

建設省土木研究所 正 員 〇川島 一彦
 正 員 運上 茂樹
 正 員 清水 英之

1. はじめに

本文では、小さなエネルギーでより効果的に構造物の地震応答制御を行うことを目的に、バリアブルダンパー(以下VDと呼ぶ)を考案し、VDを有する多自由度構造物の地震応答解析によりその有効性を検討した結果を報告する。

2. バリアブルダンパーの概要

VDは、基本的には粘性ダンパーであるが、図-1に示すように粘性減衰力を構造物(橋梁)の応答に応じて変化させようというものである。たとえば、橋桁の振動振幅が小さいうちは、粘性係数を十分大きくし、車両の制動荷重などに対しては固定支承と同じ機能をもたせる(速度の遅い温度変化に対しては可動である点は、従来のダンパーストッパーと同じ)。地震が発生し、桁の振動がある程度大きくなった場合には、エネルギー吸収を最適にするともに、下部構造へ伝達する地震力を適切に調整できるように粘性係数を下げる。さらに、桁の振動が大きくなり過ぎた場合には、これ以上の桁の振動を抑えるために、徐々に粘性係数を大きくしてストッパーの役目をもたせる。したがって、VDとは従来の粘性ダンパー-ストッパー、免震支承、緩衝機能付きストッパーの3つの装置の長所を合わせ持ったものといえる。粘性係数を変化させるためには、ダンパーのバネの大きさを変化させるだけで済み、制御に要するエネルギーは一般の制震設計に比較して比較にならない程小さくて済む。

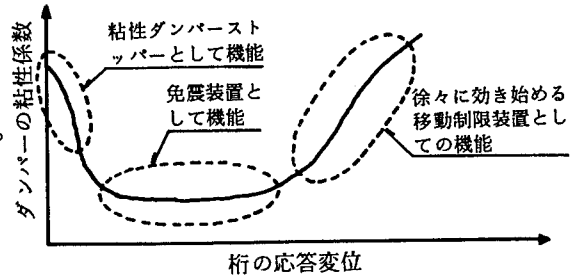


図-1 バリアブルダンパーの概念

3. VDを有する多自由度構造系の地震応答解析法

線形多自由度系の橋梁モデルにVDを取り付けた場合の運動方程式は次式のように表される。

$$M \ddot{x} + (C + C_v) \dot{x} + K x = -M \ddot{x}_0 \quad (1)$$

ここで、 M 、 C 、 K は、それぞれ構造系の質量、減衰、及び剛性マトリクスを示す。 x 及び x_0 は、変位ベクトル、及び地動変位を示す。 C_v はVDの減衰マトリクスでVDを設置した自由度間の相対変位及び相対速度の関数として与えるものとする。 C_v は時刻によって変化するため、式(1)の積分に際しては直接積分法によるものとする。

4. 解析条件

VDの制御効果を解析的に検討するために、図-2に示す橋長30mの単純桁橋の橋軸方向振動を対象として地震応答解析を行った。モデル橋は、弾性支承を有するものとし、上部桁と下部構造天端間にVDが設置されるものとした。弾性支承のばね係数は、1次固有周期が1秒となるように設定した。

解析ケースは、図-3に示す8ケースである。ここで、ケース1はVDがない場合、

ケース2及び3はVDの減衰係数を一定値とした場合で、ここでは、減衰定数が5%及び100%となるように減衰係数を定めた。ケース4及び5は、減衰係数がダンパーの相対変位に応じて図-3(a)に示すように変化するものである。最大変位 d_u はケース2で求めた最大値(19.4 cm)とした。ケース6及び7では、減衰係数がダンパーの相対速度

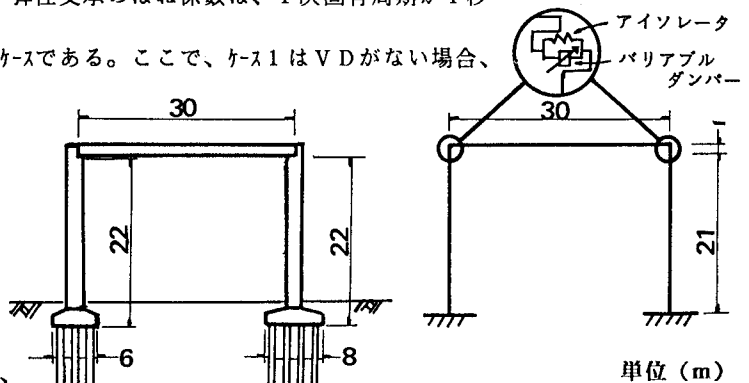
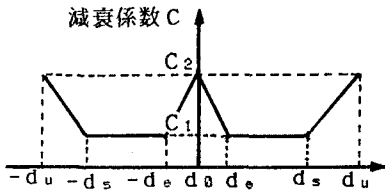
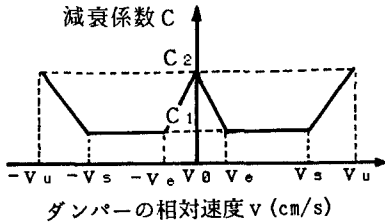


図-2 解析対象橋及びそのモデル化



ダンパーの相対変位 d (cm)
(a) 変位依存型



ダンパーの相対速度 v (cm/s)
(b) 速度依存型

(c) 解析ケース

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
ダンパーの減衰係数	$C_1 = 2 h_1 \omega_w W / G / 2$ $C_1 = 7.74 \quad (h_1 = 0.05)$ $C_2 = 2 h_2 \omega_w W / G / 2$ $C_2 = 154.75 \quad (h_2 = 1.0)$							
ダンパーの相対変位	d_a (cm)	0	0	0	0	—	—	0
	d_e (cm)	—	0	∞	0	$\frac{1}{6} d_u$	—	0
	d_s (cm)	—	∞	∞	$\frac{2}{3} d_u$	$\frac{2}{3} d_u$	—	$\frac{2}{3} d_u$
	d_u (cm)	—	∞	∞	19.41	19.41	—	19.41
ダンパーの相対速度	v_a (cm/s)	—	0	0	—	0	0	0
	v_e (cm/s)	—	0	∞	—	0	$\frac{1}{6} v_u$	0
	v_s (cm/s)	—	∞	∞	—	$\frac{2}{3} v_u$	$\frac{2}{3} v_u$	$\frac{2}{3} v_u$
	v_u (cm/s)	—	∞	∞	—	113.1	113.1	113.1

図-3 バリابلダンパーの減衰係数の設定法と解析ケース

により図-3 (b)に示すように変化するとした。最大速度 v_u はケース2の最大値 (113cm/s) とした。ケース8は、ケース4と6を併せたもので、ダンパーの相対変位と相対速度により減衰定数を変化させる。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に示されるⅢ種地盤用の地震時保有水平耐力 V_A のスリット適合波形とした。なお、上記のいずれのケースにおいても構造物固有の減衰定数として、2%のモード減衰定数を考慮した。

5. 解析結果

表-1は上述の8ケースの最大応答値を比較したものである。これによれば、以下の点が指摘される。

- 1) 変位に応じて V_D の粘性係数を変える場合には、変位 = 0 で大きめの粘性係数を与えること (ケース5) が有効である。ケース5のダンパーの制御力は、 $58.2 \times 2tf$ であり、これは上部構造重量 (241.5tf) の48.2%に相当する。これだけの制御力を与えて、 V_A が無い場合に比較して、桁の応答加速度は $566 \text{ gal} / 1300 \text{ gal} = 43.5\%$ 、相対変位は $13.25 \text{ cm} / 33.04 \text{ cm} = 40.1\%$ に減少できた。
- 2) V_A の粘性係数を速度によって変える (ケース6及び7) よりも、変位によって変えた方 (ケース4及び5) が、同程度の桁の制御をするのに要するダンパーの制御力が小さい。これは、前者では速度の大きい所で粘性係数を大きくする結果、パルスの回数回の大きな制御力が必要とされるためである。後者では、制御力が時間的に分散され、特定の時間で特別に大きな制御力を必要としない。
- 3) ここには示さないが、応答波形からみると、衝撃的な応答をすることなく、緩衝機能付きのダンパーとしても、 V_A が機能している。

6. 結論

V_D がかなり実用に近い位置に存在することが明かとなった。今後、模型実験も含めてさらに検討していく予定である。

表-1 桁及びバリابلダンパーの最大応答値

ケース	V_A 条件	桁			バリابلダンパー		
		変位 (cm)	速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)	ダンパー (tf)	相対変位 (cm)	相対速度 (cm/s)
1	なし	33.04	189.0	1300	—	—	—
2	一定 ($h=0.05$)	25.63	148.7	1012	8.8	19.41	113.1
3	一定 ($h=1.00$)	7.97	45.1	481	47.1	5.73	30.4
4	変位依存 (1)	23.33	140.7	1043	39.2	17.32	142.2
5	変位依存 (2)	13.25	84.8	566	58.8	10.18	123.6
6	速度依存 (1)	21.10	131.3	1117	140.3	16.05	169.4
7	速度依存 (2)	20.35	126.7	1029	109.8	15.44	147.4
8	変位速度依存	20.96	122.7	1136	129.3	15.72	168.1