

けた衝突が橋の耐震設計に与える影響分析

田崎 賢治¹・幸左 賢二²・手嶋 康博³・新井 伸博⁴

¹正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 九州支社構造技術部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 2-5-19)
(現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

²正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

⁴正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 (〒170-0003 東京都豊島区駒込 3-23-1)

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、橋梁の支承構造は大規模地震に耐えることができるゴム支承の採用が大半を占めている。ゴム支承を使用する目的とメリットは、①地震による衝撃緩和、②上部構造を柔らかく多点支持することによる各橋脚への地震水平力の分散効果、③長周期化による地震慣性力の低減、④免震支承を用いる場合は減衰効果による地震慣性力の低減である。

しかし、このようなメリットがある反面、ゴム支承を用いる場合は、長周期構造物となるため、地震時の水平変位が大きくなる。そのため、支承形状が大きくなり、支承工事費の増大につながっている。この傾向は地盤条件が悪くなるに従って大きくなる。

一方、支承と同様に、橋脚や基礎においても地震時保有水平耐力法（以下、保耐法と称する）や動的解析により、大規模地震に対する耐震設計が行われており、橋脚天端の水平変位が大きくなることにより、橋脚断面や基礎構造も震災前と比べて大きくなる傾向である。

特に、既設の耐震補強では、河川橋や湖面橋等大規模な仮締切りが必要となる施工条件の厳しい橋梁において、一般的な耐震補強方法では多額の工事費を必要とするといった課題がある。したがって、これまでの耐震補強方法に比べてより合理的、経済的な耐震補強技術の開発が求められている。

以上のような現状から、コンパクトな支承や橋脚、基礎を実現し、コスト削減を図るためには、新設橋、既設の耐震補強の何れに対しても上部構造の応答変位を小さく抑えることが必要条件となる。

上部構造の地震応答を小さくする手段としては、次の2つがあると考えられる。

1) 免震支承やダンパー併用の機能分離型支承構造の採用等減衰材を用いて地震慣性力を小さく抑える方法

2) 橋台部の遊間を常時や震度法レベルの変位に小さく設定し、けたと橋台パラペットを衝突させ、上部構造の応答変位を抑える方法

本研究では、上記 2) のけた衝突解析を考慮した耐震設計に着目し、震度法により設計された既設の3径間連続橋梁を対象として、大規模地震時にけたが橋台パラペットに衝突することを考慮した地震応答解析を実施する。全体の検討ケースとフローを図-1に示す。

まず、橋脚は補強するが支承を取り替えず、落橋等の致命的な損傷を防ぐ耐震性能3¹⁾を確保する場合の耐震補強を対象とする。そして、既設橋梁に対して支承の破壊を考慮した損傷シミュレーションを行い、落橋防止システム等の具体的な補強対策を検討する。

次に、支承を大規模地震に耐えることができるタイプB支承¹⁾に取り替え、大規模地震時に橋脚等を限定された損傷に抑える耐震性能2¹⁾を確保する場合の耐震補強を対象とする。そして、けた衝突による上部構造変位の低減効果により、支承の形状や橋脚、基礎の補強規模が現行の設計と比べてどの程度低減されるか、分散構造や免震構造等、一般的な構造形式との比較検討結果について報告する。

さらに、けた遊間にゴム製の間詰め材を設け、最初から上部構造を増幅させない場合の応答低減効果について、けたの増幅距離に着目して定量的に示す。

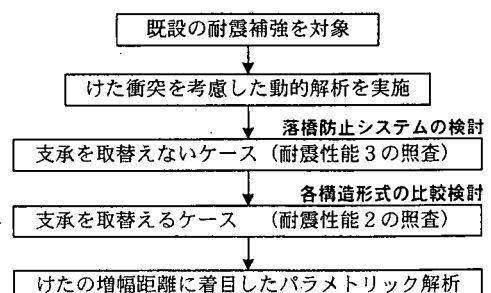


図-1 全体の検討ケースとフロー

2. 既設橋を対象とした耐震補強対策

(1) 解析対象橋梁

対象橋梁は図-2に示すように、既設の3径間連続鉄桁橋であり、P1橋脚が一点固定構造で、両端に橋台を有する。本橋は図-3に示すように、上部構造は上下線分離構造の鋼非合成鉄桁、支承構造は鋼製支承（BP-B）、下部構造はRC三柱式ラーメン橋脚、基礎構造は鋼管杭であり、昭和46年の道路橋耐震設計指針に準じて修正震度法により耐震設計が行われている一般的な橋梁である。

また、地盤条件はⅡ種地盤であり、橋に影響を与える液状化は生じない。図-4に土質柱状図を示す。

(2) 現況の照査結果

現橋の一点固定構造に対して保耐法により耐震照査を行ったところ、表-1に示すように、固定橋脚である既設のP1橋脚は平成14年道路橋示方書V耐震設計編¹⁾（以下、道示耐震編と称する）の許容値を満足しない結果となる。

一方、可動橋脚は道示耐震編に準じて、死荷重反力の1/2を水平力分担重量として作用させ、照査を行ったところ、保耐法を満足する結果となる。

なお、基礎については現橋の橋脚に対して降伏しない。

(3) 支承を取り替えない場合（耐震性能3の確保）

現橋の鋼製支承は震度法により設計されているため、大規模地震時に破壊することが考えられる。ここでは、耐震補強において橋脚は補強するものの、支承の取替えを行わない補強ケースを対象とし、道示耐震編¹⁾における耐震性能3の照査を行う。

地震応答解析では、けた衝突を考慮した解析を行い、上部構造の最大応答変位を算出して、落橋防止システムとしての必要けたかかり長等の具体化を図る。

a) 解析モデル

解析モデルは図-5に示すように、橋全体系のフレームモデルを用いる。まず、P1橋脚上の固定支承のモデル化は当該橋梁の設計水平震度が $kh=0.25$ であることから、上部構造の分担重量 W_u に kh を乗じた $0.25 \cdot W_u$ を支承の降伏耐力 P_{By} とする。一方、その他の可動支承は死荷重反力 R_d に高力黄銅铸件支承板支承のすべり摩擦係数0.15を乗じた $0.15 \cdot R_d$ の一定の摩擦力でけたがスライドするモデルとする。よって、固定支承の降伏耐力は $P_{By}=3257.5\text{kN}$ 、可動支承の摩擦力は橋台上が $P_{By}=352.8\text{kN}$ 、P2橋脚上が $P_{By}=705.5\text{kN}$ となる。

また、支承の非線形の履歴特性は図-5中に示すように、支承が降伏した後は桁がゴム上を一定の摩擦力を伴いながら滑ることを再現するため、完全弾塑性型としている。

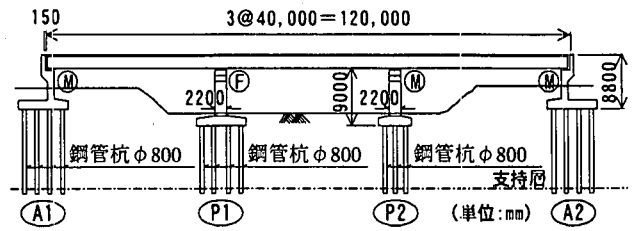


図-2 対象橋梁

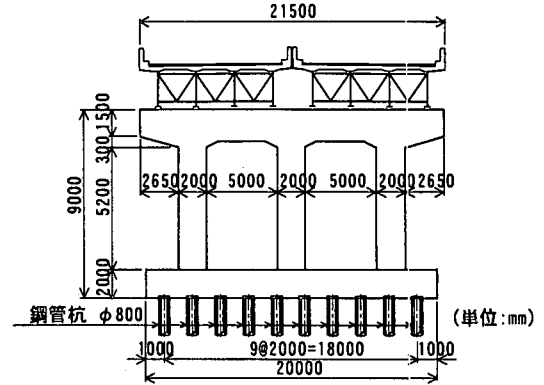


図-3 P1橋脚正面図

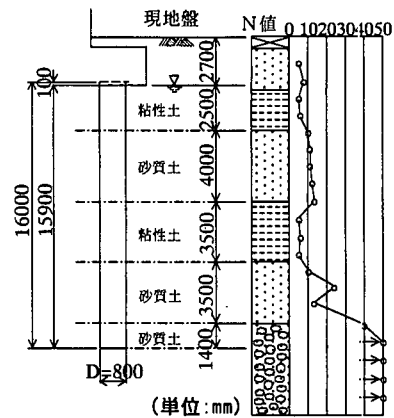


図-4 土質柱状図

表-1 地震時保有水平耐法による現橋照査

橋脚名	P1	P2
支承条件	固定	可動
地震慣性力 $khc \cdot W$ (kN)	4068	1009
保有水平耐力 P_a (kN)	3683	1884
判定	$P_a < khc \cdot W$ OUT	$P_a \geq khc \cdot W$ OK

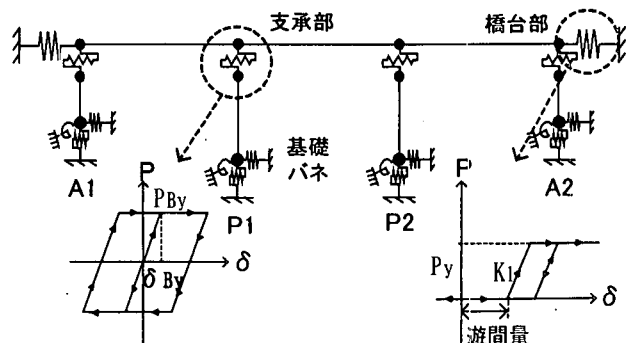


図-5 解析モデル

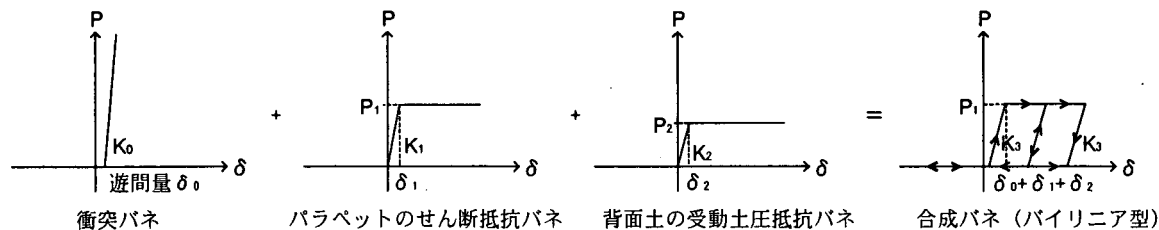


図-6 バラベットのせん断バネと背面土の抵抗バネ

次に、橋台バラベット部のモデル化であるが、橋台バラベット部には、図-6 に示すように、①けたとバラベットの衝突ばね、②バラベット自体の抵抗バネ、③橋台背面土の抵抗バネが直列バネとして必要となる。本解析では、時刻歴応答解析における解の収束性を考慮して、これら3個のバネを合成し、1個のバネを用いている。

この中で、けたと橋台バラベットの衝突バネについては、けたが離れる方向、すなわち引張側では抵抗が無いものとし、図-6 に示すように、圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与える。その初期剛性は、既往の研究²⁾を参考とし、衝突バネの変位量が設定遊間量をオーバーしないことや衝突後の桁内に生じる応力度分布を精度よく評価できるように、桁の軸方向剛性と同等とする。よって、式(1)より、初期剛性 K_1 は $8.19 \times 10^7 \text{ kN/m}$ となる。また、けた遊間量 150mm を考慮して初期ギャップを与えている。

$$K_1 = EA/L \quad (1)$$

ここに、E: コンクリートの弾性係数

A: 桁の断面積

L: 桁長

また、橋台バラベットのモデル化は、けた衝突時のバラベットの破壊形態を考慮して設定する。バラベットの破壊形態は、1999年の台湾・集集地震³⁾により被害を生じた長庚大橋の被害を参考に設定する。長庚大橋では、図-7 に示すように、けたとバラベットの衝突により、バラベットがせん断破壊し、約 1m 背面土側にめり込む被害が生じている。これは表-2 に示すように、道示耐震編¹⁾に準じて式(2)~(4)により算出したバラベットのせん断耐力が曲げ耐力よりも小さいためと考えられる。

したがって、本解析においても同様に、けた端部が面的にバラベットに接触する破壊形態として、せん断破壊損傷するモデルを用いることとする。

表-2 橋台バラベットの破壊形態

	長庚大橋	解析対象橋梁
引張主鉄筋比 (%)	0.20	0.28
帯鉄筋体積比 (%)	0.00	0.56
曲げ耐力 P_y (kN)	4805.3	9471.8
せん断耐力 P_s (kN)	1908.0	4367.5
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊

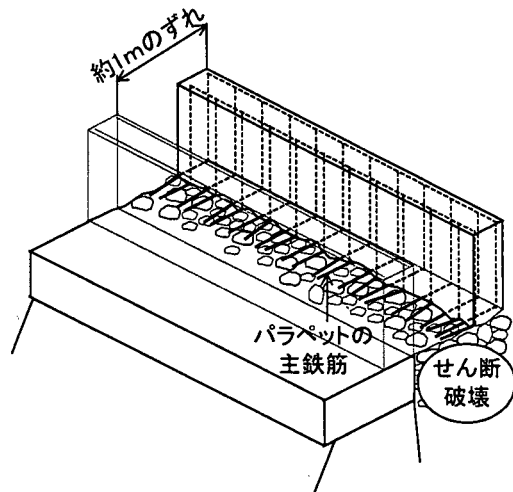


図-7 台湾・集集地震における長庚大橋橋台部の損傷

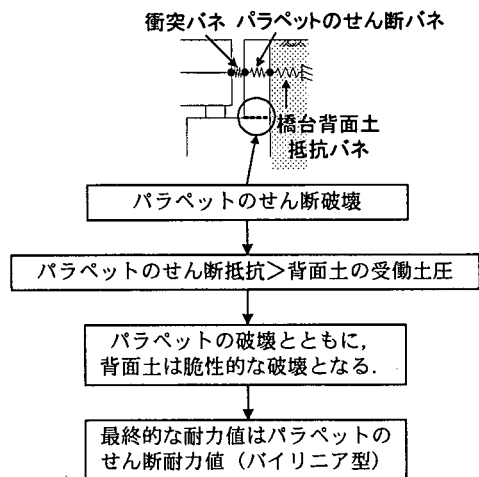


図-8 橋台部の抵抗バネのモデル化における考え方

$$P_s = S_c + S_s \quad (2)$$

$$S_c = 0.82 \times P_t^{1/3} \times (1/d)^{1/3} \times b \times d \quad (3)$$

$$S_s = A_w \times \sigma_{sy} \times d \times (\sin \theta + \cos \theta) / 10 \times 1.15 \times a \quad (4)$$

ここに、 S_c : コンクリートの負担するせん断耐力

S_s : せん断補強筋の負担するせん断耐力

P_t : 引張主鉄筋比=0.28% (D16@150mm)

d : バラベット断面有効高=0.50m

b : バラベット断面幅=10.8m

A_w : 帯鉄筋の断面積=90.26cm² (D13@150mm)

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点=3500kgf/cm²

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度=90度

a : 帯鉄筋の間隔=30cm

一方、橋台背面土は十分に締め固められた砂質土と仮定し、標準貫入試験による N 値を 15、せん断摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘性定数 $C=0$ と仮定する。平成 14 年道路橋示方書 IV 下部構造編⁴⁾ (道示下部構造編と称する) に規定される水平方向地盤反力係数から、パラベットの背面面積より初期剛性 K_1 は $9.46 \times 10^3 \text{ kN/m}$ となる。また、土圧抵抗の最大耐力は道示耐震編⁵⁾ に示される L2 レベル、タイプ II 大規模地震時の地表面の設計水平震度 $kh=0.7$ を用いて地震時受働土圧式より算出し、パラベット高 $h=2.5\text{m}$ 分のみを考慮して $3.588 \times 10^3 \text{ kN}$ となり、パラベットのせん断耐力 $P_s=4.368 \times 10^3 \text{ kN}$ よりも小さくなる。したがって、図-6 に示すように、パラベットのせん断バネと背面土の抵抗バネを合成する場合、図-8 に示すフローのように、合成バネはバイリニア型となり、耐力の上限値はパラベットのせん断耐力となる。なお、合成バネにおけるバネ定数 K は、各直列バネの合成バネ定数となる。また、非線形の履歴モデルは、けたが橋台部に衝突して背面土バネが非線形領域に達した後、最大変形時の荷重 P が $P=0$ まで除荷された時の変位に到達するまでは抵抗を受けないスリップ型のバイリニアモデルとしている。

なお、橋脚柱部における曲げの非線形特性は、道示耐震⁵⁾ に準じて、ひびわれを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有する非線形バネモデルを設置する。その他の橋脚梁部とフーチング部は剛はり要素を用いている。また、基礎部には、道示耐震編に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置している。

b) 解析方法

時刻歴応答解析に用いる入力地震波形は、図-9 に示すように、「道路橋の耐震設計に関する資料」⁵⁾ に示される大規模地震レベル 2 地震動のうち、タイプ II 地震動の中の II 種地盤用 No. 1 標準波形を用いている。

非線形時刻歴応答解析における数値積分には、Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔 Δt は 0.0001 秒とする。

また、粘性減衰としてレーリー減衰を用いる。

c) 解析結果

図-10~図-12 に、それぞれ上部構造時刻歴応答変位波形、固定支承の応答履歴、橋台背面土の応答履歴結果を示す。これらの結果によると、上部構造の最大応答変位は 0.188m であり、固定支承は破壊し非線形挙動を示していることがわかる。また、けたがパラベットに衝突し、最大 4cm 程度めり込み橋台背面土を含めて非線形挙動を示している。

d) 落橋防止対策

以上の結果から、既設の支承は壊れるものの、落橋等の致命的な損傷を防ぐという耐震性能 3 を満足するため

には、必要けたかかり長等落橋防止システムの充実が必要となる。本解析では、上部構造の最大応答変位は 0.20m 程度であり、支承が壊れた後もけたの挙動は橋台部の変位拘束により、必要けたかかり長 $S_E=0.90\text{m}$ 以下に抑えられることがわかる。したがって、道示耐震編⁵⁾ に準じて落橋防止システムを確保すれば、耐震性能 3 を確保することが可能であると考えられる。

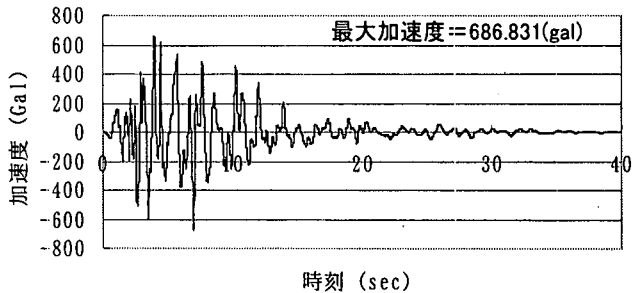


図-9 入力地震波形 (レベル2, タイプII, II種地盤用No.1)

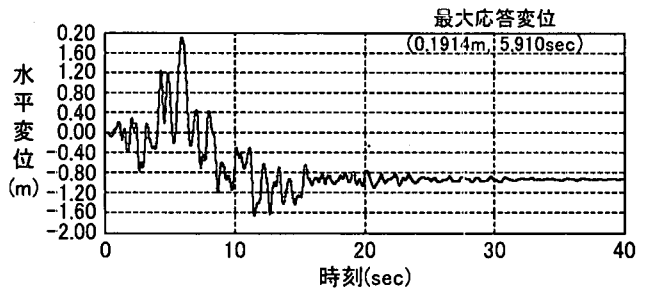


図-10 上部構造時刻歴応答変位

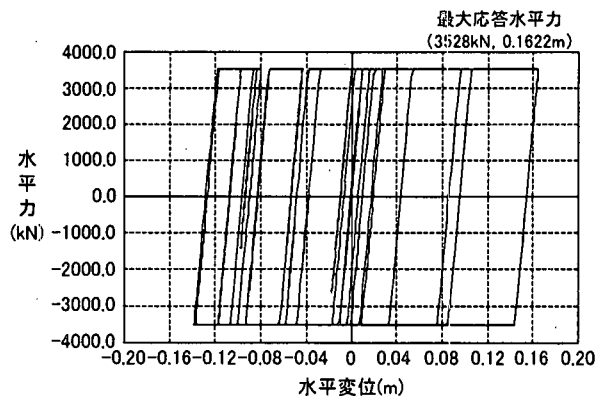


図-11 固定支承の応答履歴

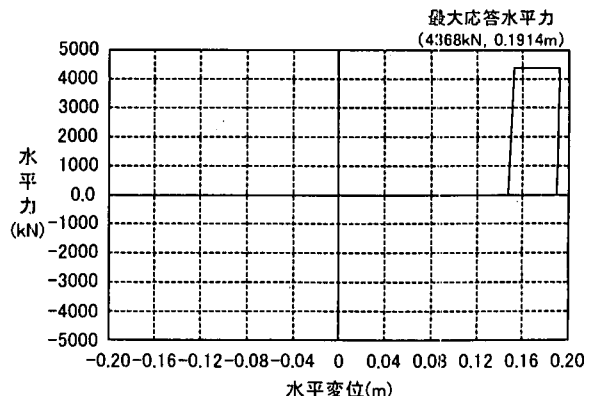


図-12 橋台背面土の応答履歴結果

(4) 支承を取り替える場合 (耐震性能2の確保)

現橋の鋼製支承は震度法により設計されているため、支承を大規模地震に耐えることができるタイプBゴム支承に取り替え、道示耐震編¹⁾における耐震性能2を確保することを目的とした補強ケースを対象とする。

本解析では、けた衝突による上部構造変位の低減効果により、支承の形状や橋脚、基礎の補強規模が現行の設計と比べてどの程度低減されるか、多点固定構造や分散構造、免震構造等一般的な構造形式との比較検討を行う。

支承取り替えによる耐震性の照査は、レベル2の大規模地震動に対して非線形時刻歴応答解析により実施する。

a) 解析モデルおよび解析方法

解析モデルおよび解析方法は、前述の図-5 に示した支承を取り替えない場合と同様であり、この中で、支承モデルのみタイプBゴム支承の弾性バネモデルに取り換えている。また、けた端部には、次章で説明するゴム製の緩衝材を設置している。

b) 解析結果

図-13 に、各構造形式の上部構造時刻歴応答変位波形を示す。また、図-14 には、構造タイプ④のけた衝突を考慮する分散構造の場合の橋台背面土の応答履歴結果を示す。

これによると、けた衝突を考慮する分散構造の場合は、上部構造の最大応答変位は0.20m程度であり、構造タイプ②の分散構造に対して29%、構造タイプ③の免震構造に対して57%程度に低減される。ここで、分散構造、免震構造ともけたとパラベットは衝突せず、変位拘束されない最大応答変位である。

但し、けた衝突を考慮する分散設計の場合は、図-14 に示すように、橋台部のパラベットが破壊し、橋台背面土に0.05m程度めり込みが生じている。

c) 各構造形式の比較結果

表-3 に、各構造形式ごとの上部構造の最大変位と支承形状および補強規模と補強工事比率の比較結果を示す。

この中で、多点固定構造はP1とP2橋脚を固定としている。これによると、構造タイプ④のけた衝突を考慮した分散構造では、上部構造の最大応答変位の低減に伴い、支承体積が構造タイプ②の分散構造に対して約10%、構造タイプ③の免震構造に対して約50%と大幅に小さくなり、支承形状は常時支配で決定される。

また、構造タイプ①の多点固定構造と構造タイプ③の分散構造は橋脚の補強(巻立て厚 $t=250\text{mm}$)が必要となり、多点固定構造の場合は基礎の増し杭補強が必要となる。なお、免震構造では、けた衝突が起きないように、上部構造の最大応答変位以上の遊間量を確保する必要があるため、けた端部の切断と伸縮装置の取替えが必要となる。

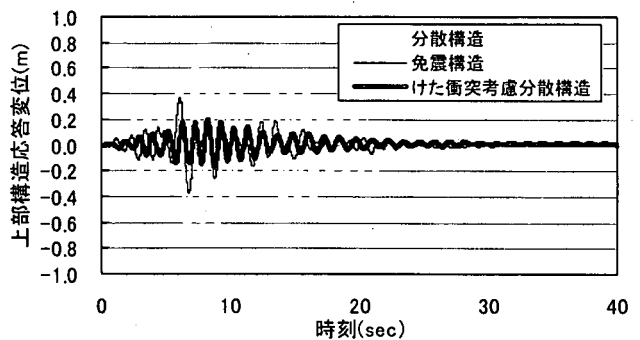


図-13 上部構造時刻歴応答変位

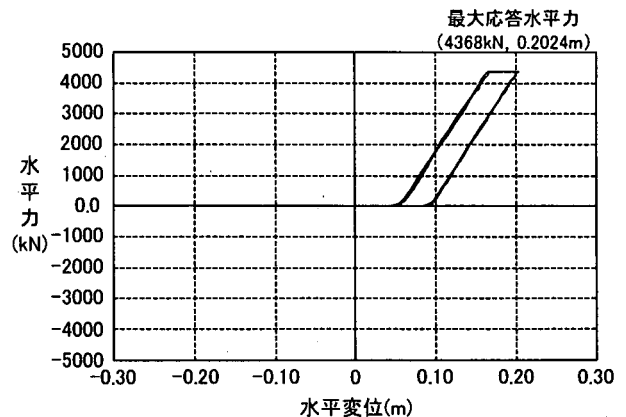


図-14 橋台背面土の応答履歴結果

表-3 各構造形式の上部構造最大応答変位

構造タイプ	①	②	③	④
	多点固定構造	分散構造	免震構造	けた衝突考慮する分散構造
最大応答変位	—	0.704m	0.353m	0.209m
支承形状	平面	850×850mm	550×550mm	450×450mm
	高さ	BPB. 固定	26mm×10層	12mm×10層
支承体積比率	—	11.06	2.14	1.00
橋脚補強	RC巻立て (t=250mm)	RC巻立て (t=250mm)	無	無
底版補強	有	有	有	有
増し杭補強	有 (P1)	無	無	無
伸縮装置取替	無	無	有	無
補強工事比率	1.88	4.68	1.67	1.00

3. けたの増幅距離に着目した地震応答特性

けた遊間部にゴム製の緩衝材を設置し、図-15に示すように、けたの増幅距離をパラメータとして、けたの最大応答変位や最大衝突エネルギーの変化の傾向を解析的に検討する。

(1) 解析モデルおよび解析方法

解析モデルおよび解析方法は、図-5の骨組みモデルを

用い、前述の支承をタイプBゴム支承に取り替えたモデルと同等である。解析パラメータとして、図-15に示すけた増幅距離を0~250mmまで、50mm刻みで変化させる。

(2) 緩衝材の諸元

けた端部に設置する緩衝材は、図-15に示すような直方体のゴム製緩衝材とし、履歴特性はゴムの圧縮ひずみに応じてバイリニア型の非線形モデルとする⁶⁾。なお、けた端部1箇所当り合計20個の緩衝材を設置している。

(3) 解析結果

図-16に、各解析ケースの上部構造の最大応答変位とけた増幅距離を差し引いたパラペット部の相対変位量を示す。これによると、けた遊間量、即ちけたの増幅距離が小さくなるにしたがって最大応答変位は小さくなり、隙間を全てゴムで埋める増幅距離0の場合はパラペットも壊れず、最大変位は極端に小さくなる。但し、増幅距離200mmを超えると、逆に変位が小さくなっている。

また、図-17には、上部構造の最大運動エネルギーと支承およびパラペット部の最大応答変位時のひずみエネルギーを示す。ここで、上部構造の最大運動エネルギーは式(5)により算出する。これによると、最大運動エネルギーは最大応答変位の傾向と同様に、けたの増幅距離が小さくなるにしたがって小さくなる。これは上部構造の最大速度が小さくなることに起因するものである。特に、増幅距離0の場合は最初からけたが増幅されないために、上部構造の運動エネルギーは極端に小さくなる。

一方、増幅距離が250mmでは、上部構造の運動エネルギーは200mmの場合とほぼ同等の大きさとなり、これ以上増幅距離が大きくなって増加しないものと考えられる。これは地震慣性力によって生じる上部構造の運動エネルギーが主にゴム支承のひずみエネルギーとパラペット部の履歴吸収エネルギーの和に釣り合っているためであり、水平変位が大きくなるにつれてゴム支承の負担するひずみエネルギーが大きくなるためであることが考えられる。

$$W = 1/2 \cdot m \cdot v^2 \quad (5)$$

ここに、 m : けたの質量 = 146.82t

v : けたの最大応答速度

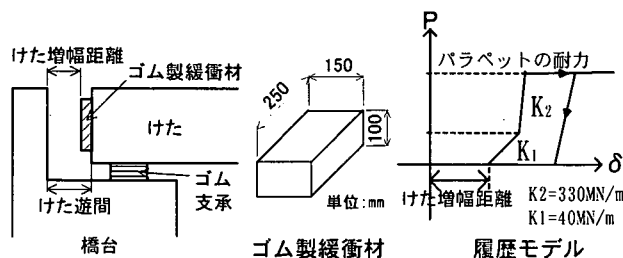


図-15 けた遊間部の緩衝材と履歴特性

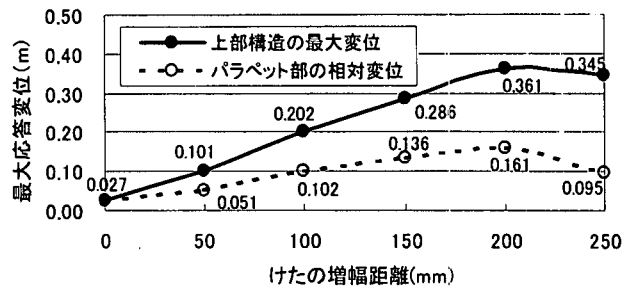


図-16 上部構造の最大応答変位

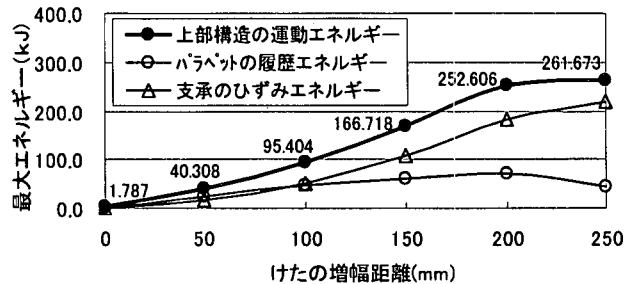


図-17 上部構造の最大運動エネルギー

4. まとめ

- ① 本解析で対象とした既設橋の耐震補強において、支承を取り換えない場合、既設の支承は壊れるものの、橋台部の変位拘束により、道示耐震編¹⁾に準じて落橋防止システムを確保すれば、耐震性能3を確保することが可能であると考えられる。
- ② 耐震補強における構造形式の比較の結果、けた衝突を考慮した分散構造が比較案中最も経済性に優れる。
- ③ けたの増幅距離が無い場合、即ち遊間に緩衝材が充填され、けたを最初から増幅させない場合、けたの最大応答変位、最大衝突エネルギーは極端に低減され、パラペットやけた端部の破壊に対して有効であることが確認できた。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.3
- 2) 渡邊学歩, 川島一彦:衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No. 675/I-55, pp.125-139, 2001
- 3) 九州工業大学:1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000.4
- 4) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.254-257, 2002.3
- 5) (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3, pp.10-6
- 6) 川島一彦, 庄司学, 須藤千秋, 潤田久也:下面を鋼板に固定した直方体ゴム製緩衝装置の圧縮特性に関する研究, ReportNo.TIT/EERG99-1, 1999.2