

低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関する基礎的検討

九州大学大学院 学生会員 清水晋作 フェロー 大塚久哲
 オイレス工業 非会員 田中弘紀 正会員 横川英彰
 構造計画研究所 正会員 金山亨

1. はじめに

近年、機能分離型支承など、すべり支承に鉛直支持機能及びすべりに伴う履歴減衰機能を持たせ、復元力としてゴム支承を別途設ける支承システムの採用が試みられている¹⁾。本研究では、繊維強化熱硬化樹脂を素材として新たに開発された低摩擦すべり支承のみを用いて上部構造と下部構造を実質的に縁切りし、下部構造の耐震性向上、下部構造と支承部のコスト削減を目的とした新しい橋梁システムの開発を目指すものである。この低摩擦すべり支承を有する5径間連続桁橋と、免震支承を用いた連続桁橋あるいは剛結構造との比較を行い、大地震時における橋脚の断面力の低減効果を解析的に検討する。

2. 低摩擦すべり支承の履歴復元力特性のモデル化

すべり支承の履歴復元力特性は、一般に完全弾塑性型に近似したバイリニアで表現する(図-1)。しかし、すべり材は速度・面圧依存性を有しており、単純なバイリニアモデルでは表現できない複雑な復元力特性を呈する。そのため、正弦波を用いた要素試験を行い、面圧・速度依存性を考慮した履歴モデルを作成した。また、履歴モデルは運動方程式内の外力として評価するようにした(これを外力評価型と呼ぶ)。低摩擦すべり支承要素試験結果と要素試験より得られた変位と速度および面圧を用いて行った解析の摩擦力-変位の関係を図-2に示す。摩擦力が変動しているのは、速度依存によるものである。

3. 解析概要

3.1 解析対象とモデル化

対象橋梁の骨組モデルを図-3、対象橋梁の諸元を表-1に示す。上部構造は線形はり要素、橋脚部は非線形はり要素とし、非線形復元力特性として武田モデルを採用した。橋台は支承部のみモデル化した。

本検討では対象橋梁の支承部の条件を変化させ、耐震性能の比較を行う。解析ケースを表-2に示す。ケース1で

は全ての橋脚に支承を設けず剛結とし、橋台上の支承をローラーとした。ケース2は全ての橋台、橋脚に高減衰積層ゴムを設置する。高減衰積層ゴムは非線形ばね要素とし、バイリニアモデルでモデル化した。諸元を表-3に示す。ケース3は図-1に示すようなバイリニア型復元力特性を有するばね要素によって復元力を与える。降伏荷重(摩擦力)は予め自重解析を行い、各支承部に作用する鉛直力を求め、(鉛直力)×(摩擦係数0.02)として設定した。ケース4では低摩擦すべり支承の面圧が40N/mm²になるように支承面積を設定した。この面圧は、高速時において摩擦係数が0.02以下となる値である。

3.2 数値解析

時刻歴応答解析における数値積分法には、Newmark法(α=1/4)を用い、積分時間間隔を0.001秒とした。減衰は要素別剛性比例型粘性減衰マトリックスで定義した²⁾。入力地震動はレベル2地震動として、道路橋示書の標準波形である神戸海洋気象台NS成分波(種地盤)とJR鷹取NS成分波(種地盤)の2波を用い、橋軸方向に入力した。また、解析コードとして、汎用解析コードRESP-Tを用いた。

4. 解析結果

4.1 固有振動解析

ケース1~4の固有周期(初期剛性で算定)はそれぞれ0.496秒、0.740秒、0.651秒、0.651秒であった。

4.2 動的解析結果

入力地震動として神戸海洋気象台NS成分波を用いた場合の結果をまず示す。図-4に各ケースの上部構造(中央径間中央点)とP3橋脚天端の時刻歴応答変位を示す。ケー

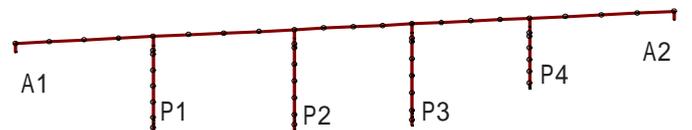


図-3 解析モデル

表-1 対象橋梁諸元

橋梁形式	5径間連続RC橋
橋長	L=165.5m
支間長	34.75m+35.5+29.5m+29.5+36.25m
橋脚高さ	P1=21.4m, P2=22.5m, P3=22.8m, P4=15.4m

表-2 解析ケース

解析ケース	支承条件
1	剛結(ラーメン)
2	高減衰積層ゴム
3	低摩擦すべり(バイリニア)
4	低摩擦すべり(外力評価)

表-3 免震支承の諸元

	支承の位置	
	橋脚	橋台
初期剛性(kN/m)	109378	44984
第2剛性比	0.09	0.09
降伏力(kN)	772	329
降伏変位(mm)	7.06	7.31
要素減衰	0	0

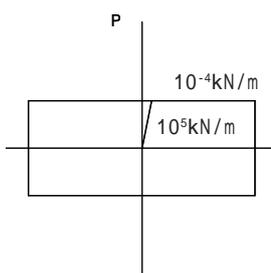


図-1 摩擦力の履歴特性

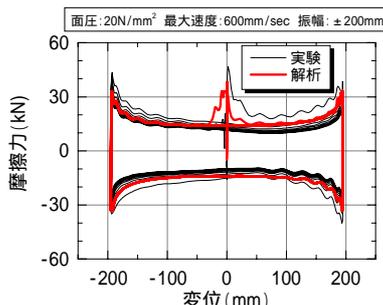


図-2 低摩擦すべり支承の履歴モデル

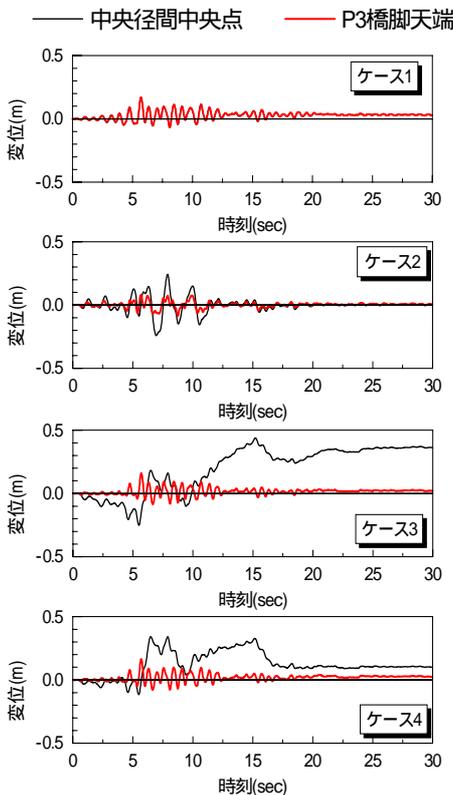


図-4 上部構造とP3橋脚の時刻歴応答変位

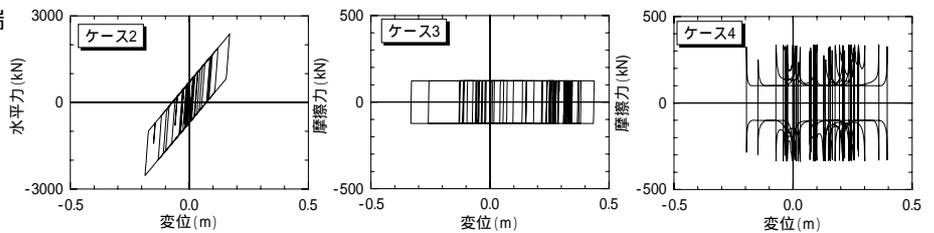


図-5 支承の水平力と変位の関係

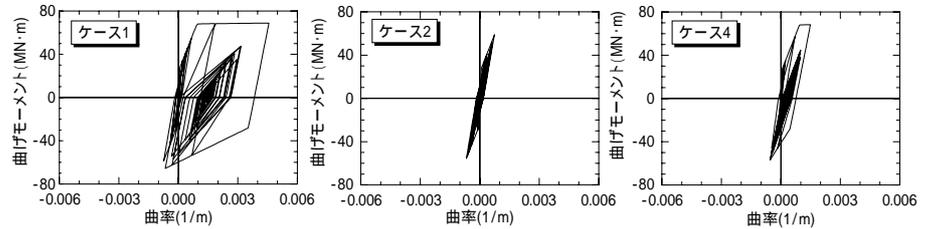


図-6 P3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係(神戸海洋気象台)

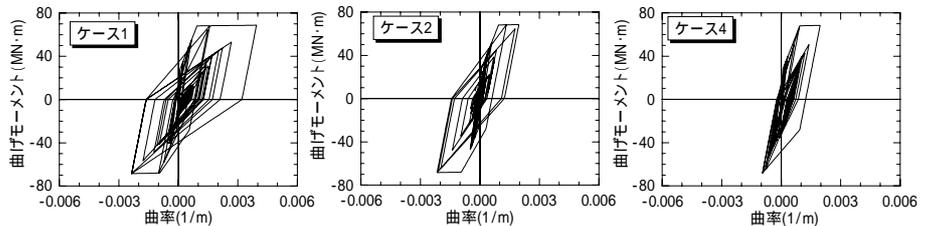


図-7 P3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係(JR鷹取)

ス1は上部構造と橋脚を剛結としているため、上部構造と橋脚の変位がほぼ一致している。ケース2~4では、応答にも大きな差が生じていることが確認できる。また、ケース3と4では、応答の位相が異なり、上部構造と橋脚が別々に振動していることが分かる。図-5にP3橋脚支承部の水平力-変位の関係を示す。ケース2~4は履歴ループを描き、エネルギー吸収がなされている。ケース3と4の最大水平力はケース2の14%以下であるため、橋脚に伝達される力が小さく、橋脚に発生する曲げモーメントはケース2より小さいと推定される。図-6にケース1, 2, 4のP3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。なお、ケース3はケース4とほぼ同じ応答を示していたので省略した。ケース1と比較し、ケース2と4では応答曲率が大きく低減されていることが確認できる。したがって、橋梁の支承に低摩擦すべり支承を用いることで、橋脚の損傷を軽減することができると考えられる。しかし、ケース4の履歴ループはケース2より若干大きく、ケース2ほど曲げモーメントと応答曲率が低減されていない。地震時に橋脚に発生する曲げモーメントの原因として支承から伝達される力と橋脚に作用する慣性力が挙げられるが、ケース3と4では支承部で伝達される力が小さいため、橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが支配的であるとされる。このように低摩擦すべり支承を用いた橋脚の応答は、免震支承より若干大きくなるが、道路橋示方書 耐震設計編では免震橋における橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数は一般の橋脚の2倍であるから、結果的には低摩擦すべり支承を用いた一般橋脚の方が経済的になるものと考えられる。

JR 鷹取 NS 成分波を入力した場合の結果を示す。図-7にケース1, 2, 4のP3橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。ケース1と2は繰り返し降伏モーメントに達しているが、ケース4は一度しか降伏領域に達していない。ここでは、示していないがケース3も同様に一度降伏に達していた。また、ケース1~4の最大応答曲率はそれぞれ0.00394, 0.00216, 0.00135, 0.00196となり、低摩擦すべり支承を用いるケースが最も応答低減効果が高い。ケース1~4の上部構造の最大変位(中央径間中央点)はそれぞれ18cm, 54cm, 135cm, 132cmであった。低摩擦すべり支承を有する橋梁では、比較的長周期成分が卓越する地震動が作用した場合においても、橋脚の損傷を低減できることが分かった。

5. まとめ

地震時において、低摩擦すべり支承を有する橋梁では支承ですべりが発生するため、地震力が上部構造と橋脚間で伝達されず、上部構造と橋脚が縁を切った状態になり、剛結構造と比較し、橋脚の曲げモーメントが低減される。また、地震動の周期特性に関わらず、橋脚に作用する曲げモーメントを低減できる。しかし、復元力が作用しないため上部構造の応答変位が大きくなり、残留変位も大きくなる可能性があるため、橋台上に緩衝材などの変位制御機構が必要と考えられる。

参考文献

1) 岡本晋, 深沢泰晴: すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波動に対する応答特性, 構造工学論文集, Vol.40A, pp1009-1017, 1994.3. 2) 矢部正明: 粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える影響(その2), 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp421-431, 2003.1.