

制震型橋梁の最適ダンパー震度に関する検討

株式会社大林組 正会員 ○武田 篤史

1. 目的

耐震補強目的を中心として、ダンパーを用いた制震型橋梁の適用が広がっている。一般に、耐震補強目的の際のダンパー最大減衰力は、必要性能を確保できるうちで最も小さいものが選定される。一方、新設構造物において制震型橋梁を設計するためには、橋脚とダンパーの水平力分担を適切に定めなければならない。水平力分担の最適化には、総コストの観点から考慮すべきことは言うまでもないが、振動特性の観点からの最適化も議論されるべきである。そこで、本研究では、パラメトリックスタディにより、振動特性の観点から、制震型橋梁の最適化に関して検討を行った。

2. 最適ダンパー震度

本研究で対象とする制震型橋梁は、例えば図-1に示すような橋脚とダンパーが共同して水平力に抵抗する構造である。ダンパーには、完全弾塑性型のバイリニアーマデルとできる履歴型のものを考慮した。

このような橋梁において、ダンパー震度（ダンパーの最大減衰力を上部構造重量で除した値と定義する）をどのように設定するかが問題となる。ダンパー震度を過大に設定すると、変形を小さくすることができるが、その結果橋台の負担が増加することとなる。逆にダンパーの最大減衰力を過小に設定すると、変形を小さくすることができずダンパーを設置する目的を達せられない。そこで、制震構造本来の目的であるエネルギー吸収に着目して、履歴吸収エネルギーが最大となるダンパー震度を振動特性上の最適ダンパー震度と考えた。図-2に最適ダンパー震度の考え方を示す。

3. 解析概要

図-3に示す1質点系モデルを用いて時刻歴応答解析を行った。

橋脚バネのスケルトンカーブは、ひび割れ荷重を0、降伏後剛性を弾性剛性の1/50とし、履歴モデルはTakeda型とした。橋脚条件は表-1に示す8種類とし、固有周期 T および降伏震度 k_y をパラメーターとした。

ダンパーバネは、降伏変位を10mmとする完全弾塑性バイリニアーマデルとした¹⁾。ダンパー震度は、最適ダンパー震度が0.02単位で求まる様に変化させて、10ケース程度を計算した。

入力地震動は、道路橋示方書(H14)²⁾に示されるL2地震動タイプIIの9波(I~III種地盤各3波)とした。加速度応答スペクトルを図-4に示す。減衰は、地中への逸散減衰なども考慮して、減衰定数 $h=0.1$ とした。

4. 解析結果

4.1 位相特性の影響

図-5に、固有周期 $T=1.0s$ 、降伏震度 $k_y=0.6$ 、L2タイプII地震動(I種地盤)3



図-1 想定する橋梁の例

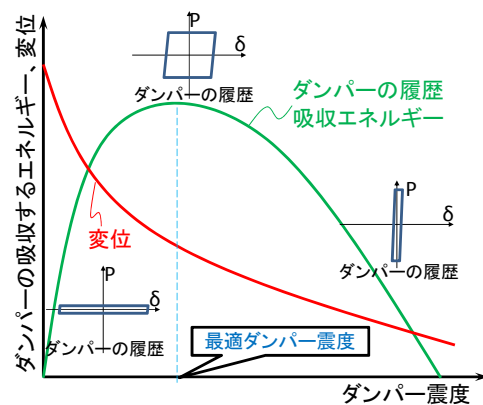


図-2 最適ダンパー震度の考え方

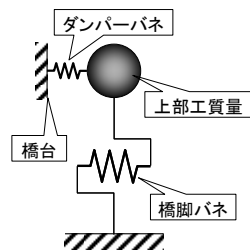


図-3 1質点系モデル

表-1 解析対象橋脚条件

No.	固有周期 $T(s)$	降伏震度 k_y
1(基本)	1.0	0.6
2	0.3	0.6
3	0.5	0.6
4	2.0	0.6
5	5.0	0.6
6	1.0	0.2
7	1.0	0.4
8	1.0	∞ (弾性)

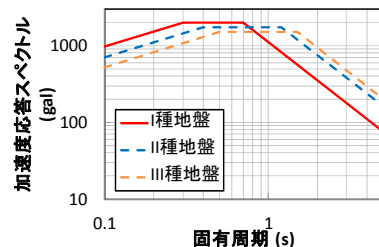


図-4 入力地震動

キーワード 制震型橋梁、ダンパー、最適設計、ダンパー震度、履歴吸収エネルギー

連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 TEL 042-495-1111

波に対する、履歴吸収エネルギーとダンパー震度の関係を示す。履歴吸収エネルギーは、最適ダンパー震度時の履歴吸収エネルギーで無次元化している。応答スペクトルが等しく位相特性の異なる3波に対して、最適ダンパー震度は0.18~0.32までばらついており、最適ダンパー震度は一概に表せないことが分かる。このようなばらつきは、他の解析ケースでも同様に表れている。構造物の設計においては、位相特性によらず、ある程度のエネルギー吸収を図れることが必要である。そこで、3波のいずれにおいても無次元化した履歴吸収エネルギーが0.8を超えるダンパー震度を、最適ダンパー震度の範囲として評価することとする。本ケースにおいては、0.16~0.34の範囲となった。

4.2 地盤種別の影響

図-6に、橋脚降伏震度 $k_y=0.6$ とした時の、橋脚固有周期と最適ダンパー震度の関係を地盤種別ごとに示す。図中実線が最適ダンパー震度範囲の上限で破線が最適ダンパー震度範囲の下限である。

全体的にI種地盤の最適ダンパー震度のみが大きく、最適ダンパー震度範囲も広がった。これは、加速度応答スペクトルが他より小さくなる周期領域においてもあてはまるため、入力大きさによる違いとは言えない。ダンパー自体の弾性剛性が高いため、ダンパーの弾性域に対しては高振動数成分が大きいI種地盤の入力地震動が最も応答しやすく、その結果、ダンパー震度が高くても十分エネルギー吸収可能であったものと考えられる。

4.3 橋脚固有周期の影響

図-6より、地盤種別によらず、橋脚固有周期 $T=0.3s$ の時には最適ダンパー震度の範囲が非常に狭いが、橋脚固有周期 $T=0.5s$ 以上であれば、最適ダンパー震度の範囲は非常に広いことが分かる。橋脚固有周期 $T=0.3s$ の時は、ダンパーの弾性剛性より橋脚の弾性剛性が高く、橋脚の履歴吸収エネルギーが大きい。そのため、橋脚の非線形挙動に影響を受けやすく、位相特性ごとに最適ダンパー震度が変動しやすかったものと考えられる。

橋脚固有周期が大きくなると、全体として最適ダンパー震度は大きくなるが、その変化量は最適ダンパー震度範囲の広さに比して小さく、あまり影響を受けないものと言える。

4.4 橋脚降伏震度の影響

図-7に、固有周期 $T=1.0s$ とした時の橋脚降伏震度と最適ダンパー震度の関係を地盤種別ごとに示す。最適ダンパー震度は橋脚降伏震度の影響をほとんど受けないことが分かる。これは、橋脚固有周期 $T=1.0s$ のケースでは、最適ダンパー震度に設定すれば、全吸収エネルギーのうちの60%以上をダンパーが受け持ったため、橋脚の非線形挙動の影響をほとんど受けなかったものと考えられる。

5. まとめ

パラメトリックスタディの結果から、振動特性に基づいた最適ダンパー震度について検討を行った。本稿においては定量化には至らなかったが、今後は定量化し、設計時に用いることができるように検討する予定である。

参考文献 1)武田篤史、佐野剛志：皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの性能評価、構造工学論文集、Vol.58A、2012.3 2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002.3.

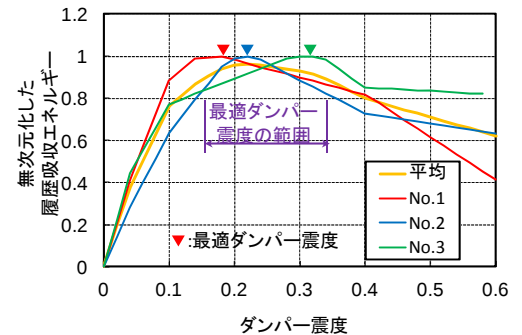


図-5 ダンパー降伏震度と吸収エネルギーの関係($T=1.0s, k_y=0.6$, L2-II-I 種地盤)

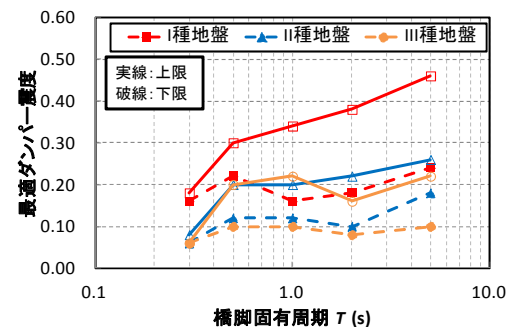


図-6 橋脚固有周期と最適ダンパー震度の関係 ($k_y=0.6$)

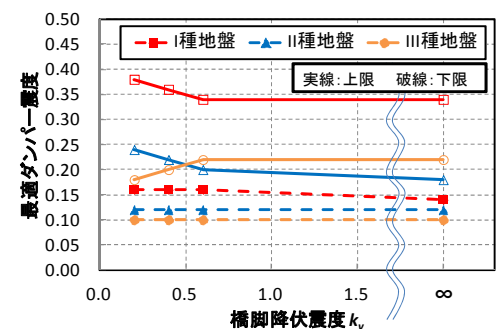


図-7 橋脚降伏震度と最適ダンパー震度の関係 ($T=1.0s$)