

ゴム支承支持された中小規模斜桁・曲線桁の 地震時衝突応答と落橋防止

井嶋克志¹・帯屋洋之²・錦織真樹³・後藤茂夫⁴

¹正会員 工博 佐賀大学教授 理工学部都市工学科 (〒840-8502 佐賀市本庄町1)

²正会員 工博 佐賀大学助教授 理工学部都市工学科

³正会員 工修 中電技術コンサルタント

⁴正会員 工博 (株)フォーラムエイト技術顧問

落橋防止システムが義務付けられる中小規模の斜桁・曲線桁に対し、ゴム支承支持とし、桁と橋台の衝突を許容することによって落橋防止を図る方法について検討したものである。対象とする桁と橋台との衝突応答の正確な特性を得るためには、入力の詳細な増分に対する応答を求める必要がある。衝突時のエネルギーに密接に関係する桁速度変化量を軽減する効果的な方法は、遊間を小さくする他なく、剛心位置や支承剛性では桁変位を小さくできるのみである。落橋防止を必要とする橋梁では、通常設定される遊間量より小さくとも、ゴム支承支持により桁の温度伸張に伴う桁移動が可能であり、所定より小さい遊間によって、地震時桁衝突による橋台被害を軽減できる可能性がある。

Key Words: protection against girder fall, rubber bearing, skew girder, curved girder, girder impact

1. まえがき

兵庫県南部地震において、斜桁および曲線桁の中には、ピンおよびローラー支承の破壊による落橋が報告¹⁾され、このため新たな落橋防止装置の義務付け、桁掛かり長の増大などシステムとして対策がなされるようになった²⁾。この崩壊事象は、大塚等の研究^{3),4)}が示す通り、支承破壊の発生後、橋台の拘束を逃れる桁変位が増大したためである。

一方、ゴム支承や免震支承は、主として長周期化による桁慣性力の低減および橋脚、橋台への分散を目的としているが、支承破壊までの靱性が大きい特徴も有する。したがって、これらの支承を斜桁、曲線桁に使用し、支承が破壊しなければ落橋は発生しないと考えられる。

ゴム支承や免震支承を使用する場合、桁と橋台との衝突による機能阻害を防ぐため、十分な遊間の確保が義務付けられている。落橋の可能性を有する中小規模橋梁の場合、通常、桁の温度伸張より長周期化が遊間に支配的となるが、桁の温度伸張内に遊間量を留め、寧ろ桁と橋台の衝突を許容することによ

って桁変位を抑制する方法も考えられる。すなわち、多径間連続橋に比べ桁慣性力が小さい中小規模橋梁は、巨大地震でも破壊を橋台パラペット部に限定し、支承を破壊させないことにより落橋に至る崩壊を防止する方法である。

周知のように、この設計概念はニュージーランドにおいて、中小規模橋梁に限定せず、ノックオフ構造として利用され⁵⁾、橋台が小規模で済む点とノックオフ構造によるエネルギー吸収効果からの桁変位の抑制を期待している。

我が国においても、桁の衝突を考慮に入れた緩衝材の開発⁶⁾がなされるとともに、川島等^{7),8)}によって、桁の弾性変形をも正確に考慮するため、衝突バネモデルを開発し、衝突事象の多くの解析がなされている。

最も単純な1自由度弾性衝突挙動でも、定常入力に対するカオス性の研究^{9),10)}もある通り、衝突応答は非常に複雑である。地震波のように不規則な入力が入力方向から入り、斜橋や曲線橋のように桁が回転可能である場合、桁を剛体としても、僅かな入力の差異で数倍の応答差となる場合も現れ、衝突応答の

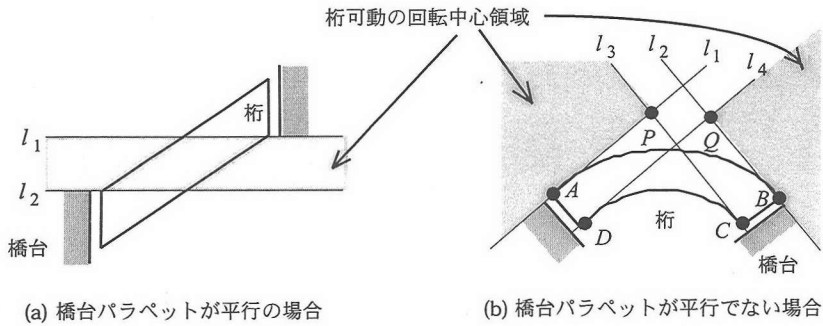


図-1 桁可動の回転中心領域

特性を正確に把握するためには、幾つかの地震波に対する個別的な桁応答では不十分であり、入力を徐々に増大させながら調べる以外に手段はないようである。

また、桁端部、パラベットの破壊に関しては、衝撃力が重要となるが、パラベットの破壊に続く移動に関しては、衝突時のエネルギーとして評価することが合理的と考えられる。

本研究は、以上の観点から、橋台への衝突時の影響が比較的小さい中小規模の桁に限定することにより、桁を剛体と仮定し、力積を用いる古典的衝突モデルの基に、ゴム支承支持された桁の地震時衝突挙動の特性を調べたものである。さらに、橋台が衝突時に吸収すべきエネルギーによる評価法および支承変形量から、衝突を許容した落橋防止の可能性について検討している。

2. 対象とする桁形状と可動変位

本研究において対象とする桁形状は、落橋防止装置が義務付けられる橋梁であるから、道路橋示方書に基づく形状²⁾を含み、大塚等^{3),4)}によってその幾何学的考察がなされている。しかし、ゴム支承によって支持された桁の場合には、必ずしも回転中心が桁角部に限定されず、桁が可動な回転中心の領域として把握することが、桁の回転モードとの関係から必要となる。

斜桁および曲線桁では、図-1の影領域に回転中心が存在するとき、桁は回転可能となる。なお、 l_1 から l_4 の直線は全て橋台に直交している。回転中心がこれらの領域に含まれ、桁の重心から無限遠点にある場合、桁は並進を行うから、これらの領域は桁の回転変位に係わず、可動な並進変位をも代表す

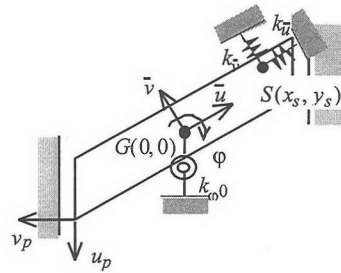


図-2 支承・橋脚の集約バネと剛体桁モデル

るものである。

パラベットが平行でない場合、支承破壊後、桁角部AあるいはBを回転中心とする回転変位の発生に限定し、線 l_1 と l_3 の交点Pが点Aより右側、あるいは点Qが点Bの左側にある桁形状に対し、落橋防止の対策が義務付けられている。しかし、ゴム支承により支持された桁の地震時衝突挙動は、この桁角部に限定した回転中心ばかりでなく、あらゆる箇所を回転中心とする変位が発生し、衝突直後、図の領域に回転中心のある桁変位が増大する。

本研究の当初には、桁の地震応答を抑制する観点から、桁の変位モードの回転中心が図-1に示す領域に入らず、並進モードも常に橋台から拘束を受けるようにゴム支承の剛性値を操作する方法を考えた¹⁾。しかし、桁変位を抑制する明確な効果が見られず、地震時衝突挙動において、桁の回転中心は限定されないと考えるべきである。この点については、数値計算において、その一例を示す。

3. 桁の剛体運動方程式

桁は、ゴム支承と橋脚の弾性バネによって支持された剛体振動子として取り扱い、橋脚も質量を無視した静的バネにモデル化した。中小規模の橋梁を対

象としているから、水平面内における桁の弾性変形は2次的な量となる。

ゴム支承剛性と橋脚剛性のバネとしての合成を行い、座標変換等の操作によりバネ定数を集約すれば、**図-2**のようなモデルとなり、任意形状の桁の地震時剛体運動方程式は、次のようにまとめることができる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{v} \\ \ddot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c & 0 & 0 \\ 0 & c & 0 \\ 0 & 0 & r^2 c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{v} \\ \dot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_u & 0 & -k_u y_s \\ 0 & k_v & k_v x_s \\ -k_u y_s & k_v x_s & k_\phi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ \phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M\ddot{\phi}_u \\ -M\ddot{\phi}_v \\ 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

ここに、 M, J はそれぞれ桁の質量および慣性モーメント、 u と v は重心の並進変位であり、式(1)の剛性マトリクスにおける1行2列および2行1列の要素を0とする直交軸である。**図-2**に示す通り、 ϕ は桁の回転変位、 (x_s, y_s) は重心を原点とする剛心位置、 $\ddot{\phi}_u, \ddot{\phi}_v$ は地震加速度の各軸成分である。減衰マトリクスは質量比例と仮定し、 c は減衰係数、 r は桁の回転半径である。また、式(1)の回転バネ定数は、**図**のバネのもとに次式で表される。

$$k_\phi = k_{\phi 0} + x_s^2 k_v + y_s^2 k_u \quad (2)$$

図のように剛心と重心が一致せず、また、並進剛性 k_u と k_v が一致しない場合、3つの回転モードが得られる。モードの直交性から、桁の重心は、3モードの回転中心を結ぶ三角形の垂心の位置となる。したがって、桁の変位モードにおける、重心変位の重心における接線は、回転中心を結ぶ三角形の辺に平行となる。

衝突応答計算には、橋脚のない単支間橋梁あるいは橋脚の曲げ剛性に方向性のない連続橋を想定し、桁の形状と質量、並進モードの固有振動数と減衰定数、剛心位置と回転剛性半径を与えることによって式(1)を設定した。この場合、並進剛性 k_u と k_v は一致し、桁質量と並進モードの固有振動数を用いて計算できる。この並進剛性 k は支承、橋脚の各合成バネ定数 k_j の総和である。

$$k_u = k_v = \sum_j k_j = k \quad (3)$$

また、重心回りの回転剛性は、次式のように表すことができる。

$$k_\phi = l_k^2 k, \quad l_k^2 = \frac{\sum l_j^2 k_j}{k} \quad (4), (5)$$

ここに、 l_k が回転剛性半径、 l_j は重心から各バネまでの距離である。

剛心と重心が一致せず、 k_u と k_v が等しいとき、重心と剛心を結ぶ線を並進方向とするモードと、この線上に回転中心を有する2つの回転モードが得られる。並進モードの固有円振動数を n_0 とすれば、この回転モードの固有円振動数は式(6)、重心からモード回転中心までの距離は式(7)によって表される。

$$n_{1,2} = \frac{n_0}{\sqrt{2}r} \sqrt{r^2 + l_k^2 \pm \sqrt{(r^2 - l_k^2)^2 + 4r^2 l_s^2}} \quad (6)$$

$$l_{1,2} = \frac{2r^2 l_s}{r^2 - l_k^2 \pm \sqrt{(r^2 - l_k^2)^2 + 4r^2 l_s^2}} \quad (7)$$

式(6)と(7)において、複合同順である。

剛心と重心が一致する場合、方向性のない並進モードと重心を回転中心とする一つの回転モードが得られる。この回転モードの固有円振動数は、式(6)において、 $l_s = 0$ とする低次の値である。したがって、剛心と重心が一致しない場合の回転モードの低次固有円振動数の値は、剛心と重心が一致する回転モードのそれより確実に小さくなる。

並進モードの固有円振動数および減衰定数 h_0 が与えられれば、次式より式(1)における減衰係数が決定する。

$$c = 2h_0 n_0 M \quad (8)$$

4. 衝突事象の力積モデル

桁と橋台パラペットとの衝突事象を力積によってモデル化した。**図-2**に示した桁角部の座標系の基に、衝突前後における衝突桁角部の速度の変化を、次式のように定義する。

$$\left. \begin{aligned} \dot{u}_p^+ &= e_u \dot{u}_p^- \\ \dot{v}_p^+ &= e_v \dot{v}_p^- \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに、 e_u, e_v は衝突前後における桁角部速度の変化率を表す。

e_v は反発係数であり、鋼製桁あるいはコンクリート桁を考えれば、-0.5から0の間の値¹³⁾で実現象に対応できると思われる。一方、 e_u は、桁とパラベットの静止摩擦係数および動摩擦係数に依存するとともに、パラベットに直交する速度成分の影響も受け一様な値ではない考えられる。しかし、この変動が桁の応答に及ぼす影響は、後の計算結果が示す通り、衝突時瞬間の状態の多様性、複雑性の中では、それ程顕著とならないと思われる。

衝突時に桁に作用する撃力を、パラベットに平行な方向と直交する方向についてそれぞれ S_u 、 S_v とすれば、次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} S_u &= \frac{M}{r^2 + l_p^2} \left\{ (e_u - 1)(r^2 + x_p^2) \dot{u}_p^- \right. \\ &\quad \left. + (e_v - 1)x_p y_p \dot{v}_p^- \right\} \\ S_v &= \frac{M}{r^2 + l_p^2} \left\{ (e_u - 1)x_p y_p \dot{u}_p^- \right. \\ &\quad \left. + (e_v - 1)(r^2 + y_p^2) \dot{v}_p^- \right\} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、 x_p 、 y_p は、重心を原点としパラベットの方向を x 軸とするときの、衝突した桁角部の座標値、 l_p は桁重心からこの衝突角部までの距離である。

衝突時には式(10)の力積を次式に代入すれば、衝突直後の桁重心速度が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{u}^+ &= \dot{u}^- + S_u / M \\ \dot{v}^+ &= \dot{v}^- + S_v / M \\ \dot{\phi}^+ &= \dot{\phi}^- + (x_p S_v - y_p S_u) / J \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

なお、この重心速度は桁角部座標系に平行なものであるから、重心に設定された座標系に変換する必要がある。

式(1)の地震入力による運動方程式を各時刻について解き、桁角部変位の評価より衝突の有無が判明し、衝突時には式(11)の重心速度の変化が発生する。このとき、桁変位、桁加速度は保持される。

本論のように、線形の剛体運動方程式および線形の衝突時速度変化則を用いれば、応答の遊間による基準化が可能となる。遊間を Δ として、

$$\frac{u}{\Delta}, \frac{v}{\Delta}, \frac{\phi}{\Delta}, \frac{\ddot{u}}{\Delta}, \frac{\ddot{v}}{\Delta}$$

を基準化した応答変位および入力加速度として使用すれば、得られた応答値に設定した遊間を掛けることにより、その遊間に対する応答が得られる。これは、入力が如何に不規則であっても、遊間が2倍と

なれば、線形補正によって2倍された入力のもとに衝突時刻および衝突の方向が一致することによる。

5. 衝突事象のエネルギーによる考察

衝突時に桁が橋台に及ぼす影響を、衝突時のエネルギー変化によって評価する。パラベットの地震時中の破壊、移動を無視した条件の基に、橋台が衝突時に吸収しなければならない最大エネルギーから、パラベットの橋軸裏込め土側への1次元移動に係わる量を求める。

橋台との衝突前後における桁の運動エネルギーを E^- 、 E^+ とおけば、

$$E^- = \frac{1}{2} M \left\{ (\dot{\phi}_u + \dot{u}^-)^2 + (\dot{\phi}_v + \dot{v}^-)^2 \right\} + \frac{1}{2} J \dot{\phi}^{-2} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} E^+ &= \frac{1}{2} M \{ (\dot{\phi}_u + \dot{u}^- - \Delta \dot{u})^2 + (\dot{\phi}_v + \dot{v}^- - \Delta \dot{v})^2 \} \\ &\quad + \frac{1}{2} J (\dot{\phi}^- - \Delta \dot{\phi})^2 \end{aligned} \quad (13)$$

ここに、

$$\Delta \dot{u} = -\frac{S_u}{M}, \quad \Delta \dot{v} = -\frac{S_v}{M}, \quad \Delta \dot{\phi} = \frac{x_p}{r^2} \Delta \dot{v} - \frac{y_p}{r^2} \Delta \dot{u} \quad (14), (15), (16)$$

式(12)と式(13)の差が、橋台および緩衝材が衝突時に吸収しなければならないエネルギーである。

橋台が桁との衝突によって、パラベットが破壊する現象について考えた場合、衝突桁角部はパラベットとともに移動し、最大移動位置において、速度ゼロとなる。これは、衝突箇所速度の変化率がゼロであることを意味し、このときの衝突前後の運動エネルギー差は、式(9)の速度変化率をゼロとして計算すれば、

$$\Delta E = \frac{1}{2} M (2\dot{\phi}_u + \Delta \dot{u}) \Delta \dot{u} + \frac{1}{2} M (2\dot{\phi}_v + \Delta \dot{v}) \Delta \dot{v} + \frac{1}{2} J \Delta \dot{\phi} \quad (17)$$

このように、桁の減じられた運動エネルギーは、桁の並進と回転に明確に分離できる。この運動エネルギーがそのままひずみエネルギーに置換されるものとすれば、桁が橋台に作用する力積の作用方向から、パラベットの橋軸方向裏込め土側への1次元移動に係わるエネルギーは次式で表される。

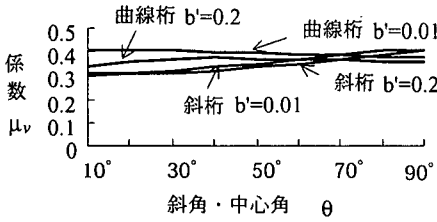


図-3 橋台パラペットへの衝突影響係数

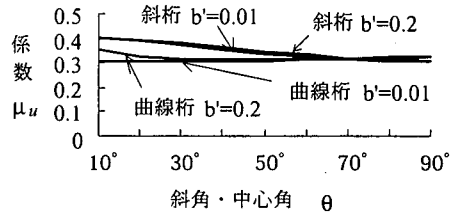


図-4 落橋防止装置への衝突影響係数

$$\Delta E_v = \frac{1}{2} M (2\dot{\phi}_v + \frac{r^2 + x_p^2}{r^2} \Delta\dot{v}) \Delta\dot{v} \quad (18)$$

なお、厳密には、式(17)のエネルギーから、緩衝材による吸収エネルギー、および桁の衝突位置から裏込め土側への変位に伴う支承等のひずみエネルギーの増分、さらにパラペットの運動エネルギーも差し引かなければならないが、安全側の値として式(18)を採用できる。橋台パラペットに作用する水平力とパラペットの破壊から移動に続く変位の関係が既知であれば、式(18)のエネルギーによってパラペット移動量の推定計算が可能となる。

本論では、式(18)の橋台が吸収すべきエネルギーを評価するために、遊間がゼロの直橋における地震時最大運動エネルギーを用いる。すなわち、桁がパラペットと常に接触状態にあるとき、桁の運動エネルギーは、地震速度と桁質量のみによって表され、橋台と裏込め土のひずみエネルギーに置換されるから、これを橋台が桁から受ける影響の基準とすれば、具体的な評価ができる。橋台が吸収しなければならないエネルギーが、この直橋の橋台と同等以下であるためには、次式を満足しなければならない。

$$\Delta E_v \leq \frac{1}{2} M \dot{\phi}_v^2 \quad (19)$$

斜桁あるいは曲線桁の橋台との衝突時において、式(19)を満足するパラペット直交方向の重心速度成分の変化量は次式となる。

$$\Delta\dot{v} \leq \frac{\sqrt{2 + (x_p/r)^2} - 1}{1 + (x_p/r)^2} \dot{\phi}_v = \mu_v \dot{\phi}_v \quad (20)$$

式(20)における係数 μ_v は桁形状のみによって決定し、この係数の値が小さいほど橋台に及ぼす衝突の影響が大きいことを意味し、衝突影響係数と呼ぶことにする。応答計算では、衝突時重心速度の変化量を、基準とする入力地震最大速度によって除した無次元量を求め、これを衝突影響係数と比較すること

によって衝突の影響を評価している。なお、衝突時重心速度変化量を衝突影響係数で割った速度は、衝突の影響と等価な運動エネルギーの算出に用いることができる。

桁質量を等分布と仮定し、幅員が一定の斜桁と曲線桁について、係数 μ_v を示せば図-3となる。斜桁においては鋭角部、曲線桁では外円角部が衝突した場合に、衝突影響係数は他の角部の衝突より小さい値となる。重心を原点とするこれら桁角部の x 座標値と回転半径の比は、斜桁では式(21)、曲線桁では式(22)によって表される。

$$\frac{x_p}{r} = \frac{\sqrt{6(\cos\theta + b')}}{\sqrt{2 + 3b'\cos\theta + 2b'^2}} \quad (21)$$

$$\frac{x_p}{r} = \frac{12\theta + 6\theta b' - (12 + b'^2)\sin\theta}{2\sqrt{72\theta^2 + 18\theta^2 b'^2 - (12 + b'^2)^2(1 - \cos\theta)}} \quad (22)$$

ここに、式(21)において、 θ は斜角、 b' は幅員を斜角の正弦で除した長さ(桁端部の幅)と桁長の比、式(22)において、 θ は曲線桁の中心角、 b' は幅員と円弧の橋軸線半径の比である。衝突影響係数 μ_v の最大値は 0.414 であり、図-3 に示した桁形状の範囲では約 0.3 が下限値である。

参考として、斜桁あるいは曲線桁の桁端部に、橋軸直角方向の変位を拘束する装置が設置されている場合を示す。橋台パラペットへの作用と同様に考えれば、この装置および橋台が吸収しなければならないエネルギーは式(23)、遊間ゼロの直橋の影響と同等以下であるための条件式は式(24)によって表される。

$$\Delta E_u = \frac{1}{2} M (2\dot{\phi}_u + \frac{r^2 + y_p^2}{r^2} \Delta\dot{u}) \Delta\dot{u} \quad (23)$$

$$\Delta\dot{u} \leq \frac{\sqrt{2 + (y_p/r)^2} - 1}{1 + (y_p/r)^2} \dot{\phi}_u = \mu_u \dot{\phi}_u \quad (24)$$

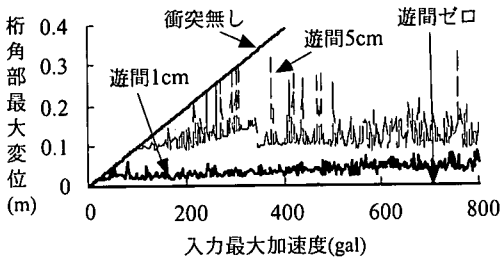


図-5 斜桁角部最大変位への遊間の影響

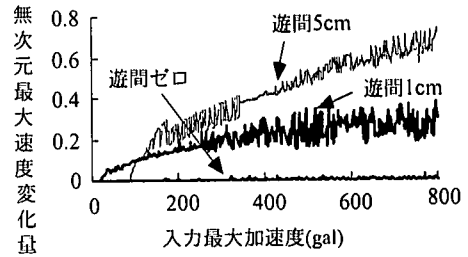


図-6 斜桁衝突時最大速度変化量への遊間の影響

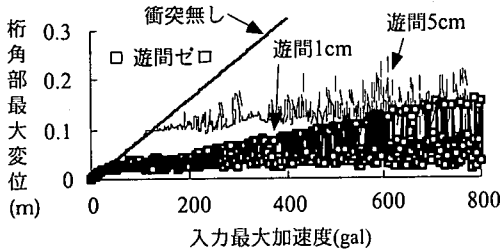


図-7 曲線桁角部最大変位への遊間の影響

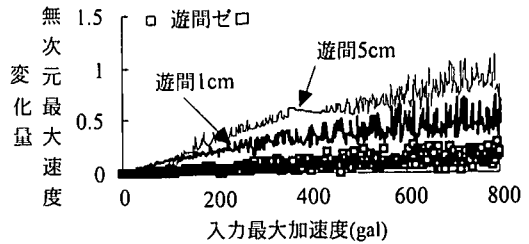


図-8 曲線桁衝突時最大速度変化量への遊間の影響

図-3と同様に、図-4に係数 μ_v を示している。この場合も、衝突影響係数は約0.3から0.4の値となる。

6. 地震時衝突応答計算結果と考察

ゴム支承支持された斜桁、曲線桁の地震時衝突応答を、Newmarkの β 法を用いて桁と橋台の衝突を考慮した計算を行った。計算に使用した地震波は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台記録のNS、EW成分であり、これらの2方向入力を行った。波形は、NS成分の最大値を2gal刻みで増大させ、NS成分とEW成分を同じ割合で波形全体を線形補正し、800galまでの1成分400波形について、2成分同時入力に対し最大応答を求めた。入力方向は、斜桁ではEW成分を橋台パラベットの方向に、曲線桁では対称軸方向にしている。これらの方向を変えても、最大応答値としての変動は小さい。

積層ゴム支承によく使用されている2%を並進モードの減衰定数として使用し、式(1)から減衰係数を求めて計算を行った。最小の時間刻みは 5×10^{-4} 秒とし、桁角部変位から衝突の発生の有無を判断する際、誤差として桁角部が橋台側へ入り込む最大量は、この時間刻みでも桁変位の100分の1以下であった。遊間による基準化を行わない応答計算でも、遊間量と応答との相似性が確保されているから、この誤差

は問題ないと言える。計算時には、遊間が小さいより寧ろ遊間が大きいほど応答速度は増大するため、時間刻みを小さくしなければならないことに注意を要する。

斜桁は、橋長100m、幅員11.55m、斜角 60° 、一様質量分布として回転半径は30.07mである。この斜桁が橋台と衝突するとき、衝突影響係数は0.366となる。曲線桁は、橋長100m、幅員10m、中心角 30° 、回転半径28.89mである。この曲線桁の橋台との衝突影響係数は0.412となる。支承および橋脚のばね定数は、主軸2方向が同じ値とする。橋長100mの設定は常識的には中小規模を超えるものであるが、下記に示す通り、橋長そのものは地震時衝突応答に関係せず、単にこの橋長で設定される遊間量5cmを基準として地震時衝突応答を評価するものである。

(1) 遊間の影響

図-5から図-8に、遊間の影響の典型的例として、斜桁および曲線桁の桁角部最大変位と、衝突時における橋台に直交する桁重心速度成分の最大変化量を示している。最大速度変化量は、2つの加速度記録から得られる合成速度の最大値1.06m/sで無次元化し、衝突影響係数 μ_v と比較できる。桁角部の衝突時速度変化率は、橋台パラベットに直交、平行方向ともにゼロとした。

斜桁は、橋軸線を並進モード(固有振動数1Hz)

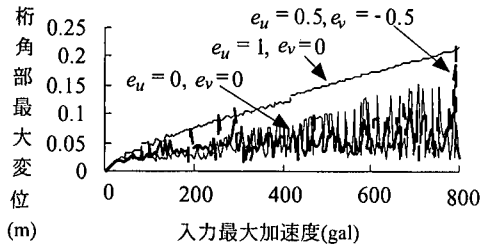


図-9 曲線桁角部最大変位への衝突時速度変化率の影響

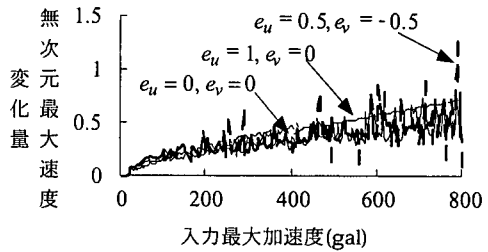


図-10 曲線桁最大速度変化量への衝突時速度変化率の影響

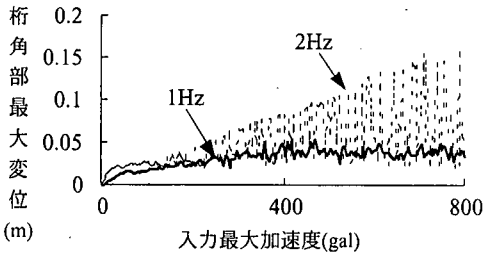


図-11 曲線桁角部最大変位への固有振動数の影響

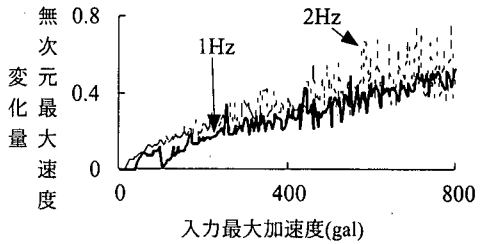


図-12 曲線桁衝突時最大速度変化量への固有振動数の影響

とし、回転モードは橋軸線上の重心から 85.72m (同 0.64Hz)、10.55m (同 1.10Hz) である。これは回転剛性半径が回転半径の 1.5 倍、剛心が橋軸線上の重心から回転半径の 0.5 倍の位置にある場合の値である。曲線桁は、対称軸を並進モード (固有振動数 1Hz) とし、回転モードの中心はこの対称軸上に有り、重心からの距離および固有振動数は斜桁と同じである。これらの値は、少し剛心が重心から離れてはいるが、橋脚の存在、ゴム支承剛性値間の差異など考えれば、実橋でも存在する値と思われる。

図-5 および 7 に見られる桁角部変位のピークが示すように、回転可能な桁の衝突応答の特徴として、遊間量の 4、5 倍を超える変位が入力最大加速度の変化と共に突然現れることである。これは、地震時中、桁は橋台に閉じ込められ続ける状態が在るとともに、拘束から飛び出す状態が、僅かな入力の違いによって発生することを意味する。1 自由度衝突系の正弦波入力によるカオス応答の例があるように、入力に規則性があっても衝突状態は多様となる。桁が拘束から飛び出す状態は、衝突時の瞬間における衝突桁角部の箇所、方向、速度などの状態と地震外力の状態によって決定し、衝突時の瞬間これらの条件が満足されたとき発生する。したがって、地震時衝突応答においては、対象とする地震に対して安全側としての応答値を得るには、入力地震動の大きさを細かく変えて、応答最大値の上限値を求める必

要がある。

本計算は、遊間による基準化を行っていないが、応答が複雑であっても、遊間量の比を相似率として、応答の相似性が成り立つことが、図から確認できる。遊間量が 5 倍になれば、5 倍の入力地震波のもとに桁と橋台との衝突時刻と衝突方向は一致し、応答は 5 倍となって現れる。以下の応答計算では、遊間を 1cm とする計算例を多用する。

衝突が頻繁に発生するほど、衝突無しに比べ桁変位は抑制されるが、衝突時の桁速度の変化量は入力が増大とともに確実に増大する。入力の増大に伴い、桁変位の増加する勾配は衝突無しのそれより小さく、衝突速度の増加する勾配は臨界衝突時が最も大きく、正の勾配のまま徐々に緩やかになるから、ほとんどの場合、遊間量が大きい程これらの応答は大きくなる。特に重要と思われるのは、衝突が始まる入力最大加速度から僅かな入力の増加に対し、急激に衝突速度が増大する点である。桁と橋台を衝突させない免震橋の設計では、大きく遊間を取るから、設計入力を超える地震によって衝突が発生した場合、非常に大きい衝突速度となる恐れがある。

図中の遊間ゼロの場合、道路橋示方書の規定から現実的ではないが、有限な遊間量による基準化に対する一種の特異解であり、落橋防止の一つの有効な手段とも考えられる。斜桁については、斜角 10° 幅員比 0.05 のような桁でも、衝突時速度変化率が

2方向ともゼロと仮定すれば、遊間ゼロによって変位および衝突速度ともに無視できるほど小さくなる。一方、本計算例の曲線桁の遊間ゼロの桁変位は、遊間1cmのそれとあまり変わらないが、衝突時の桁速度の変化量は確実に小さくなる。遊間ゼロの応答が非常に小さくなることは、桁の温度伸張による桁と橋台への問題を解決できれば、橋台パラペットが平行な中小規模の橋梁に対し、経済的な落橋防止の一つの有効な手段と思われる。

(2) 衝突時速度変化率の影響

本理論計算において、桁と橋台パラペットの接触現象が一つの不確定要素であるため、図-9および10に、衝突時速度変化率を変えて、入力加速度の違いによる曲線桁変位および最大速度変化量の変動を示す。用いた橋は遊間1cmの前節と同じ曲線桁である。鋼と鋼の反発係数約0.5をパラペットに直交する速度変化率 e_n の値として使用した例、桁と橋台の滑り摩擦をゼロすなわち $e_u=1$ とした計算例を示している。

橋台に作用する力積から、衝突時に桁角部は速度ゼロとなることが理想的であり、桁の飛び出し変位が発生した場合には、反発係数に応じて衝突速度は非常に大きくなる。一方、摩擦が無い場合、応答の変動は小さくなるが、桁変位は全体として大きくなる。斜桁のように、橋台が平行である場合、遊間がゼロでも、摩擦がなければ当然橋台に平行な方向の変位が発生する。この例は次章に示す。

図から、応答最大値の上限値側に速度変化率の影響が見られるが、滑り摩擦ゼロの場合を除き、多くの応答は反発係数ゼロとした中に含まれる場合が多い。したがって、桁と橋台の接触現象の不確定性の影響は、地震時衝突応答の多様性の中に含まれてしまうと考えることができる。

(3) 固有振動数(支承剛性値)の影響

図-11, 12にこれまで使用した曲線桁に対し、並進モードの固有振動数のみ2Hzに変えた曲線桁の応答計算結果を示す。回転モードは変わらず、固有振動数が1Hzのそれらの2倍となる。なお、2つの計算結果を明確にするため、入力最大加速度は4.0gal刻みとしている。

固有振動数が1Hzのそれらの2倍となる。なお、2つの計算結果を明確にするため、入力最大加速度は4.0gal刻みとしている。

固有振動数を大きくすれば最大応答値の変動は極端に小さくなり、桁変位は抑えられる。しかし、衝突時最大速度変化量については、桁変位ほど顕著な

減少は見られず、桁が衝突時に橋台に与える影響は、支承剛性を大きくしても効果はないと考えられる。なお、2つの速度変化量の平均的な差は、臨界衝突時の桁の相対速度の差にほぼ等しい。

(4) 剛心位置(支承間の剛比)の影響

図-13と14は、地震時衝突桁変位へ及ぼす剛心位置の影響を示したものである。斜桁および曲線桁の形状は、これまでのものと同じであり、並進モードの固有振動数は1Hzである。斜桁については、回転剛性半径を回転半径の1.2倍と少し小さくし、剛心位置を橋軸線上の重心から回転半径の距離に取っている。この場合、2つの回転モードの中心ともに、図-1に示した回転可能中心領域に入る。曲線桁については、回転剛性半径を回転半径の1.5倍とし、重心を通り対称軸に直交する線上の回転半径から1.2倍の位置に剛心を設定した。並進モードは常に橋台の拘束を受け、2つの回転モードの中心は回転可能中心領域の外にある。

斜桁の例から、剛心を重心から離れたとき、臨界衝突を僅かに超える入力加速度で、桁変位は衝突が発生しない変位を大きく超える場合がある。この臨界衝突を僅かに超えた応答は非常に不確定であるが、剛心が重心を離れたとともに、モードの回転中心が回転可能領域にあるとき、桁変位はより増大するようである。したがって、衝突を考慮しない分散支承の橋梁も、免震ビルほどの厳しさでなくとも、衝突の発生に備えた剛心に対する配慮は必要と思われる。

一方、本研究当初、並進モードが常に橋台の拘束を受け、桁の回転モードの中心が回転可能となる回転中心領域の外にあれば、衝突における力積も一種の外力と考えられるから、応答へのモードの寄与は小さく、桁変位は小さくなると予想した。しかし、図-14が示すように、剛心は重心に一致させることが、地震時衝突応答変位を低減させる最も良い方法であることが判る。

桁と橋台が恒常的に衝突している場合、最大変位の上限值であっても、衝突無しの桁変位に比べ確実に低減し、この上限値は橋台による桁振動の閉じ込め状態からの飛び出し現象である。したがって、桁の地震時衝突応答は地震時共振応答とは異なり、突発的な桁の飛び出し変位を拘束する支承の剛性と、飛び出し時の回転中心に対する桁の慣性モーメントが桁変位に最も影響することになる。剛心を重心から離すことは、2つの回転モードのいずれかの固有振動数を非常に小さくすることであるから、小さい固有振動数の回転中心に近く、回転可能中心領域に回転中心があるとき桁の飛び出し変位が大きくなる。

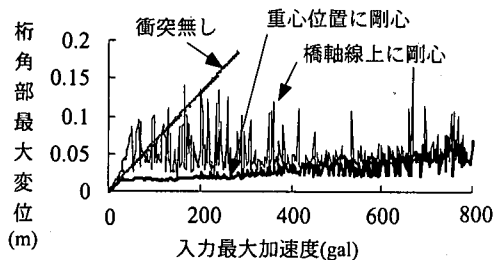


図-13 斜桁角部最大変位への剛心位置の影響

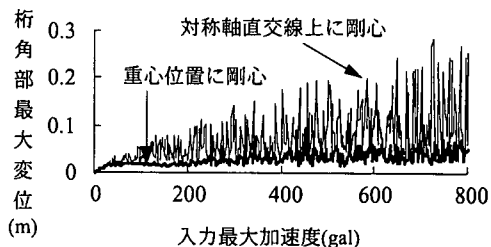


図-14 曲線桁角部最大変位への剛心位置の影響

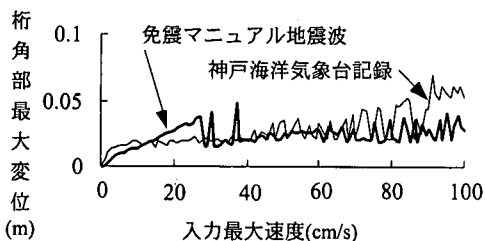


図-15 斜桁最大変位への地震波の影響

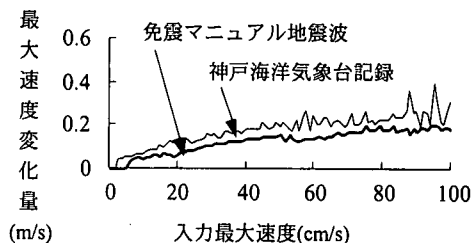


図-16 斜桁最大速度変化量への地震波の影響

回転モードの固有振動数が最も大きくなるのは、剛心と重心が一致する系であり、並進モードが橋台の拘束を受けなくとも、また、モードの回転中心が回転可能中心領域に入っても、重心と剛心を一致させることが、桁変位を抑える上で最も合理的である。

(5) 地震波の影響

図-15、16は入力地震波を変えた計算例である。道路橋の免震設計マニュアル(案)のⅡ種地盤用の加速度波形(最大417gal)の先頭から880個のデータを削除したものを橋台直交方向に、Ⅰ種地盤用データ(最大360gal)をそのまま橋台平行方向に入力した結果と、これまでに使用した神戸海洋気象台記録による結果とを比較している。入力地震波の最大速度を横軸に図示する。2方向を合成した地震波形は、1m/sの同じ最大速度のとき、免震マニュアル波では319gal、神戸海洋気象台記録では802galの最大加速度となる。当然、免震マニュアル波の方が長周期成分が大きい。なお、剛心は重心位置に、並進モードの固有振動数は1Hzとしている。

これまでの計算結果から、衝突応答の最大値の上限は桁が変位可能な方向に初速を与えられた突発現象であることが判った。また、衝突無しの場合の桁変位に対し、遊間が非常に小さくなれば桁の応答は超短周期となるから、地震波の周波数特性に依存することは小さくなる。したがって、地震時衝突応答計算は、膨大な衝突回数の中で衝突時各瞬間での地震外力の多様性があれば十分であり、周波数特性の異なる地

震波を様々変えて応答計算を行う必要はないと考えられる。ホワイトノイズが入力地震波として理想的であるが、不規則な2方向入力波形を応答の上限値を得ることができるほど細かく増加させて計算すればよい。

図が示すように、入力加速度が2倍以上大きく異なっても、入力最大速度が同程度であれば、桁変位、桁速度ともに2つの入力に対し同程度の値となっていることがわかる。ただし、衝突時最大速度変化量に現れる差は、臨界衝突時の桁の最大速度の差にほぼ等しく、桁の遊間内での振動では地震波の加速度が支配的であるため、加速度がほぼ2倍大きい神戸海洋気象台記録による応答速度が大きく、この差がそのまま恒常的衝突応答にも現れたものである。これらの結果から、桁が衝突応答時に持つ最大の運動エネルギーは、地震最大速度と臨界衝突時の桁速度の和としての絶対速度から計算できるものと推測できる。

7. 桁の衝突を許容する落橋防止の可能性

桁長100mの斜桁、曲線桁について、桁形状も含めて、桁と橋台との衝突を許容したゴム支承のみによる落橋防止の可能性について検討する。

これまでの結果から、剛心は重心位置、衝突時速度変化率はゼロ、支承剛性は大きい方が望ましいことが判った。したがって、並進モードの固有振動数

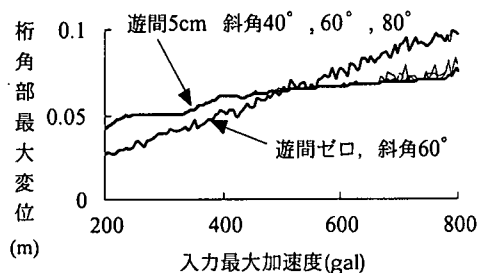


図-1 7 斜桁角部最大変位への桁形状の影響

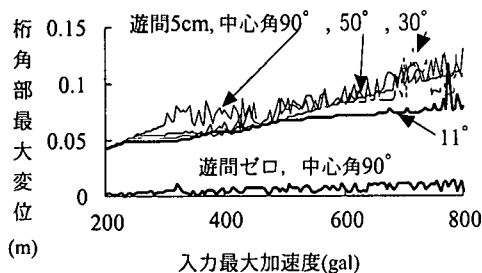


図-1 9 曲線桁最大変位への桁形状の影響

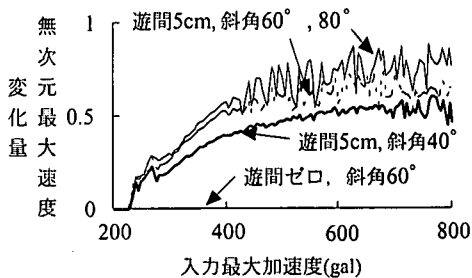


図-1 8 斜桁最大速度変化量への桁形状の影響

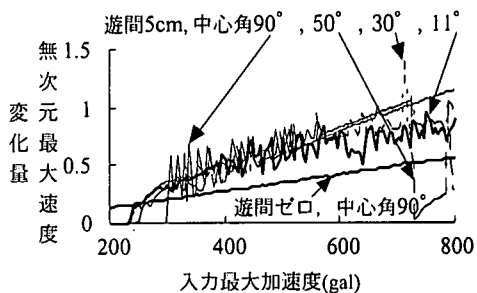


図-1 20 曲線桁最大速度変化量への桁形状の影響

を 2Hz としてこれらの条件を考慮した結果を図-1 7 から 1 9 に示す。

図中の中心角 11° の曲線桁は図-1 における点 P, Q が橋台側へ入る形状で、この場合には桁変位が他の形状に比べ僅かに小さいが、斜桁、曲線桁ともに形状を変えても、桁変位、衝突時速度変化量とも顕著に変わることはない。

遊間 5cm においては、桁形状に関わらず、桁変位は最大でも 10cm 程度であるから、支承破壊は防止できると思われる。しかし、衝突時の無次元最大速度変化量は 1 を超える場合があり、これは、同じ質量を有する遊間ゼロの直線桁の運動エネルギーの約 10 倍のエネルギーを、橋台と裏込め土は衝突時に吸収しなければならない値である。パラペットへの水平力とその変位が線形とすれば、遊間ゼロの直線桁の移動量の約 3 倍を意味する。したがって、100m 規模の橋梁では、巨大地震時に衝突時の橋台の負担を軽くするためには、遊間を通常より小さくする以外に方法はないと思われる。

図-2 0 では、中心角 50° の曲線桁が入力最大加速度 700gal から 800gal の間で、衝突時速度変化量が極端に小さくなっている。この現象は多くの数値計算の中で、時々発生し、地震波の入力方向を変えれば、他の桁形状と同じになる。この現象は桁変位が発生した状態で、遊間ゼロと同じような桁閉じ込め状態が発生していることを意味する。

以上の結果から遊間は非常に小さいことが望ましいことが明確であるが、桁の温度伸張に伴う遊間量の問題が重要となる。しかし、遊間をゼロとする場合でも、桁と橋台の摩擦が非常に小さければ、本論が対象とする桁は温度伸張とともに移動可能である。この時、桁自身の剛性に関係せず、橋台は桁移動に伴う支承変形による力を桁から受けることになる。

支承剛性の剛心が重心に一致する場合、桁は温度伸張に伴い移動可能であれば、斜桁では、この力は橋台に対して鈍角頂点を結ぶ対角線に直交する方向に作用し、式(25)によって表される。曲線桁では、対称軸に平行な方向に式(26)の力が作用する。

$$N = \frac{k_{\phi} \epsilon \sin \theta}{l(\cos \theta - b') \sqrt{1 + 2b' \cos \theta + b'^2}} \quad (25)$$

$$N = \frac{1}{2} k_{\epsilon} R \cos \frac{\theta}{2} \quad (26)$$

ここに、 k_{ϕ} は斜桁の重心回りの回転剛性、 ϵ は温度ひずみ、 l は斜桁の橋長、 k は曲線桁の並進剛性、 R は曲線桁橋軸線の半径である。 b' および θ は第 5 章に示した斜桁、曲線桁の形状を表す記号と同じである。

橋長 100m の鋼製斜桁(総質量 800t) の回転モードの固有振動数を 2Hz、斜角を 60°、桁端幅と橋長の比を 0.1 とすれば、2.34MN (橋台直交成分

0.984MN)の力が橋台に作用する。曲線桁について、斜桁と同じ橋長、幅員比、質量、並進モードの固有振動数、中心角を 60° とすれば、5.47MN(橋台直交成分 2.74MN)の作用力を得る。これらの値は、遊間ゼロの直橋の温度伸張に伴う橋台への作用力より非常に小さい値である。桁と橋台間の接触時の摩擦が小さく、これらの作用力を支持できる橋台であれば、遊間ゼロも可能と思われる。

図-17から20には、遊間をゼロとしたケースも入れている。桁と橋台の摩擦を小さくすることは、衝突時速度変化率ゼロより応答は大きくなる可能性があり、安全側として摩擦ゼロ($e_u=1$)、反発係数はゼロとした。

斜桁では、パラペット平行方向の変位のみ発生し、この値は速度変化率ゼロのそれより大きくなるが、可動方向のみの一方向加震より確実に小さく、この程度の支承変形は差し支えないものと思われる。衝突時の速度変化量はほとんどゼロとなり、遊間ゼロの直橋の最大運動エネルギーで橋台が安全、あるいは許容できるパラペットの移動量であれば、この斜橋でも安全と言える。

一方、曲線桁では、桁変位は非常に小さく、衝突時速度変化量は、800galで0.4程度の値である。したがって、遊間ゼロの直橋と同程度の影響を橋台は受けることになり、曲線桁も斜桁と同様に考えることができる。

以上の結果より、遊間ゼロにおいて桁移動が可能かつ橋台が桁温度伸張に伴う作用力を支持でき、地震速度に基づく桁の運動エネルギーを橋台がひずみエネルギーとして吸収できれば、落橋および橋台の甚大な被害を発生させることはないと考えられる。

なお、本研究では変位制限装置あるいは落橋防止装置について全く触れなかったが、これらの遊間の影響は桁とパラペットとの遊間と同じであり、もし、橋台との遊間よりこれらの装置との遊間が小さければ、衝突の主体はこれらの装置であり、2方向加振では桁の衝突速度は橋台との衝突を示した例と同程度となる。

8. 結論

落橋防止システムが義務付けられる中小規模の斜桁・曲線桁をゴム支承により支持し、これらの桁の地震時衝突応答特性を調べ、桁と橋台の衝突を許容する落橋防止について検討を行った。得られた結果をまとめれば、次のとおりである。

(1) 衝突時エネルギーを用いた評価法を示し、パ

ラペット直交方向の衝突時重心速度変化量が、最大地震速度の0.3から0.4であれば、遊間ゼロの直橋の最大運動エネルギーに相当するエネルギーを橋台および桁は吸収することになる。

(2) 斜桁・曲線桁の2方向加振による衝突応答の最大値は、支承剛性が小さければ変動が激しく、橋台による桁の閉じ込め状態が継続する場合から、飛び出し変位の発生まで、僅かな入力の変化で発生し、入力の最大値を細かく変えなければ、応答特性は評価できない。

(3) 地震時衝突応答最大値の変動における上限値は、桁が初速を与えられた飛び出し現象と考えることができ、遊間が小さければ、地震加速度より地震速度が応答に支配的となる。また、地震波の周波数特性に依存することはない。

(4) 剛心位置は重心にあることが、衝突応答においても最も合理的である。

(5) 橋長100m規模の橋梁では、温度伸縮により設定される遊間では、支承剛性を大きく、また、剛心を重心位置に設定しても、衝突時のエネルギーは非常に大きく、遊間を小さくすることによってのみ衝突時のエネルギーは軽減される。

(6) 遊間ゼロにおいて、温度伸張に伴う桁の移動を前提とした作用力を橋台が支持でき、地震速度と桁質量から決定する運動エネルギーを橋台が軽微な被害のもとに吸収できれば、ゴム支承支持による実現性の高い落橋防止対策が可能となる。

謝辞: 本研究は、九州橋梁・構造工学研究会の「鋼構造物の終局挙動と耐震設計」分科会における一つの研究テーマとして行ったものであり、分科会委員の方々からの適切な御助言を得たことをここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.12.
- 2) 道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
- 3) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，吉澤努：水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.305-314，1997.7.
- 4) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，川神雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.315-324，1997.7.
- 5) Chapman, H.E. and Kirkcaldie, D.K. : Seismic design of base isolation bridges incorporating mechanical energy dissipators, Bridge Design and Research Seminar, RRU Bulletin 84 Vol.3, pp.781-791, 1990.
- 6) 高速道路技術センター：橋梁の耐震補強工法に関する技術検討，1997.3.
- 7) 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.434，1997.3.
- 8) 川島一彦，庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる

- 桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.129-142, 1999.1.
- 9) Oestreich, M., Hinrichs, N. and Popp, K. : Signal and model based analysis of systems with friction and impacts, *Elasto-Impact and Friction in Dynamic Systems, DE-Vol.90, ASME*, pp.1-7, 1996.
- 10) Slade, K.N. and Virgin, L.N.: Monitoring the behavior of an experimental impacting system, *DE-Vol.90, ASME*, pp.75-84, 1996.
- 11) 井嶋克志, 錦織真樹, 帯屋洋之: 単支間任意形状桁の分散支持構造による落橋防止効果について, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1085-1088, 1997.7.
- 12) 奥山功, 井嶋克志, 後藤茂夫, 帯屋洋之: 分散支持された斜桁および曲線桁の地震時衝突事象における遊間の影響, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, I-B, pp.308-309, 1998.10.
- 13) 森口繁一: 初等力学, 培風館, p.162, 1983.

(1999. 2. 3 受付)

A STUDY ON PROTECTION AGAINST DECK FALL OF SHORT TO MIDDLE SIZE OF BRIDGE USING RUBBER BEARING BY PERMITTING IMPACT DURING AN EARTHQUAKE

Katsushi IJIMA, Hiroyuki OBIYA, Masaki NISHIKORI and Shigeo GOTO

The paper studies the possibility of protection against deck fall of short to middle size of bridges, which use rubber bearings, by positively permitting impact between a deck and abutments during an earthquake. The effect of the impact to abutment can be evaluated by the impact energy. The effective factor for decreasing the impact velocity is only the clearance, and the stiffness of the bearing and the position of the stiffness center only decrease the deck displacement. If the bridge, which needs protection devices against deck fall, is supported by rubber bearings, the deck even with smaller clearance than the limit can move in proportion to deck extension by temperature. Therefore, applying small clearance and rubber bearing make the protection practical.