

多点固定方式の道路橋の耐震性能及び損傷規制に関する研究

熊本大学大学院 学生会員 ○西村 健
 熊本大学大学院 正会員 松田 泰治
 阪神高速道路株式会社 正会員 篠田 隆作

オイレス工業株式会社 正会員 宇野 裕恵
 株式会社エイト日本技術開発 正会員 宮本 宏一
 JIP テクノサイエンス株式会社 正会員 柚木 浩一

1. はじめに

近年、摩擦履歴型の粘性ダンパー¹⁾²⁾が橋梁の耐震補強及び耐震性向上のための制震ダンパーとして用いられ、実際の施工事例も増えている。本研究の対象橋梁は多点固定方式の道路橋であり、入力地震動をレベル2地震動とする時刻歴応答解析を実施した。解析結果より橋脚の塑性化が進展しているため橋梁への補修・修繕が必要ことが確認された。本研究ではレベル2地震動で被災した後も橋梁を継続使用することを目的とした損傷制御構造の概念³⁾に基づき、速度依存性を有する粘性ダンパーを橋台部に設置し、地震時に橋梁に弾性挙動を期待する構造系の検討を行う。

2. 対象橋梁と解析条件

2.1 対象橋梁

図-1に示す固定支承を用いた多径間連続橋（橋長199mの5径間連続PC箱桁橋）を検討対象橋梁とした。道路橋示方書で規定される地域区分AのⅡ種地盤に設計された道路橋である。橋台の支承は可動支承、橋脚の支承は固定支承である。橋脚はRC橋脚とする。

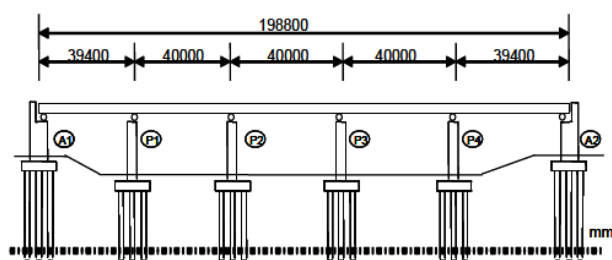


図-1 5径間連続PC箱桁橋

2.2 解析モデル

解析モデルは、上述の5径間連続PC箱桁橋をモデル化した骨組み解析モデルを設定した。図-2に骨組み解析モデルを示す。桁と橋脚の間はピン結合とし、水平と鉛直は剛とした。橋脚、橋台は非線形の2次元はり要素とし、橋脚基部に弾塑性回転ばねを設けた。これらの復元力特性として武田モデルを用いた。桁は線形の2次元

はり要素、基礎は道路橋示方書に基づき、水平、鉛直、回転および水平と回転の連成ばねでモデル化した。部材の減衰定数は桁を3%とし、橋脚を2%、橋台を5%、基礎を10%とした。減衰タイプを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橋脚基部において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⁴⁾。固有値解析より、1次の固有振動数が1.702Hz、ひずみエネルギー比例型で求めた1次のモード減衰定数が0.088という結果が得られた。50Hzの基準振動数に対する減衰定数も同様には0.088とした。

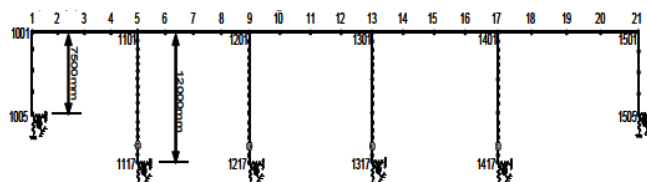


図-2 5径間連続PC箱桁橋

2.3 解析方法

解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析とし、Newmark β 法($\beta=1/4$)を用いた。道路橋示方書V耐震設計編の標準波を用いてダンパー設置前の対象橋梁の時刻歴応答解析を行い、最も橋脚の塑性化が著しかった地震波Type II-II-3を本研究の入力地震動とした。

2.3 粘性ダンパーの設定

制震ダンパーを有する橋梁に対して図-3に示す簡易モデルを設定した。橋梁の重量を質量(M)に置き換え下部構造を粘性ダンパー(C1)、通常の粘性減衰要素(C2)と橋梁の剛性(K1)を組み合わせたもので評価している。

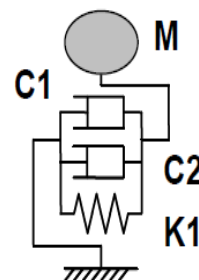


図-3 1質点系モデル

橋梁の剛性 $K1$ は対象橋梁の固有値解析により求めた固有周期 0.588 秒と設定した。ダンパーの減衰係数 $C1$ により抵抗力 F は $F=C1 \times V^{(\alpha)}$ で表す。 α は各ダンパー性能

キーワード ダンパー, 道路橋, 動的応答解析

連絡先 〒860-8555 熊本県熊本市黒髪2丁目39番1号

性能に応じた指数であり $\alpha=0.1$ とした。通常の粘性減衰要素C2の減衰は4%と設定した。上記のモデルを用いて目標変位を設定し減衰係数を漸増させながら時刻歴応答解析を繰り返し行った。得られた最大変位と目標変位の誤差が1%以内となる値を制震ダンパーの抵抗力とした。この値を質点重量で除して無次元化した値を求め、全体系モデルに適用した。 $\alpha=0.1$ での得られた結果を表-1に示す。全体系に制震ダンパーの抵抗力を適用させる際に、一質点系で求めた制震ダンパーの抵抗力、橋梁の重量、固有値解析により求めた有効質量比、ダンパーの設置個数を考慮した。本研究では粘性ダンパーを橋台部（A1橋台、A2橋台）に設置した。

表-1 目標変位と降伏震度の関係

入力地震動	目標変位(m)	0.15	0.10	0.05
Type II-II-3	制震ダンパーの抵抗力 (無次元化した値)	0.017	0.094	0.501
	粘性減衰係数	626	3460	18441

3. 解析結果と考察

粘性ダンパー設置前後の対象橋梁に対して時刻歴応答解析を行う。入力地震波 II-II-3 に対する目標変位は0.15,0.10,0.05(m)と設定した。粘性ダンパー設置前のP1橋脚の時刻歴応答変位、P1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係を図-4,5に示す。目標変位0.15m、0.05mに設定した粘性ダンパー設置後のP1橋脚の時刻歴応答変位、P1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係をそれぞれ図-6,7、および図-8,9に示す。

図-4,6,8より粘性ダンパー設置前のP1橋脚天端における最大応答変位は0.180m、目標変位0.15mの粘性ダンパー設置後の最大応答変位は0.158m、目標変位0.05mの粘性ダンパーを設置した後の最大応答変位は-0.087mとなることを確認された。上記の結果より粘性ダンパーを設置することによる橋梁の最大応答変位への応答低減効果は認められた。しかし、一質点系で定めた目標変位を全体系の時刻歴応答解析において満たしておらず、目標変位が小さくなるに従い一質点系と全体系における最大応答変位の差が大きくなる。

図-5,7,9より粘性ダンパー設置前及び目標変位0.15mの粘性ダンパー設置後のP1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係より、橋脚の塑性化の進展が確認された。目標変位0.05mの粘性ダンパー設置後は、粘性ダンパーの応答低減効果により橋脚は弾性挙動となることを確認された。

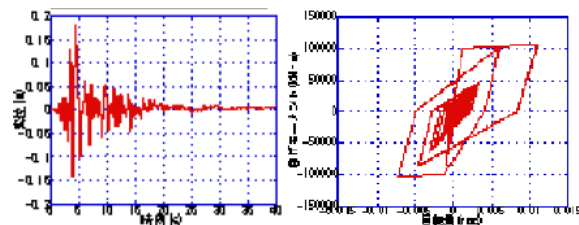


図-4 時刻歴応答変位

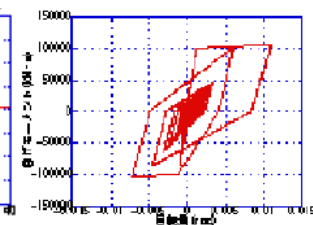


図-5 P1 橋脚基部の関係図

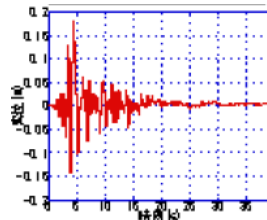


図-6 時刻歴応答変位

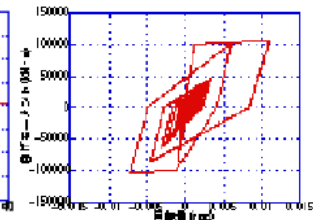


図-7 P1 橋脚基部の関係図

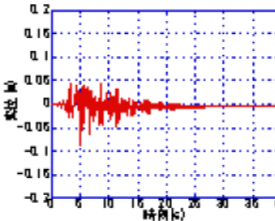


図-8 時刻歴応答変位

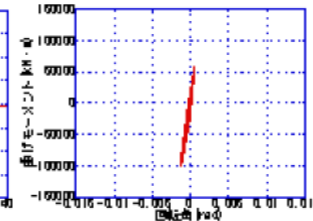


図-9 P1 橋脚基部の関係図

4. おわりに

本研究ではレベルⅡ地震動被災後においても橋梁を継続使用する事を目的とした損傷制御構造の概念に基づき、粘性ダンパーを橋台部に設置した多点固定方式の道路橋を対象に橋脚躯体に弾性挙動を期待する構造系の検討を行った。本研究結果より多点固定方式の道路橋に目標変位0.15mに設定した粘性ダンパーを用いた場合、橋脚基部はレベルⅡ地震動により塑性化が進展することが確認された。多点固定方式の道路橋に目標変位を0.05mに設定した粘性ダンパーを用いた場合、橋脚の変位を抑えるとともに橋脚は弾性挙動となることを確認された。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4
- 2) 斉藤次郎，佐藤英和，横川英彰，宇野裕恵，牧口豊，下田郁夫：摩擦履歴型ダンパーの適用とその事例，第6回地震時保有水平耐力方に基づく耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.133-138,2003.1
- 3) 金治英貞，高田佳彦，鈴木直人，美濃智広，東谷修，大濱浩二：長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強策と応答低減効果，土木学会地震工学論文集，2003
- 4) 小倉裕介，運上茂樹，星隈順一：ゴム支承の初期変位が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会第59回年次学術講演会，pp.301-302,2004.