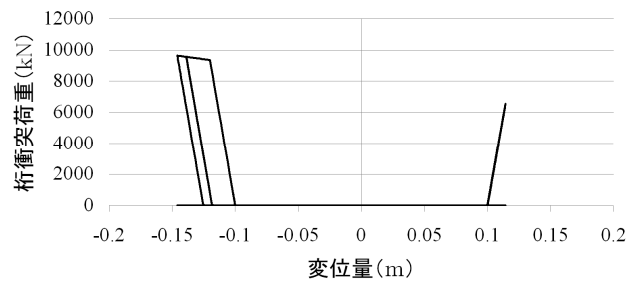


図-22 タイプ I 地震動における桁加速度およびハニカム型ダンパーの荷重-変位関係



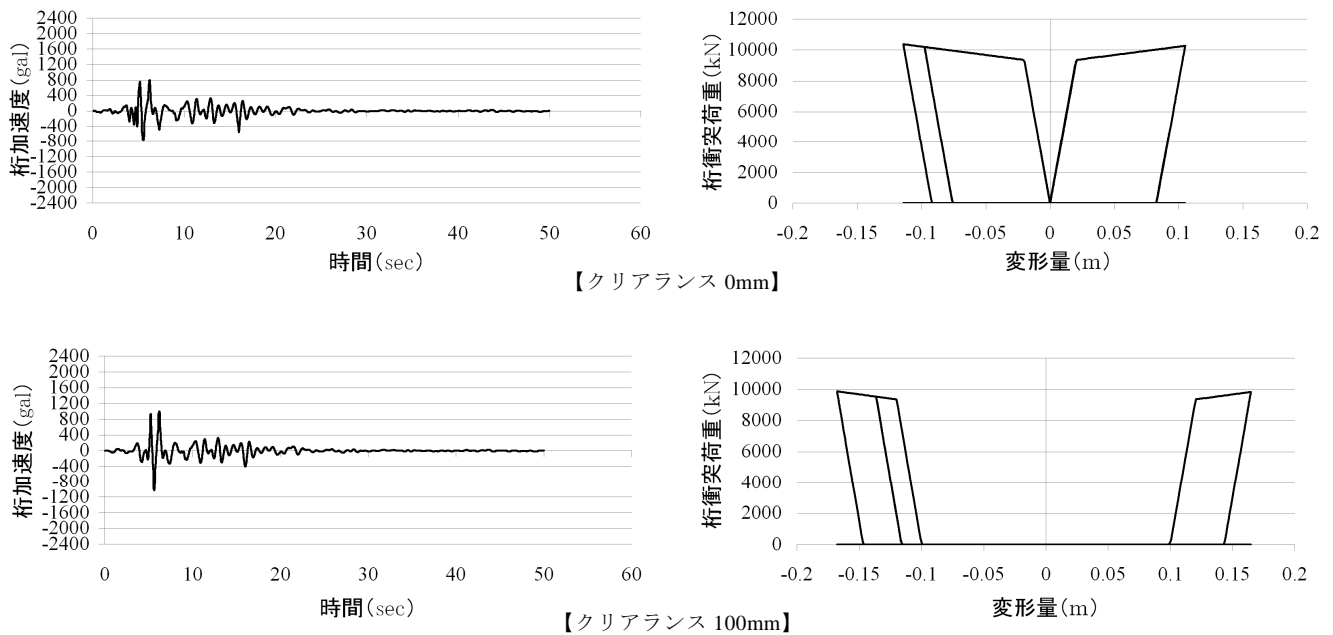


図-23 タイプⅠ地震動における桁加速度およびハニカム型ダンパーの荷重－変位関係

また桁加速度においても、ハニカム型ダンパーを設置しない場合と比較し、桁衝突による大きな加速度の発生が解消されていることが分る。

このことから本橋の場合、クリアランスにかかわらず、ハニカム型ダンパーの効果により、パラペットの破壊を防止することが可能である。クリアランス 50mm 以下の場合、実橋設計時と同等以下の遊間量とすることが可能であり、さらに桁変位量を 248mm から 153mm 以下へと低減できる。

### 3.8 ゴム製緩衝材とハニカム型ダンパーとの比較

本解析では各緩衝材の設置基数を、履歴を描き緩衝効果が発揮できる緩衝バネの 2 次剛性の最大値が橋台パラペットの曲げ耐力以下となるように、決定している。これは現橋の橋台パラペットを破壊せずに緩衝効果を得られる最大の設置基数である。

このため、ゴム製緩衝材とハニカム型ダンパーの 1 ループによるエネルギー減衰量は必ずしも一致していない。これは、ゴム製緩衝材は変形するたびにエネルギー減衰効果を発揮するのにに対し、ハニカム型ダンパーは 1 ループによるエネルギー吸収しかないため、単純に 1 ループの履歴面積を合わせるによりエネルギー減衰量を合わせられないためである。これらを考慮し、各緩衝材の解析結果について比較検討を行う。

本解析の結果、ゴム製緩衝材およびハニカム型ダンパー共に、緩衝材を設置しない場合に比べ、橋台パラペットへの桁の衝突荷重を大幅に低減することが、解析の結果から得られた。

また、ゴム製緩衝材の特徴として明らかとなったことは、ハニカム型ダンパーと比べ、タイプⅠ地

震動のような加速度が比較的小さいものの、繰返し回数の多い地震波の場合に、高い緩衝効果を発揮し、ハニカム型ダンパーと比べ、桁衝突荷重が 10 ～20%低減することが確認できた。これは、すでに述べた様に、ゴム製緩衝材は復元性能が期待できることが最大の理由であると考えられるが、そのほかに 1 次剛性から 2 次剛性へ移行する耐力が低く、緩衝材としては比較的小さい衝突荷重から、エネルギー減衰効果を発揮することが考えられる。

一方、タイプⅡ地震動の様に大きな加速度を持つ地震波においては、ゴム製緩衝材の限界変位が圧縮率 50%と小さいため、十分なクリアランスを確保できない 0mm の場合、ゴム製緩衝材が 3 次剛性区間となり、緩衝効果が一気に低下している。

本解析では 50mm 以上のクリアランスが必要であり、ゴム製緩衝材の高さ 200mm と合わせて遊間が 250mm 以上と実橋設計時の遊間 250mm と同程度必要とする結果となった。

ハニカム型ダンパーは、復元性能はないものの、1 次剛性から 2 次剛性へ移行する耐力が高く、ダンパーが完全に潰れ、3 次剛性に移行する場合の圧縮量が圧縮率 70%と非常に大きいことから、クリアランスが少ない場合においても、大きなエネルギー吸収が可能である。

このため、タイプⅡ地震動のような加速度の大きい地震波において、遊間を実橋設計より広げることなく高い緩衝効果が得られる緩衝材といえる。

一方、緩衝材としては緩衝材が潰れ始めるまでの耐力が比較的高いため、小さな加速度に対しては、緩衝効果が発揮されにくいことから、桁衝突荷重はゴム製緩衝材よりも大きな値となった。

#### 4. まとめ

本論文は、新たに開発したゴム板の座屈変形に伴うエネルギー吸収効果の有するゴム製緩衝材の特性を把握するため、載荷実験を行うとともに、得られた荷重－変位関係から、解析に用いるゴム製緩衝材のバネモデルを作成した。また、このバネモデルを実橋モデルに適用し、新たに開発したゴム製緩衝材（以下、ゴム製緩衝材）の効果を検証するとともに、ハニカム式ダンパー緩衝材との比較を行った。以下に、本研究から得られた知見を述べる。

- 1) 実験結果より、ゴム製緩衝材の荷重－変位特性はゴム自体の弾性領域による1次剛性が発現し、次にゴム板が外側にはらみだす様に座屈変形した時点で2次剛性へと変化し、緩衝材のゴム板同士の接触により圧縮率50%で3次剛性に移行することが分かった。
- 2) 実験結果より、ゴム製緩衝材は過去に経験した荷重に対しては2回目以降、1次剛性から2次剛性へ変化する荷重が低下し、さらに荷重を増加させ過去に経験した以上の荷重を受けると初期の荷重－変位履歴曲線へと戻ることが分かった。
- 3) 解析結果より、ゴム製緩衝材は復元性能が期待できることからタイプⅠ地震動のような加速度が比較的小さいものの、繰返し回数の多い地震波の場合に高い緩衝効果を発揮し、ハニカム型ダンパーと比較し、桁衝突荷重が10～20%低減することが分かった。
- 4) 解析結果より、タイプⅡ地震動のような大きな加速度が生じる場合、ゴム製緩衝材は限界変位が圧縮率50%と小さいため、緩衝材の3次剛性に達し緩衝効果が低下する。しかしながら本解析では、クリアランス50mm、遊間250mmと実橋設計時と同様の遊間量で対応可能であり、遊間は小さくならないものの、ゴム製緩衝材を設置することで、桁変位量を248mmから156mmへと低減可能であった。
- 5) ハニカム型ダンパーは、タイプⅡ地震動の場合、クリアランス0mmにおいても限界変位以下であり、パラペットを損傷させないことが分かった。

#### 5. 今後の展望

現在、ゴム製緩衝材の課題である限界変位を向上させた供試体を作成し、同様の実験および解析を実施中である。また、橋梁への緩衝材の取付け方法を具体的にし、コスト検討を実施する予定である。

また、橋台パラペットが塑性化した場合の影響などを解析モデルに取込み、実橋により近い検討を進めていく他、今回の検討で分かった桁変位量が小さくなる効果を考慮し、橋脚・基礎・支承規模の縮小

によるコスト縮減に関する検討を実施する予定である。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，丸善，2002.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，丸善，2002.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1.
- 5) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋の補強工事例集，2005.4.
- 6) 小倉祐介，運上茂樹：地震時に橋桁の衝突を受ける橋台の応答特性，地震工学論文集，Vol.27，2003.12.
- 7) 大島俊之，三上修一，小倉祐介，内田祐丈，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
- 8) 大島俊之，小倉祐介，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
- 9) 玉井宏樹，園田佳巨，後藤恵一，梶田幸秀，濱本朋久：桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.53A，論文 No.16-5(CD-ROM)，2007.3.
- 10) 梶尾幸秀，北原武嗣，西本安志，大塚久哲：鋼材衝突実験におけるゴム製緩衝材に作用する最大衝撃力の推定式，構造工学論文集，Vol.52A，pp.557-564，2006.3.
- 11) 芦塚憲一郎，小林伸吉，春日昭夫，玉置一清，永元直樹：大規模地震時の桁間衝突に備えた桁間緩衝材の設計について，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.227-232，1999.12.
- 12) 吉澤努，忽那幸浩，田崎賢治，川神雅秀：けた衝突を考慮した橋システムの地震時挙動，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.513-516，2000.12
- 13) 土木学会関西支部：緩衝型落橋防止システムに関する調査研究，2001.7
- 14) 北原武嗣，梶田幸秀，西本安志，四元義直：ゴム製緩衝材の圧縮剛性と最大衝撃力の推定に関する検討，土木学会地震工学論文集，pp.1168-1171，2007.8
- 15) 野島昭二，石田博，上東泰，野々村千里：緩衝材を併用した落橋防止システムの検討，土木学会第53回年次学術講演会論文集，pp.318-319，1998.10
- 16) 梶田幸秀，西本安志，石川信隆，香月智，渡邊英一：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp.251-264，2000.10  
(2008年9月18日受付)