

すべり支承の特性値が連続桁橋の制震効果に及ぼす影響に関する研究

宇都宮大学大学院 学生員 ○酒井 亮太, フェロー 中島 章典

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、積層ゴム系の免震支承を用いて橋梁の長周期化と高減衰化により地震力の低減と耐震性の向上を図る免震構造が一般的に採用されるようになってきている。しかし、このような免震橋では、地盤条件、橋梁の構造条件等により適用範囲が限定されること、上部構造重量を支えるために免震支承のサイズが大きくなりやすく設計の自由度が限られ割高であること等から、橋全体としてのコスト縮減までには至らない場合がある。一方、最近ではコスト縮減を目的とした機能分離型のすべり支承として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承と水平荷重を受け持つゴムバッファ等の復元力機構を組み合わせた支承構造が採用される事例が増えつつある。

しかしながら、このような支承構造はまだ必ずしも一般的には用いられておらず、摩擦効果を適切に取り込んだ設計法も確立していない現状にある。この理由として、すべり支承の特性の確実性、長期安定性等の問題があるが、その他にすべり支承を用いた免震構造の地震時挙動が十分に検証されていない点が挙げられている¹⁾。

すべり支承の利用方法として、摩擦係数の小さいすべり支承を用いることにより、上部構造から下部構造に伝達される慣性力を極めて小さくするという方法が考えられる。また逆に摩擦係数の大きなすべり支承を使用することで、減衰効果を期待する方法がある。このような減衰効果を適切に組み込むためには、すべり面の摩擦係数、復元力機構の剛性が橋梁の地震時挙動にどのように影響を及ぼすのか検討する必要がある。また、すべり支承を有する橋梁の設計時に設定した摩擦係数や剛性と、橋梁を施工した後におけるすべり支承の摩擦係数や剛性が設計通りにならないことも考えられる。

そこで本研究では、すべり支承の特性値となるすべり面の摩擦係数、復元力機構の剛性をパラメータとして、連続桁橋の制震効果に与える影響を数値解析によって検討することを目的とする。まず、免震支承を有する連続桁橋（以下、免震橋）として橋脚断面およびその免震支承の設計を行い、免震支承を有する際の制震効果の確認を行う。次に、その連続桁橋にすべり支承を用いた解析を行い、着目する応答値を免震橋の場合との比較、すべり支承の特性値が連続桁橋に与える影響を検討する。

2. 検討対象構造

本研究では、まず既往の研究²⁾で用いられた図-1に示すような上部構造諸元を有する連続桁橋を対象とする。支承部には免震支承、あるいはすべり支承を設置している。上部構造はPC床板を有する鋼2主桁橋とし、そのスパン構成は40m, 50m, 40mである。なお、上部構造の両端は可動支承とし、橋脚基部は固定とした。ここでは、橋脚高さ10, 20mの場合を考える。

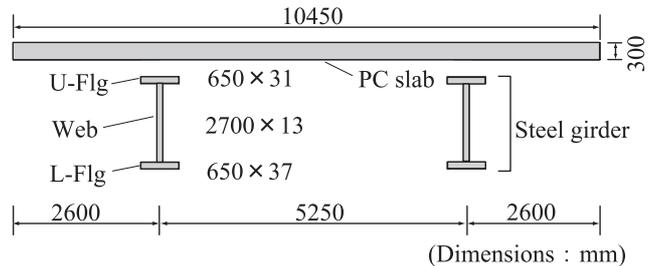


図-1 上部構造

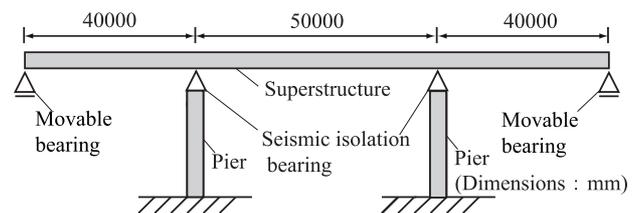


図-2 連続桁橋の全体図

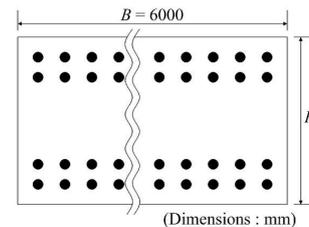


図-3 橋脚断面

ここで、橋脚は図-3に示すような、圧縮鉄筋と引張鉄筋をそれぞれ2段有する長方形断面のRC橋脚とし、橋軸方向の橋脚断面寸法を橋脚断面高さ H 、橋軸直角方向の橋脚断面寸法を幅 B と定義する。

なお、橋梁の設計を想定する地域区分はAとし、地域別補正係数 c_2 は1.0とする。また、すべり支承の特性値が連続桁橋に与える影響を検討する際に、周波数特性の異なる地震動の影響を考慮するため、橋脚基部は固定としているが地盤種別をI種地盤、III種地盤とした。

3. 橋脚の耐震設計

(1) 設計概要

まず、免震支承を有する連続桁橋において最適な橋脚断面の設計を試みる。ここでの最適な橋脚断面とは、考慮するレベル2地震動に対して後述する限界状態に至らず極力橋脚断面高さ H が小さい橋脚断面とする。

次に限界状態の定義を行う。レベル2地震動に対して、橋脚基部断面の圧縮側コンクリートの最外縁が終局ひずみに達する時を限界状態とし、その時の震度を限界値と定義する。ここで、最適な橋脚断面を設計するためには、橋脚のパラメータを変化させ、繰り返し計算を実施する必要がある。変化させるパラメータとして橋脚断面高さ H 、鉄

Key Words: すべり支承, 連続桁橋, 数値解析, 制震効果, 免震支承

表-1 連続桁橋において設計した断面とその時の設計水平震度

橋脚高さ	地盤種別	高さ H	使用鉄筋	鉄筋本数	鉄筋比	タイプ I レベル 2	タイプ II レベル 2	限界値
10m	I 種	1.40	D32	84	0.016	0.40	0.40	0.42
20m	I 種	2.45	D32	90	0.010	0.40	0.40	0.41
10m	III 種	1.50	D32	84	0.015	0.44	0.40	0.45
20m	III 種	2.45	D32	96	0.010	0.40	0.40	0.41

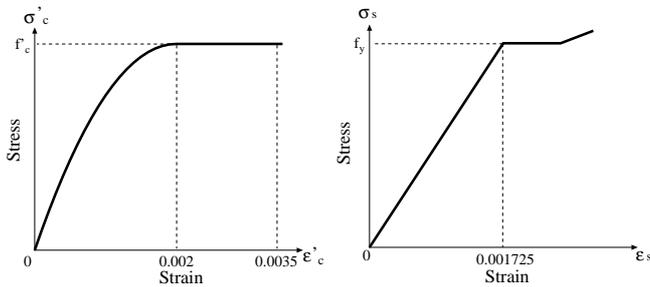


図-4-a コンクリート 図-4-b 鉄筋
図-4 応力ひずみ関係

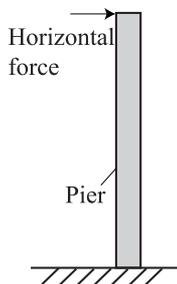


図-5 単柱式橋脚モデル

筋径、鉄筋量があげられるが、今回は鉄筋径は D32 に固定とした。また、幅 B は上部構造の鋼桁の間隔に合わせ、6m で固定とした。実橋梁において、水平力は橋梁の左右から繰り返し加わると考えられるため、圧縮鉄筋および引張鉄筋を同量配置することとする。また、鉄筋比については 0.008~0.06 に収まる範囲内で鉄筋量を決定した。これらのパラメータの範囲を前提条件として最適な橋脚断面の設計を行った。

以上のような条件の下、橋脚の限界状態を確認するための解析方法として、断面のコンクリートと鉄筋の間に平面保持が成り立つ平面ファイバー要素を適用したプッシュオーバー解析を用いた。対象構造系に対して静的な荷重を漸増荷重して、その荷重と橋脚基部のひずみの関係から限界状態に対応する震度を算出した。なお、コンクリート、鉄筋の応力ひずみ関係は図-4 に示すような非線形性を考慮したものを用いた。

(2) 応答値の算定

免震支承を有する連続桁橋の場合には橋脚のみを図-5 のように単柱式橋脚にモデル化し、橋脚の頂部に水平力を生じさせることで解析を行った。地震時に発生する上部構造の慣性力は 2 本の橋脚に伝わるので、1 本の橋脚とそれが支持する上部構造部分を取り出した単柱式橋脚モデルで、橋梁全体系における橋脚の力学的性状を再現できると考えられる。

免震支承には、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた。免震支承は鋼 2 主桁であることから 1 つの橋脚に 2 個設置するものとした。レベル 2 地震動の場合、設計変位を総ゴム圧の 200% 程度とし固有周期から対応する設計水平震度

表-2 橋脚高さ 10m の時の免震支承 1 個当たりの設計値

設計項目	単位	I 種	III 種
設計変位	m	0.300	0.400
降伏荷重	MN	0.589	0.945
一次剛性	MN/m	7.381	16.40
二次剛性	MN/m	1.136	2.523
等価剛性	MN/m	3.939	5.897

表-3 橋脚高さ 20m の時の免震支承 1 個当たりの設計値

設計項目	単位	I 種	III 種
設計変位	m	0.280	0.400
降伏荷重	MN	0.589	0.945
一次剛性	MN/m	7.285	10.35
二次剛性	MN/m	1.121	1.592
等価剛性	MN/m	4.125	4.966

を導いた後、橋の減衰定数および橋脚の構造物特性補正係数による設計水平震度の低減を行うが、道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)³⁾ に従い、設計水平震度の下限値を 0.4 としている。本研究ではここで定まった設計水平震度を応答値と定義する。

(3) 橋脚の設計方法

レベル 2 地震動に対して設定した限界状態に達する橋脚断面を設計する。つまり、プッシュオーバー解析において橋脚頂部に水平方向地震力を作用させ、上述の応答値が限界値を超えないように最適な橋脚断面を決定する。この時限界値と応答値をできる限り近接させるために、繰り返し計算を行う必要がある。

4. 設計結果

以上のような方法で決定した橋脚断面の設計結果を表-1 に示す。鉄筋の本数は引張鉄筋と圧縮鉄筋を同量配置しているのものでそれぞれの本数を示し、タイプ I レベル 2 はタイプ I のレベル 2 地震動、タイプ II レベル 2 はタイプ I I のレベル 2 地震動を示している。

また、設計した免震支承に関しては橋脚高さ 10m の時における免震支承の設計値を表-2 に、橋脚高さ 20m の時における免震支承の設計値を表-3 に示す。

5. 解析概要

上述したように、図-1 に示す上部構造諸元を有する連続桁橋を対象とする。上部構造部材および橋脚部材は、断面のコンクリートと鉄筋あるいは鋼桁との間に平面保持が成り立つ平面ファイバー要素を用いた有限要素法によりモデル化を行う。橋脚高さ 20m の免震支承を有する連続桁橋の場合は、64 節点 63 要素で解析モデルを構築し、橋脚高さ 10m の場合は 44 節点 43 要素でモデルを構築した。このとき、橋脚は RC 橋脚とし、表-1 に示した橋脚断面諸元を有するように要素分割を行う。本研究においては、鉄筋部分を 8 分割、コンクリート部分を 60 分割とし、RC 橋脚断面を 68 分割とする。なお、コンクリートの応力ひず

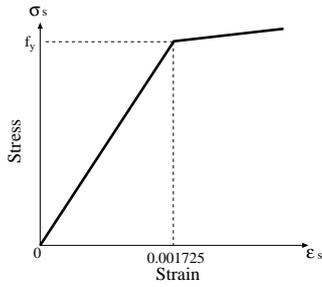


図-6 鉄筋の応力ひずみ関係

表-4 免震橋の応答値

対象橋梁	橋脚基部のひずみ	上部構造の相対水平変位 (m)	固有周期 (s)
I 種-20m	0.331 (1.18)	-0.000543 (0.16)	2.75
I 種-10m	0.346 (1.15)	-0.000671 (0.19)	2.35
III 種-20m	0.520 (1.30)	-0.00109 (0.31)	2.06
III 種-10m	0.471 (1.18)	-0.00222 (0.63)	1.89

()内は限界値との比を表わしている。

み関係は図-4-a, 鉄筋の応力ひずみ関係は図-6 に示すような非線形性を考慮したものを用いた。鉄筋部において橋脚設計時と応力ひずみ関係は異なるが, 橋脚頂部における水平変位と水平力関係を確認し, プッシュオーバー解析結果と大きな差異がないことを確認している。

連続桁橋の解析モデルにおいて, 支承部分には水平, 鉛直, 回転方向のばね要素を設置することでモデル化を行った。支承部分が免震支承の場合, 水平方向のばねには表-2, 表-3 に示す値を組込んだ。支承部分がすべり支承の場合は, すべり支承の特性値が連続桁橋の制震効果に及ぼす影響を検討するため, すべり支承の摩擦係数と復元力機構の剛性を変化させた。ここで, 摩擦係数は文献⁴⁾を元に, 低摩擦として0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 中摩擦として0.10, 0.13, 0.15, 高摩擦として0.20, 0.30, 0.40と変化させた。また, 二次剛性 K_2 はゴムバッファなどの復元力機構の剛性を表わしており, 支承1個当たり0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0MN/mと変化させ解析を行った。支承の鉛直方向は剛な結合条件を満たすようなばね定数を定め, 回転方向は解析の対象とする振動モード(支承が水平方向に変位する振動モード)に大きく影響しないため, 十分小さなばね定数を定めた。

入力地震動として, 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)³⁾に記載されているレベル2地震タイプIを用いた。I種地盤の橋梁には, I-I-1, I-I-2, I-I-3の3種類, III種地盤の橋梁には, I-III-1, I-III-2, I-III-3の3種類の入力地震動を用いて動的解析を行った。

6. 解析結果

構築した解析モデルを用いて動的解析を行い, すべり支承の特性値が連続桁橋の制震効果に与える影響を検討した。今回, 上部構造の相対水平変位の絶対最大応答値と橋脚基部における最外縁コンクリートの圧縮ひずみの最大値に着目し, すべり支承によって上部構造の変位および橋脚のひずみをどの程度抑えることができるのか検討するため

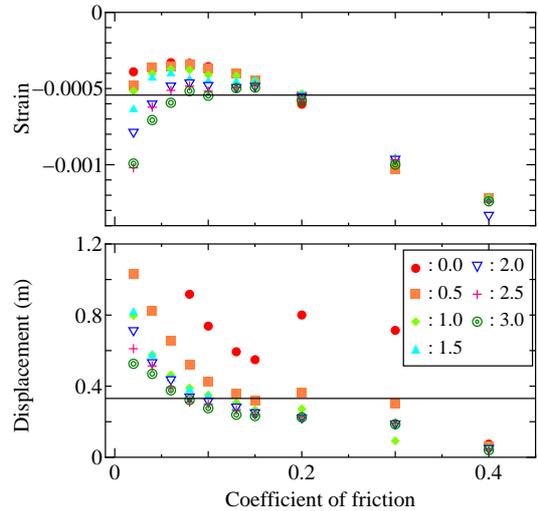


図-7 上部構造の相対水平変位と橋脚基部の圧縮ひずみの最大応答値 (I種地盤, 橋脚高さ20m)

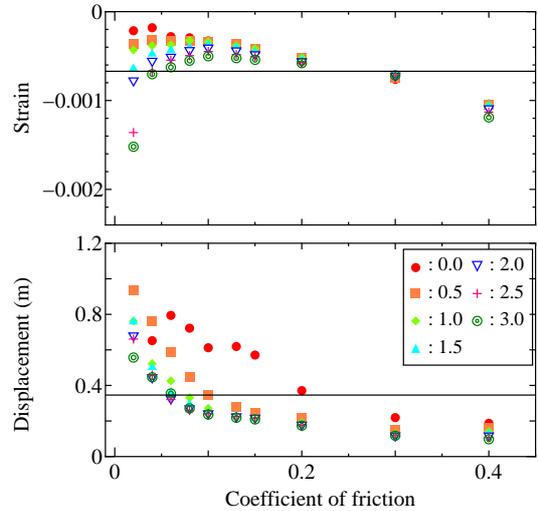


図-8 上部構造の相対水平変位と橋脚基部の圧縮ひずみの最大応答値 (I種地盤, 橋脚高さ10m)

それぞれ比較を行った。I種地盤における橋脚高さ20mの時の解析結果を図-7に, 橋脚高さ10mの時の解析結果を図-8に示す。III種地盤における橋脚高さ20mの時の解析結果を図-9に, 橋脚高さ10mの時の解析結果を図-10に示す。3種類の入力地震動を与えたときの応答値をそれぞれ平均化した結果を示している。これらの図では, 上段には, 橋脚基部における最外縁コンクリートの圧縮ひずみの最大値を示しており, 下段には上部構造の相対水平変位の絶対最大応答値 (m)を示している。また, 横軸には摩擦係数を取り, 図中の黒実線は免震橋の最大応答値を示している。その免震橋の最大応答値を表-4に示す。表-4より橋脚ひずみの応答値が3.で定義した限界値-0.0035に比べてどの条件においても小さくなっている。しかし, 表-4に示す免震橋の応答値を今回の解析の基準値とした。また, 図中のマークは二次剛性を表わしており, ●が0.0MN/m, ■が0.5MN/m, ◆が1.0MN/m, ▲が1.5MN/m, ▽が2.0MN/m, +が2.5MN/m, ◎が3.0MN/mを示している。今回の解析で, 摩擦係数が低摩擦, 復元力機構の剛性が非常に小さい時の解析結果において, 解析上の収束性が悪く, 適当な解析結果を得ることができなかった。そのため, 図-7, 図-8, 図-9, 図-10にはそのような結果を除

いた解析結果を示している。なお、橋脚基部における最外縁コンクリートの圧縮ひずみは符号がマイナスであるため、図中において下側にいくほどひずみが大きいことを表わしている。

まず、図-7、図-8、図-9、図-10に示す解析結果の傾向として、低摩擦時において上部構造の相対水平変位および橋脚基部のひずみの応答値が、免震橋の応答値より大きくなっていることがわかる。この範囲では、復元力機構の剛性が小さく、摩擦係数も小さいため、変位を抑制するものがないためと考えられる。これに対して、摩擦係数が小さいにもかかわらず上部構造の変位が大きくなるにつれて、復元力機構の剛性が高いために橋脚頂部にかかる水平力が大きくなったものと考えられる。このため、今回の条件において低摩擦はあまり適当でないことがわかる。

図-7、図-8に示すI種地盤における橋脚高さ20m、10mの場合で上段に示す橋脚基部のひずみの応答値が定義した限界値よりも小さいことがわかる。そこで、免震橋の上部構造の相対水平変位の応答値をより抑えることができるすべり支承の条件に着目した。その上部構造の相対水平変位は橋脚の高さに関係なく、免震橋よりも抑えることができるのは、摩擦係数0.1~0.4の中、高摩擦であることがわかる。また、そのときの復元力機構の剛性は0や0.5のように剛性が低いものでなければ、上部構造の相対水平変位および橋脚のひずみをともに抑えることができることがわかる。

図-9、図-10に示すIII種地盤における橋脚高さ20m、10mの場合、上部構造の相対水平変位を免震橋の応答値よりも抑えることができるのは、摩擦係数0.2~0.4の高摩擦であることがわかる。その時の復元力機構の剛性は非常に小さくない1.0~3.0MN/mが適当であることがわかる。その中で、橋脚基部のひずみを免震支承よりも抑えることができるのは、橋脚高さ20mの場合、図-9の上段に示すように、摩擦係数0.2、かつ復元力機構の剛性が1.0、1.5MN/mの時であることがわかる。しかし、橋脚基部のひずみの応答値はどの場合においても定義した限界値よりも小さい。そのため、免震橋の時と同程度の橋脚基部のひずみの時において、上部構造の相対水平変位が免震橋の応答値よりも小さい時もまたすべり支承の適当な条件であるとえられる。

以上のことから、橋脚高さ20mの場合には摩擦係数が0.2、0.3、かつ復元力機構の剛性が1.0~3.0MN/mのとき上部構造の相対水平変位、橋脚基部のひずみをともに抑えることができると考えられる。

図-10の上段に示す橋脚高さ10mの場合の橋脚基部のひずみにおいては、摩擦係数が小さくなり、復元力機構の剛性が大きくなると橋脚基部のひずみが大きくなり限界値に達する時も見られた。橋脚基部のひずみにおいて免震橋よりも効果が得られている条件は多いが、上部構造の相対水平変位と併せて見てみると、橋脚高さ10mの場合には摩擦係数が0.3、0.4の時がすべり支承の適当な条件であるということが考えられる。また、その時の復元力機構の剛性は、0.5~3.0MN/mにおいて上部構造の相対水平変位、橋脚基部のひずみを抑える効果を発揮することがわかる。

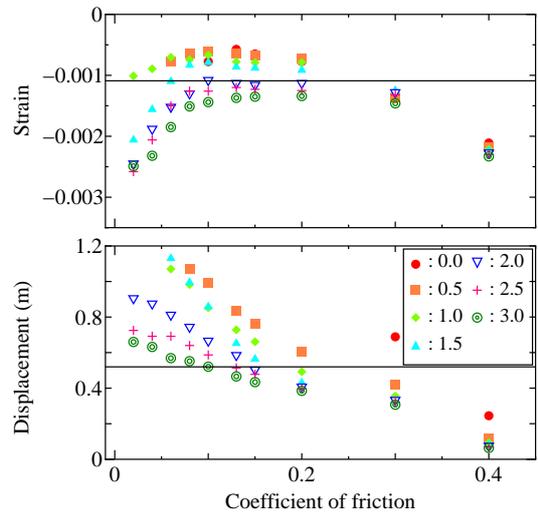


図-9 上部構造の相対水平変位と橋脚基部の圧縮ひずみの最大応答値 (III種地盤、橋脚高さ20m)

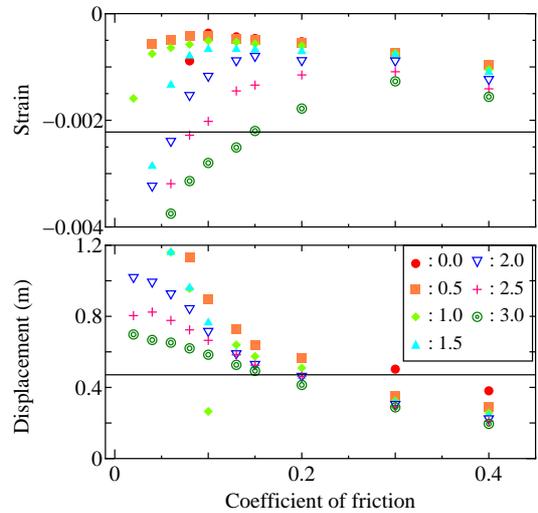


図-10 上部構造の相対水平変位と橋脚基部の圧縮ひずみの最大応答値 (III種地盤、橋脚高さ10m)

7. おわりに

本研究では、橋脚高さおよび地盤種別を変化させ設計した橋脚断面を用いた連続桁橋を対象とした数値解析により、すべり支承の特性値が連続桁橋の制震効果に与える影響を検討した。その結果、すべり支承の特性値を適切に定めることにより、免震支承よりも上部構造の相対水平変位および橋脚基部のひずみを抑えることができることを確認した。また、そのときのすべり支承の特性値は橋脚高さ、および地盤種別によって各々で変化するということが確認することができた。今後は、設計と施工の際に生じる摩擦係数などのばらつきが橋梁に与える影響はどの程度あるのか、感度分析を行うことによって検討していく予定である。

参考文献

- 岡田, 遠藤, 運上: すべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験, 土木学会論文集 A Vol.63No.3, pp.396-410, 2007.7.
- 小関, 中島, 長瀬: 複合ラーメン橋と免震橋における RC 橋脚の耐震設計比較, 土木学会第 64 回年次学術講演会, I-012, pp.23-24, 2009.9.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 丸善, 2002.3.
- 独立行政法人土木研究所耐震グループ (耐震) ら: すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書「すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル (案)」, 2006.10.