

(141) 免震橋に要求される落橋防止構造

○パシフィックコンサルタンツ(株) 林 亜紀夫 オイレス工業(株) 伊関 治郎
パシフィックコンサルタンツ(株) 入澤 徹 パシフィックコンサルタンツ(株) 富田 雅久
パシフィックコンサルタンツ(株) 吉川 一成

はじめに ；

震災直後の救援や震災後復旧活動において道路交通は重要な役割を担うものであり、その内においても橋は道路ネットワークの導通に決定的な影響を持つとされている。このことを考えると、橋は設計の際に定量的に設定した以上の事態に遭遇して、構造の一部に破壊が生じたとしても、その機能が全く失われるのではなく、少なくとも路面の連続性を保つために落橋に至らないことが要求される。ここでは、橋の設計において震度法や地震時保有水平耐力法として定量的・決定論的に設定される地震動および応力・変位計算による検討の範囲を越える事態に至った場合の橋の挙動を考察し、これに対処する構造のあり方を検討して、震後用途に貢献し得る橋の設計方法を探るための資料としたい。

設計地震動と設計手法 ；

震度法で規定している設計地震動と設計方法の範囲をレベル1と呼び、地震時保有水平耐力法で規定している範囲をレベル2と呼ぶこととする。これら定量的検討を基本とする設計に対して本報告で着目するように、定量的把握を越える範囲をレベル3と呼ぶこととする。従ってレベル3における設計では、レベル2の設計震度と応答スペクトルを下限として持つ概念的な地震動と、それに対する設計理念との組み合わせが用意されることになる。レベル1に対応する設計手法は弾性仮定による許容応力度法であり、レベル2に対応する手法は弾塑性仮定による靱性の照査であることに対して、レベル3では路面の連続性を損なう落橋を避けるために必要な構造形態を検討することが必要とされる。落橋という事態から橋を守るために、先ず必要なことは上下部構造間に生ずる相対変位を適切に処理することである。具体的には「主要な構造の各部が衝突して、異常な反力を発生することがないように十分な量の遊間を確保すること」と「上下部構造間にある程度の相対変位が発生してもけたを支えるに足りるけた掛り長を確保すること」の2項目があげられる。これらはいずれも発生した相対変位への対処であるが、さらに「相対変位を、その発生段階において抑制すること」も有効であり、具体的には「けた端部に設ける落橋防止装置」「可動支承部に設ける移動制限装置」がこれに相当する。特に免震設計による橋においては、その基本原理として柔軟化や減衰付与の効果を得るためにある程度の変位を許容するものであることを考えると、変位の抑制には入念な配慮が必要である。本報告においては、特に後者の「相対変位を抑制する（押し留める）」ことに着目し、この目的で設ける装置とレベル3における橋の地震時挙動との関係を検討する。

相対変位抑制の機能と作動原理 ；

免震設計による橋では免震装置によって上部構造から各下部構造に伝達される水平方向慣性力の意識的な配分を行うことができるので、非常に多径間にわたって連続する上部構造とすることが可能となる。免震設計による多径間連続橋では支承に固定可動の区別がなく、全ての支承部において上下部構造間相対変位が生ずる。従って、固定可動の区別のある橋のように「けた端部に設ける落橋防止装置」のみに変位抑制の効果を集中させると、けた端の下部構造に水平方向慣性力が集中することになる。これを避けるためには全ての下部構造頂部に均等な特性の移動制限装置を設け、橋全体として均等に水平方向慣性力を受け止める方が合理的と考えられる。移動制限装置の反力特性が過度に強いと、かえって下部構造の最終的な保有耐力を越える過剰な塑性化を招き、総合的な意味での橋の耐震性を損なうことになる。変位抑制のための装置の反力特性としてはできる限り緩やかに効いて、衝撃を受け止めるショックアブソーバーの効果を持つ事が要求され

る。ここでは作動原理として利用できる特性パターンを、「粘弾性型」「摩擦型」「変位硬化型弾性」の3種類に分類した。反力履歴特性を定式化したものを式1)~8)に、反力履歴特性模式図を図1に示す。

[粘弾性型]

$$F_A = \text{SGN.}(x) \cdot K_A |x - x_s| + C_A \cdot v \quad \text{----- 1)}$$

$$K_A = M \cdot \left(\frac{2\pi}{T_A}\right)^2 \quad \text{----- 2)}$$

$$C_A = 2 \cdot h_A \cdot M \cdot \left(\frac{2\pi}{T_A}\right) \quad \text{----- 3)}$$

ここに、 F_A は装置の反力、 K_A は装置の等価バネ、 x は上部構造の変位、 v は速度、 x_s は作動遊間、 C_A は装置の粘性減衰係数、 T_A は装置の等価固有周期、 h_A は装置の粘性減衰定数、 M は上部構造の質量である。

[摩擦型]

$$F_A = \text{SGN.}(x) \cdot F_r + \text{SGN.}(x) \cdot K_A \cdot |x - x_s| \quad \text{----- 4)}$$

$$F_r = W \cdot \mu \quad \text{----- 5)}$$

ここに、 F_r は摩擦反力を発生する装置の反力、 W は上部構造の重量、 μ は摩擦反力の係数である。

[変位硬化型弾性]

$$F_A = \text{SGN.}(x) \cdot R_A \cdot \left(\frac{|x - x_s|}{S_t}\right)^n \quad \text{----- 6)}$$

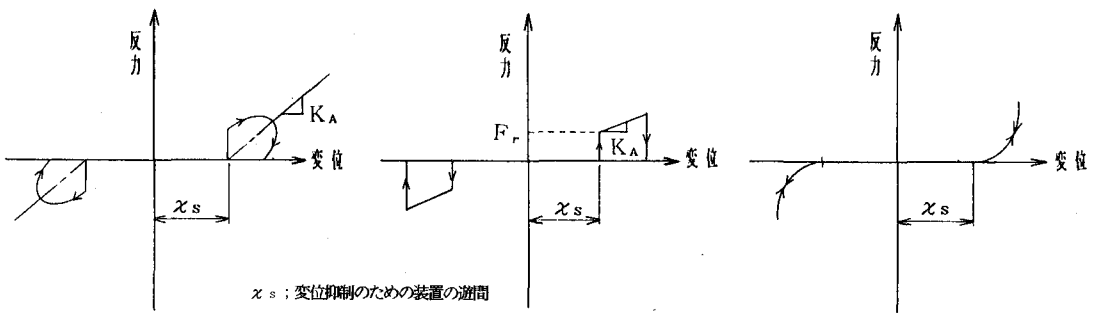
$$R_A = W \cdot C_k \quad \text{----- 7)}$$

$$S_t = (U_{B3} - U_{B2}) \cdot C_s \quad \text{----- 8)}$$

ここに、 R_A は変位硬化型弾性の装置のひずみが1.0の時の反力(仮想)、 S_t は装置の総厚さ、 n は変位硬化の程度を表現する係数、 C_k は装置の剛性に関する係数、 U_{B3} はレベル3の応答スペクトルを入力した場合の免震装置の変位、 U_{B2} はレベル2の応答スペクトルを入力した場合の免震装置の変位、 C_s は装置のストロークに関する係数である。

いずれの装置も次の2条件が満足される場合に反力を発生するものとする。

- ① $|x| \geq x_s$ (作動遊間を越える変位が発生している)
- ② $F_A \cdot x \geq 0$ (装置の反力が上部構造を押し戻す方向に働いている)



a) 粘弾性

b) 摩擦型

c) 変位硬化型弾性

図1 変位抑制のための装置

地震時挙動の傾向把握 ;

前節で分類した装置を用いた場合に、それぞれどの程度の変位抑制効果があるか、その結果としてどのような反力増加の傾向があるのかを知るために、図2に示すようなモデルを用いた地震時応答を計算した。このモデルでは、一般的な免震設計の橋についてその橋脚1基分を表現しており、上部構造質点と免震装置の

等価剛性から計算される固有周期 T_B を2秒、減衰定数 h_B を15%とした。レベル3の地震動条件としては本来は定量的に表現するものではないが、ここでは図3に示すレベル2相当の地震動応答スペクトルを1.5倍したスペクトル強度を持つ地震動を暫定的に用いた。変位抑制のための装置が作動を開始するまでの作動遊間としてはレベル2地震動による変位振幅と同量の X_s を有するものとした。

$$X_s = S_{a2} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_B} \right)^2 \quad \text{----- 9)}$$

ここに、 S_{a2} は図3による応答加速度振幅である。

応答演算に際しては、予め応答スペクトル法によって求めたレベル3地震動による速度振幅に相当する速度 V_o を初期速度として上部構造質点に与え、その後は、式11)による加速度 $\ddot{e}(t)$ が入力されるとして直接積分法による時刻歴応答を計算した。応答スペクトル法による応答振幅と同量の振幅を持つ定常振動を時刻歴で表現し、変位抑制のための装置の反力時間推移を得ようとしたものである。

$$V_o = S_{A3} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_B} \right) \quad \text{----- 10)}$$

$$\ddot{e}(t) = 2 \cdot h_B \cdot S_{A3} \cdot \cos \left(\frac{2\pi}{T_B} \cdot t \right) \quad \text{----- 11)}$$

ここに、 S_{A3} は図3による応答加速度振幅の1.5倍、 t は時刻である。

計算結果を「反力～変位履歴」の形で図4に示す。各図の縦軸は、下部構造頂部に働く総反力を重力の加速度で除した値を示しており、設計震度と同じ次元の量を表している。

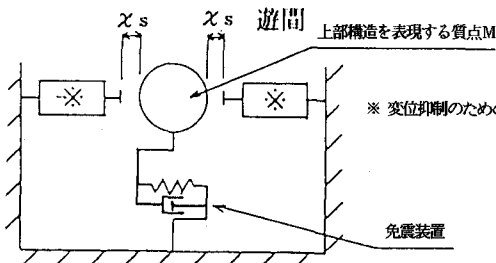


図2 解析モデル

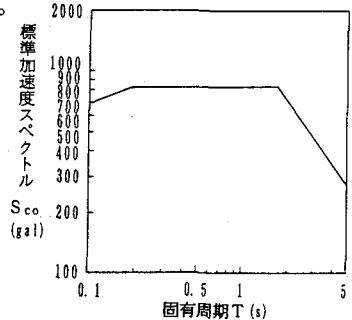


図3 レベル2の応答解析に用いる応答スペクトル（第Ⅱ種地盤用）

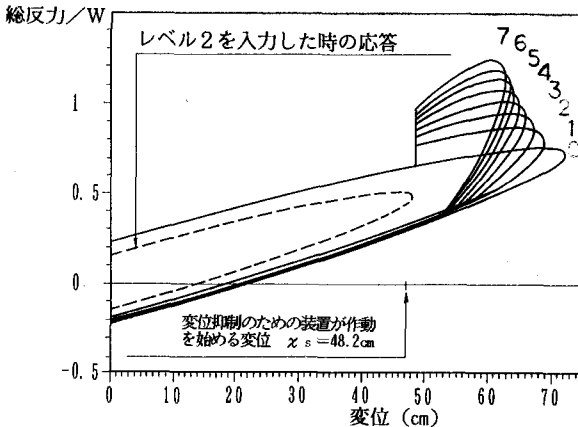
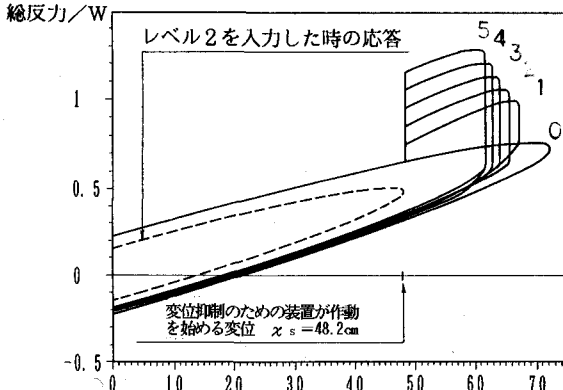


図4 反力履歴曲線（粘弾性型）

[ケース説明]

- ケース0；免震装置のみ
 - ケース1；免震装置の0.5倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース2；免震装置の1.0倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース3；免震装置の1.5倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース4；免震装置の2.0倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース5；免震装置の2.5倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース6；免震装置の3.0倍の剛性を有する変位抑制のための装置
 - ケース7；免震装置の3.5倍の剛性を有する変位抑制のための装置
- 各ケース共、変位抑制のための装置の減衰定数 h_a は15%とした。

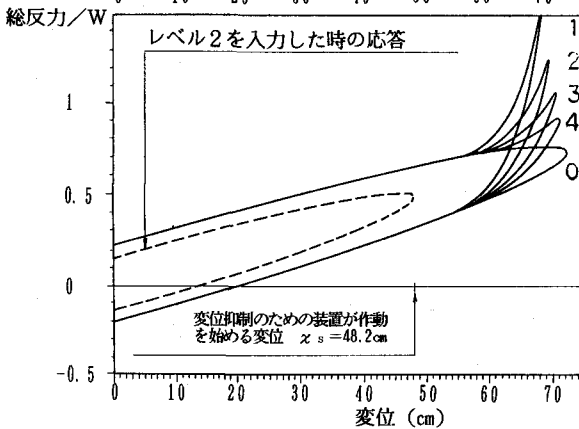


[ケース説明]

- ケース0; 免震装置のみ
- ケース1; 摩擦反力の係数 μ 0.1
- ケース2; 摩擦反力の係数 μ 0.2
- ケース3; 摩擦反力の係数 μ 0.3
- ケース4; 摩擦反力の係数 μ 0.4
- ケース5; 摩擦反力の係数 μ 0.5

各ケース共、変位抑制のための装置のパネは免震装置のパネと同じとした。

図5 反力履歴曲線 (摩擦型)



[ケース説明]

- ケース0; 免震装置のみ
- ケース1; $C_s = 1.0, C_k = 2.0$
- ケース2; $C_s = 1.0, C_k = 1.0$
- ケース3; $C_s = 1.0, C_k = 0.5$
- ケース4; $C_s = 1.0, C_k = 0.25$

図6 反力履歴曲線 (変位硬化型)

まとめ ;

図4～図6に示す演算結果から、変位抑制のための装置を有する免震橋のレベル3における挙動の傾向を見て、次のようなことが分かった。

変位抑制のための装置が、作動を開始してから上部構造の運動が停止するまでには、ある程度のストローク(行程)が必要であり、ストロークを少なくしようとすると抑制のための反力が大きくなる。下部構造に許される最終的な塑性率を考えた場合の保有耐力に相当する設計震度を重力の1.2倍と仮定して、今回の試算結果から判断すると、いずれの種類も装置原理を用いても10cm強のストロークが必要と考えられる。変位抑制のための装置の等価剛性が過度にかたい場合は反力が著しく増加する。図4. a)で用いている特性は粘弾性であるから、装置の特性を等価線型化した場合の結果と考えることができる。この結果を見ると、相対変位抑制のための装置に用いる等価剛性は免震装置の等価剛性の3.0倍程度までが適切と考えられる。

本報告ではレベル3と言う設計レベルを提案し、試算事例として地震時保有水平耐力法に規定される入力地震動の1.5倍を暫定的に用いた場合の結果を示した。これを具体的な橋の設計に反映することを考えると1.5倍であっても相当に厳しい条件であり、合理的な構造上の対処が容易ではないことが分かったが、この種の検討考察は、橋の最終的なサバイバビリティを追求する上で欠かす事のできないものである。今後は橋の全体的なスパン構成等も勘案した上で、変位抑制と許容し得る変位の関係を体系的に把握し、設計を行う際に適用すべき計算の方法を抽出する予定である。具体的な橋の設計に際しては、複雑な解析をしなくても、相対変位抑制のための装置や構造細目を決定することが出来るようにまとめることが目標である。ただし、あまり簡単な数式によって設計計算の方法に還元すると、かえってその本質を取り違える可能性があるため、ある程度は運動方程式と共通の表現も必要と考えられる。なお、本報告は建設省土木研究所と民間28社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」の一環として行われたものである。