

変位制限装置の遊間が橋の地震時応答に及ぼす影響検討

阪神高速道路公団 正会員 西岡 勉，長沼敏彦，鈴木英之
 総合技術コンサルタント 正会員 野口二郎，西森孝三

1. はじめに 道路橋の耐震補強において，支承取替が困難な場合 既設支承をタイプ A 支承とみなし，変位制限装置を設置する対策が行われる．本検討では，レベル 2 地震動に対して支承が損傷する場合を想定した橋の地震時挙動解析を行い，変位制限装置の遊間が橋の地震時挙動に及ぼす影響について調べた．

2. 解析条件 対象とした道路橋は，図-1 に示す橋長 160m のニールセンアーチ橋である．1 点固定の支持条件で固定支承がピボット支承，可動支承がピボットローラー支承となっており，固定側橋脚，可動側橋脚とも 2 層ラーメン構造の鋼製橋脚である．橋軸方向を対象に図-2 に示す骨組みモデルによる非線形時刻歴応答解析を行った．基礎はケーソン基礎であり，水平方向および回転方向の線形ばね(それぞれ， K_H , K_θ)でモデル化した．鋼製橋脚，固定支承，可動支承，および変位制限装置の解析モデルを図-3 に示す．鋼製橋脚はバイリニアモデルとし，対象橋脚の断面構成から降伏耐力 H_y ，降伏変位 δ_y ，許容耐力 H_a ，許容変位 δ_a を表-1 のとおりとした．固定支承は，各構成部材の降伏耐力の内，最も小さい耐力を降伏耐力 H_F とし，固定支承の反力が H_F を超過した後の橋脚・上部構造間の作用力をクーロン摩擦(損傷後の摩擦係数 $\mu_s \times$ 支承の鉛直反力 R_d) が作用するものとしてモデル化した¹⁾．なお，固定支承の損傷前の剛性と損傷後のクーロン摩擦モデルの載荷・除荷勾配は，解析が安定する範囲内でできるだけ大きくすることとし，橋脚剛性の約 50 倍に設定した．可動支承は，移動可能量内で損傷前の摩擦係数 μ_M による摩擦力が作用し，移動可能量を越えストッパー(降伏耐力 $H_M=6,000\text{kN}$) が損傷すると，損傷後の摩擦係数 μ_s による摩擦力が作用するものとした¹⁾．変位制限装置は，設定した遊間を越えると力が作用するものとした．変位制限装置の剛性も固定支承と同様に橋脚剛性の約 50 倍に設定した．また，解析の安定性のため，遊間の 10cm 手前に緩和曲線を設定した．固定・可



(a) ニールセンアーチ橋 (b) 鋼製橋脚

図-1 対象とした道路橋の一般図

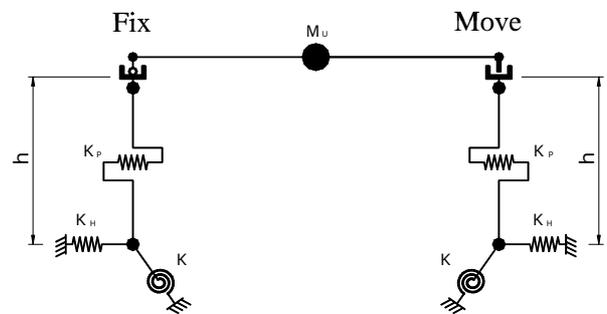


図-2 骨組みモデル

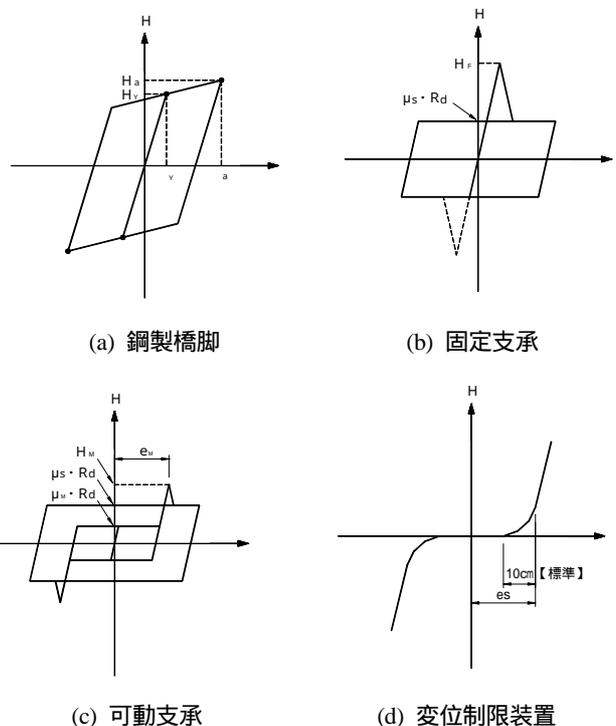


図-3 鋼製橋脚，固定支承，可動支承，変位制限装置の解析モデル

キーワード：支承損傷，変位制限装置，遊間

連絡先：〒541-0056 大阪府中央区久太郎町 4-1-3 TEL 06-6252-8121, FAX 06-6252-4583

動支承の降伏耐力 H_F, H_M 、鉛直反力 R_d 、損傷前後の摩擦係数 μ_M, μ_S を表-1 に示している。解析は、変位制限装置を設置しない場合、固定支承側の変位制限装置を遊間 $e_F=0.1, 0.2, 0.3m$ 、可動支承側の変位制限装置を遊間 $e_M=0.2, 0.3, 0.4, 0.5m$ と変化させて両側に設置した場合について行った。入力地震動は、道路橋示方書 耐震設計編のタイプ Ⅱ、Ⅲ 種地盤の標準波(Ⅱ-Ⅰ)とした²⁾。

3. 解析結果 固定支承の降伏耐力 $H_F=18,000 kN$ に対して、支承が損傷しないと仮定したときの固定支承の地震時の最大反力は $H_F=23,800 kN$ となるので、すべての解析ケースについて固定、可動支承とも損傷が生じる。上部構造の最大応答変位 δ_G を図-4 に示す。可動側変位制限装置の遊間 e_M 、固定側変位制限装置の遊間 e_F が大きいほど、 δ_G は小さくなる。遊間が大きいほど支承損傷後の摩擦減衰が大きくなるため、 δ_G が小さくなると考えられる。変位制限装置がない場合の最大応答変位 $0.86m$ と比較すると、 $e_M=0.2m$ では、変位制限装置を介して上部構造の慣性力が過大に可動側橋脚に伝わってしまうため可動側橋脚上端の最大応答変位 δ_{P2} が許容変位 δ_a を越えてしまい、 δ_G が $0.86m$ よりも大きくなる。固定側橋脚上端の最大応答変位 δ_{P1} を図-5 に示す。 δ_G と同様に e_M と e_F が大きいほど、 δ_{P1} が小さくなる傾向があるが、 δ_{P1} は、いずれのケースでも許容変位 δ_a 以下である。 $e_M > 0.3m$ および $e_F > 0.2m$ ではほぼ変位制限装置がない場合の最大応答変位と同程度となり、変位制限装置を介した上部構造の慣性力の影響は小さくなる。可動側橋脚上端の最大応答変位 δ_{P2} を図-6 に示す。 δ_{P2} は、 $e_M=0.2m$ では変位制限装置を介して上部構造の慣性力が過大に可動側橋脚に伝わるため許容変位 δ_a を超過する。 $e_M > 0.4m$ ではほぼ変位制限装置がない場合の最大応答変位と同程度となり、変位制限装置を介した上部構造の慣性力の影響は小さくなる。

4. まとめ 支承が損傷する場合を想定し、変位制限装置の遊間が橋の最大応答変位に及ぼす影響を調べた。本解析例では、上部構造と橋脚の相対変位が構造上問題のない範囲で固定側および可動側の変位制限装置の遊間をできるだけ大きくする方が上部構造、固定側・可動側橋脚の最大応答変位が小さくなり、耐震安全上有利となることがわかった。また、可動側橋脚の許容耐力・許容変位に余裕がないことから、可動側の変位制限装置の遊間を小さくして可動側橋脚への慣性力の分担を大きくすると、可動側橋脚の最大応答変位が許容変位を超過する場合がある。

参考文献 1) 梶田, 渡邊ら: 鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp. 903-914, 1999.3, 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 耐震設計編, 2002.3

表-1 橋脚耐力・変位, 支承耐力, 損傷前後の摩擦係数など

	固定側(Fix)	可動側(Move)
橋脚の降伏耐力 H_y (kN)	21,000	9,800
橋脚の降伏変位 δ_y (m)	0.58	0.39
橋脚の許容耐力 H_a (kN)	23,400	10,800
橋脚の許容変位 δ_a (m)	0.89	0.55
支承の降伏耐力 (kN)	$H_F=18,000$	$H_M=6,000$ (ストッパー)
支承の鉛直反力 R_d (kN)	22,500	22,500
損傷前の摩擦係数 μ_M	-	0.05
損傷後の摩擦係数 μ_S	0.2	0.2

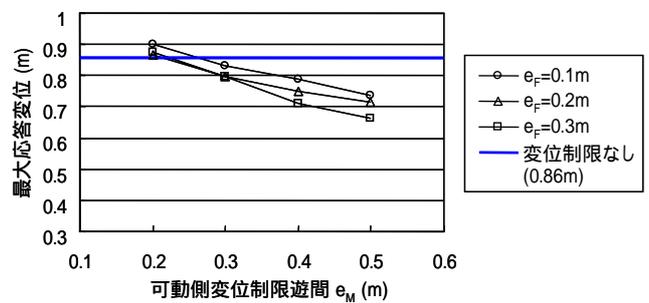


図-4 上部構造の最大応答変位 δ_G

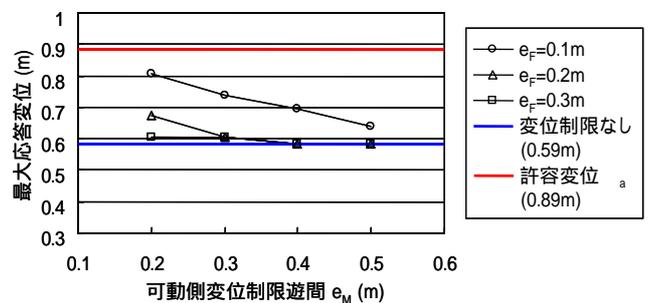


図-5 固定側橋脚の最大応答変位

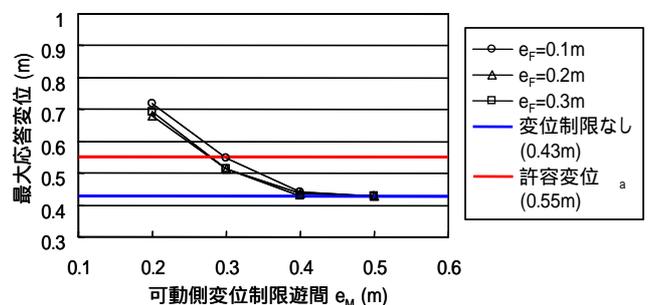


図-6 可動側橋脚の最大応答変位