

既設長大吊橋の大規模補修における耐震性の向上に関する研究（その１）

熊本大学	学生会員	○長江 彩	西日本高速道路株式会社	非会員	今村壮宏
熊本大学	正会員	松田 泰治	西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社	正会員	松田哲夫
			西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社	正会員	坂田裕彦
			オイレス工業株式会社	正会員	宇野裕恵
			株式会社ドーユー大地	正会員	松田宏
			JIP テクノサイエンス株式会社	非会員	打越丈将

1. はじめに

近年、従来の耐震設計では考慮されていなかった大規模な地震が各地で観測されるようになり、既設長大吊橋に於いても耐震補修の検討が急務となっているが、同時に既設長大吊橋の老朽化は確実に進んでいる。具体的には、支承の固着や水漏れによる桁の亀裂・腐食などであり、実橋調査の結果、線支承の一部は本来の機能を喪失していることも明らかになっている。

本研究では、既設長大吊橋における大規模な補修工事が耐震性に与える影響を検討することを目的とする。新たに設置することが検討されている制震ダンパーやすべり支承を考慮した地震応答解析を実施し、レベル2地震動に対する既設長大吊橋の耐震性を検討した。

2. 解析モデルと解析条件

2. 1. 対象構造物

検討対象橋梁は、1973年11月に供用が開始された3径間2ヒンジ補剛トラス形式の長大吊橋であり、支間構成は178+712+178mである。本橋は、道路橋示方書で規定される地域区分CのI種地盤に設置された道路橋であり、海上橋梁であることもあり多くのサビや伸縮装置からの漏水等の問題がある。また、線支承の固着による機能低下や疲労亀裂等も見受けられる。この対策として健全なすべり支承への交換ならびに桁連結による大型伸縮装置の撤去が検討されている。

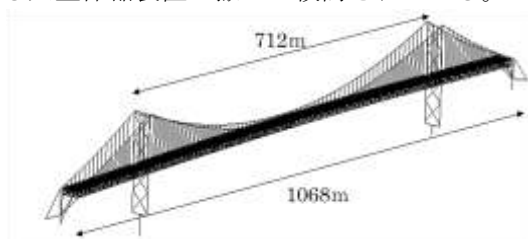


図1 対象橋梁の3次元骨組みモデル

2. 2. 解析モデル

検討対象橋の3次元骨組モデル(以後、全体系モデル)は、総節点数が10066個と、非常に多くの節点数を持つ

ために、それに伴い莫大な解析時間を要する。支承や制震ダンパーの細かいパラメータの変更等、効率的に解析を進めていくために、全体系モデルから中央径間のすべり支承より上部の床版のみを抜き出し、簡易モデルを設定した。これらのモデルを図に示す。簡易モデルにおいて、床組は3次元はり要素、すべり支承はバイリニア型でバネ要素でモデル化した。また、粘性ダンパーは指向性並進要素、弾性拘束ケーブルはトラス要素でモデル化を行い、部材の減衰定数はすべて2%とした。

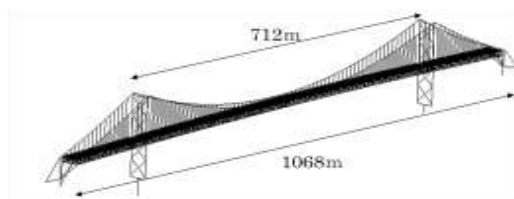


図2 全体系モデル



図3 簡易モデル

2. 3. 制震ダンパーとすべり支承の設置位置

対象橋梁では、維持管理性の向上および確実な耐震性確保を目指し、橋軸方向の床組慣性力への対応として制震ダンパーとすべり支承及び弾性拘束ケーブルの設置が検討された。本研究ではすべり支承と制震ダンパーに着目し、検討を行った。制震ダンパーについては、抵抗力が速度の0.1乗に比例し、500kineで1500kNの抵抗力が発現するものとし、側径間および中央径間の上下線それぞれのAおよびD桁に設置する。すべり支承については摩擦係数は0.05のものを使用し、全径間の全桁に設置する。

2. 4. 解析手法

固有値解析の方法はサブスペース法を適用し、50 次まで計算を行う。動的解析の方法は、静解析の結果を引き継いで Newmark β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分法を適用し、積分時間間隔は 0.002 [sec] とした。減衰のタイプは Rayleigh 減衰とし、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、過大な粘性減衰を示さないように 1 次の固有振動数と 50Hz の組み合わせを採用した。入力地震動は、道路橋示方書で規定される Type I-I-3 を橋軸方向に 20 秒間入力した。簡易モデルについては、全体系モデルで動的解析を行った際の中央径間における補剛桁の中央点の応答加速度を橋軸方向に 20 秒間入力した。

3. 地震応答解析

3. 1. 解析モデルの妥当性

本研究では、パラメータの変更等の検討を効率的に進めていくために簡易モデルを使用した。その際の簡易モデルの妥当性を確認するために、全体系モデルと簡易モデルについて動的解析の比較を行った。2 つのモデルについて時刻歴応答変位を比較したものを図 1 と図 2 に示す。図 1、図 2 とともにわずかに全体系モデルと簡易モデルの応答変位に差は見られるものの、全体を通して見ると概ね位相は一致していることが確認できる。これらの結果から本研究における簡易モデルの妥当性は確認できた。

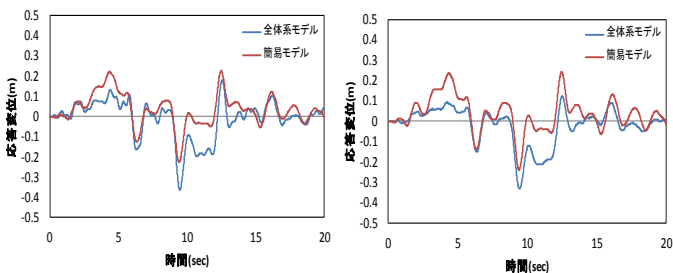


図 4 中央径間端部

図 5 中央径間中央部

3. 2. 地震応答解析結果

(1) すべり支承の摩擦係数の違いによる比較

簡易モデルを用いて、すべり支承の摩擦係数の値が 0.02、0.05、0.08 の 3 ケースについて検討を行った。検討箇所については、中央径間における下関側端部から門司側端部までの 5 か所とした。図 1 と図 2 に示す通り、どの場所においても摩擦係数が大きくなるにつれて変位が小さく抑制されていることが分かる。3 秒～5 秒付近と 12 秒～14 秒付近でこの特性は顕著に現れて

いるが、その他の時間では 3 ケースともほぼ同じ挙動を示していることが確認できる。

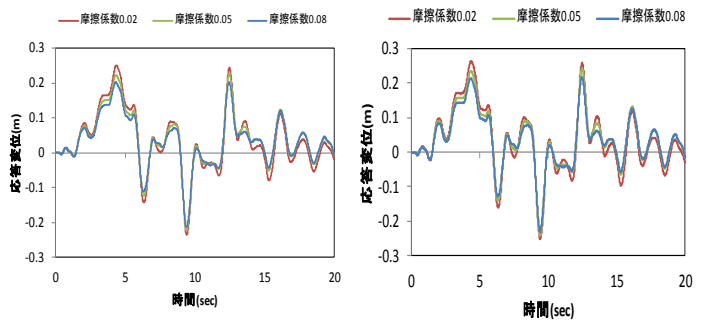


図 6 中央径間端部

図 7 中央径間中央部

(2) 制震ダンパーの減衰力の違いによる比較

すべり支承の検討同様、簡易モデルを用いて、中央径間における下関側端部から門司側端部までの 5 か所について、制震ダンパーの減衰力を変えて検討を行った。図 8 と図 9 から分かるように、減衰力が大きくなるにつれ変位が小さく抑制されていることが分かる。

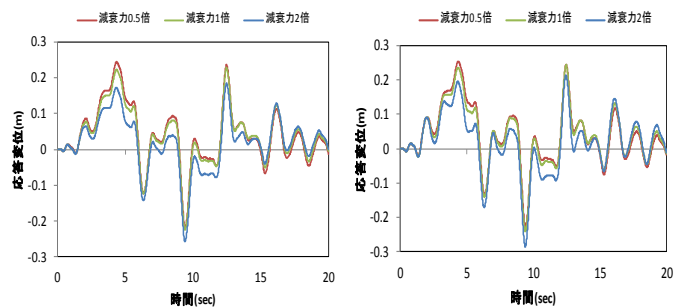


図 8 中央径間端部

図 9 中央径間中央部

4. おわりに

解析結果より、すべり支承については、大きく変位がでている箇所については摩擦係数が大きくなるにつれ応答変位が小さく抑制されていることが確認された。しかし、全体を通して変位が抑えられていたのは摩擦係数が 0.05 のときであった。制震ダンパーについても、大きく変位がでている箇所については減衰力を 2 倍にしたときに最も変位を小さく抑制できているが、全体を通して安定して変位が抑えられていたのは、減衰力に変更を加えていない、減衰力が 1 倍のときであった。

参考文献

1. (社)日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)2011
2. 松田哲夫, 松田泰治, 今村壮宏, 坂田裕彦, 宇野裕恵, 松田宏, 打越丈将：既設吊橋の床組縦桁のノージョイント化と新耐震システムの構築, 第 33 回地震工学研究発表会講演論文集, 2013