

확률적 지진 응답을 이용한 점탄성 감쇠기의 적정 설치 위치 선정에 관한 연구

Decision of the Proper Damper Locations Using Stochastic Seismic Responses

김진구*
Kim, Jinkoo

이창용**
Lee, Chang-Yong

이동근***
Lee, Dong-Guen

ABSTRACT

This paper presents a procedure for the frequency-domain analysis of a non-proportionally damped structure subjected to stationary seismic loads and for the finding of proper damper locations through simple analysis procedure without iteration. The shear areas of the dampers are decided in proportion to the magnitude of the components of the primary mode shape vector and to the root mean square values of the story drifts. The root-mean-square responses are obtained using a power spectral density function for the ground acceleration. The results are compared with those obtained from damper placement decided in sequence based on the maximum story drift. According to the results, the reliability of the proposed method turns out to be satisfactory compared to the methods which require iteration.

1. 서론

건축 구조 설계에 있어서 가장 중요한 것은 거주자의 안전을 보장하는 것이지만, 이와 함께 강조되는 것은 경제성과 건축적인 요구를 만족해야 한다는 점 등이다. 특히, 지진과 같이 상시 존재하지 않는 하중에 대한 설계시 안전성과 경제성의 적당한 합의점을 찾는 것은 현실적으로 매우 중요하다. 이러한 요구를 만족시키는 개념적인 방법은 최소한의 구조 요소를 최적의 위치에 배치하여 주어진 하중에 대하여 각각의 구조 요소들이 그 능력을 최대한 발휘하도록 하는 것이다.

이와 관련하여 최근 수동형 제진 장치의 최적 설치 위치를 결정하는 방법에 대해서 연구가 진행되었다^{1),2),3)}. Zhang (1992) 등은 Kanai-Tajimi filter 함수를 이용하여 변환 행렬법(transfer matrix formulation)으로 2차원 전단구조물의 RMS (root mean square) 응답을 구하고, 이로부터 구한 층간 변위를 최적 위치 선정 지표(optimal location index)로 삼아 연속적인 방법으로 감쇠기의 최적 설치 층을 결정하는 방법을 제안하였다¹⁾. Wu (1996) 등은 이 방법을 비틀림을 고려할 수 있도록 확장하였다³⁾. 그러나 변환 행렬법을 이용하여 응답을 구하는 방법은 전단 건물 모형에만 적용된다는 한계가 있다. 더욱이 감쇠기가 가새가 설치된 실제의 건물들은 대부분 휨 모드로 변형하기 때문에 이러한 전단 건물 모형으로는 감쇠기 설치 구조물의 특성을 적절하게 표현할 수가 없게 된다.

본 논문에서는 감쇠기가 설치된 일반화된 3차원 건물 모형을 대상으로 건물의 비비례 감쇠

* 정회원 · 성균관대학교 건축공학과, 전임강사

** 성균관대학교 대학원, 석사과정

*** 정회원 · 성균관대학교 건축공학과, 교수

(non-proportional damping) 특성을 고려하여 지진 하중에 의한 RMS 응답을 구하고 이와 1차 모드 형상을 바탕으로 초기 설계 단계에서 감쇠기의 적정 설치위치를 효율적으로 결정할 수 있는 방법에 관하여 연구하였다.

2. 비비례 감쇠계의 진동수 영역 해석

건물의 응답은 사용되는 지반 진동에 따라서 달라지므로 특정 지반가속도 기록을 이용한 시간 영역 해석을 통하여 감쇠기의 설치 위치를 결정하는 것은 큰 의미가 없다. 따라서 본 연구에서는 여러 가지 지반 운동을 대표할 수 있는 가속도의 PSD (power spectral density function)를 이용한 진동수 영역에서의 해석을 통하여 좀더 보편성이 있는 응답을 구하고 이를 바탕으로 감쇠기의 적정 위치를 선정한다.

점탄성 감쇠기 등이 구조물에 설치되면 감쇠가 크게 증가하기 때문에 감쇠가 구조물의 진동 모드에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서, 이러한 구조물의 정확한 모드 해석을 위해서는 고유치 해석시에 감쇠의 영향을 반영하여야 한다. 그러나, 일반적인 운동 방정식으로는 그러한 정식화가 불가능하기 때문에 이 경우에는 다음의 식 (1) 과 같은 상태 방정식(state-space equation)을 사용하여야 한다⁴⁾.

$$\mathbf{A}\dot{\mathbf{y}} + \mathbf{B}\mathbf{y} = \mathbf{F}; \quad (1)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{C} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{y} = \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{u} \end{pmatrix}, \quad \dot{\mathbf{y}} = \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{u}} \end{pmatrix}$$

여기에서 \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{C} 는 각각 질량, 강성 및 감쇠 행렬이고, \mathbf{P} 는 하중 벡터이며, \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$ 는 각각 변위, 속도 및 가속도 응답 벡터이다.

위의 식 (1)에서 하중 항을 제거하면 고유치 방정식을 구성할 수가 있고, 그 방정식을 풀면 켈레 복소수 형태의 고유치 및 고유 벡터를 얻을 수 있다. 이 때, 고유치 및 고유 벡터 등이 복소수 형태를 가지는 것은 감쇠의 영향에 의해서 발생하는 모드, 또는 자유도 사이의 위상각(phase angle) 때문이다.

하중과 응답이 정상 과정(stationary process)이라고 가정하면 식 (1)에서 얻어진 고유치 및 고유 벡터를 이용하여 다음의 식 (2)로부터 응답의 파워 스펙트럼 밀도 함수(power spectral density function)를 얻을 수 있다.

$$S_q(\bar{\omega}) = \sum_m \sum_n \phi_{qm} \phi_{qn} H_m(-i\bar{\omega}) H_n(i\bar{\omega}) S_{P_n P_m}(\bar{\omega}) \quad (2)$$

위의 식에서 $S_q(\bar{\omega})$ 는 q 자유도 변위의 파워 스펙트럼 밀도 함수이고, ϕ_{qm} 은 m 차 모드 q 자유도의 모드 형상 계수이다. 또, $H_m(-i\bar{\omega})$ 은 m 차 모드의 진동수 영역에서의 복소 응답 함수(complex frequency response function)이고 $H_n(i\bar{\omega})$ 은 n 차 모드에 대한 그 켈레 함수이며,

$S_{P_n P_m}(\bar{\omega})$ 는 모드별 하중인 P_m 과 P_n 의 교차 스펙트럼 밀도 함수(cross spectral density function)이다. 위의 식 (2)는 비례 감쇠계의 파워 스펙트럼 밀도를 구하는 일반적인 식이며, 비비례 감쇠계의 해석에도 이 식을 적용할 수가 있다. 그러나, 비비례 감쇠계의 해석시에는 고유치 해석을 위해서 식 (1)과 같은 운동 방정식을 사용하였기 때문에 다음의 식 (3)으로 표현되는 일반적인 형태의 복소 응답 함수는 사용할 수가 없으며, 이를 비비례 감쇠계의 복소 응답 함수로 바꾸

어야 한다.

$$H_m(-i\bar{\omega}) = \frac{1}{k_m [1 - 2i\xi_m(\bar{\omega}/\omega_m) - (\bar{\omega}/\omega_m)^2]} \quad (3)$$

위의 식에서 k_m , ξ_m , ω_m 은 각각 m 차 모드의 강성 계수, 감쇠비, 회전 진동수(angular frequency)를 나타낸다.

일반적으로 진동수 영역의 복소 응답 함수는 시간 영역의 단위 충격 응답 함수(unit impulse response function)를 푸리에 변환(Fourier transform)하여 얻을 수 있다. 따라서, 비비례 감쇠계의 복소 응답 함수를 얻기 위해서는 단위 충격 응답 함수를 결정하여야 하며, 이는 다음의 식 (4)와 같은, 비비례 감쇠계의 모드별 시간 영역 응답을 구하는 식으로부터 얻을 수 있다.

$$y_m(t) = \frac{1}{a_m} \int_0^t e^{p_m(t-\tau)} Z_m(\tau) d\tau; \quad (4)$$

$$a_m = \phi_m^T A \phi_m, \quad Z_m = \phi_m^T F$$

위의 식에서 y_m 은 m 차 모드의 시간 영역 변위 응답을 나타내고, p_m 은 m 차 모드의 고유치를 의미하며, ϕ_m 은 m 차 모드의 모드 벡터를 나타낸다. 식 (4)는 다음의 식 (5)와 같이 하중과 응답 함수와의 곱으로 이루어진 합성 적분(convolution integration)으로 표현할 수 있다.

$$y_m(t) = \int_0^t (Z_m) \left(\frac{e^{p_m(t-\tau)}}{a_m} \right) d\tau \quad (5)$$

따라서, 위의 식으로부터 비비례 감쇠계의 m 차 모드 시간 영역 단위 임펄스 응답 함수는 다음과 같이 결정된다.

$$h_m(t) = \frac{e^{p_m t}}{a_m} \quad (6)$$

위의 식을 푸리에 변환하면 다음과 같다.

$$H_m(i\bar{\omega}) = \int_{-\infty}^{\infty} h_m(t) e^{-i\bar{\omega}t} dt = \frac{1}{a_m} \frac{1}{p_m - i\bar{\omega}} [e^{(p_m - i\bar{\omega})t}]_{-\infty}^{\infty} \quad (7)$$

위의 식에서, 항상 $t > 0$ 이므로 적분의 하한(下限: lower bound)은 0이 된다. 따라서 $-\infty$ 를 0으로 바꾸고 식 (7)을 계속 전개하면 다음의 식 (8)과 같이 된다.

$$H_m(i\bar{\omega}) = \frac{1}{a_m} \left(\frac{1}{p_m - i\bar{\omega}} \lim_{t \rightarrow \infty} [e^{(p_m - i\bar{\omega})t}] - \frac{1}{p_m - i\bar{\omega}} \right) \quad (8)$$

위의 식에서 p_m 의 실수부는 항상 음수를 가지기 때문에 $\lim_{t \rightarrow \infty} [e^{(p_m - i\bar{\omega})t}]$ 의 값은 항상 0이

된다. 따라서, 비비례 감쇠계의 진동수 영역 복소 응답 함수는 다음의 식 (9) 와 같이 구하여진다.

$$H_m(i\bar{\omega}) = \frac{1}{a_m(i\bar{\omega} - p_m)} \quad (9)$$

위의 함수를 식 (2) 에 대입하면 허수부는 소거되고, 실수부만을 가지는 응답의 파워 스펙트럼 밀도 함수를 얻을 수 있다.

식 (2)로부터 얻은 변위 응답의 파워 스펙트럼 밀도 함수를 진동수의 전대역에 대해서 적분하여 제곱근을 취하면 식 (10) 과 같이 RMS 변위 응답을 구할 수 있다.

$$\sigma_q = \sqrt{\int_0^{\infty} S_q(\bar{\omega}) d\bar{\omega}} \quad (10)$$

3. 지진 하중 스펙트럼

본 연구에서는 지반 가속도의 파워 스펙트럼 밀도 함수로서 다음의 식 (12) 와 그림 1로 표현되는 Kanai-Tajimi 스펙트럼을 사용하였다.

$$S_{a_r a_r}(\bar{\omega}) = \frac{1 + 4 \zeta_g^2 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4 \zeta_g^2 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (12)$$

위의 식에서 $S_{a_r a_r}(\bar{\omega})$ 는 지반 가속도의 파워 스펙트럼 밀도 함수이고, ζ_g , ω_g 및 S_0 는 각각 지반의 감쇠 계수(predominant damping coefficient), 지반의 고유 진동수(characteristic ground frequency), 강도 상수(intensity measure)를 나타낸다. 위의 스펙트럼은 지반 가속도의 강진 부분을 표현하는 식이기 때문에 이로부터 구한 응답은 실제 응답의 상한(upper-bound)을 나타내게 된다. 실제 지반 가속도는 비정상(non-stationary) 무작위 진동이라 할 수 있기 때문에 정상 상태를 가정한 해석 결과는 정확하지 않을 수 있다. 하지만, 본 연구에서는 감쇠기의 최적 설치 위치 결정 지표로 사용하기 위하여 응답을 구하는 것이므로 응답의 절대적인 크기는 중요하지 않기 때문에 지진 하중을 정상 과정으로 가정하여 응답을 구하였다.

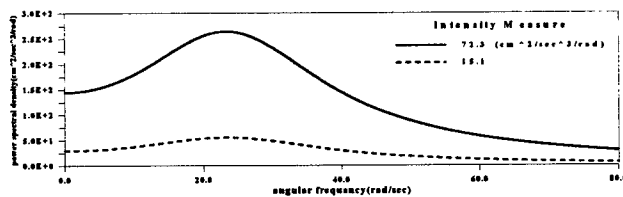


그림 1. 일면 Kanai-Tajimi 스펙트럼

식 (12) 는 아직 하중이 아닌 가속도를 나타내는 것이므로 지반 가속도의 파워 스펙트럼 밀도 함수에 각 자유도가 가지는 가진 방향의 질량을 곱하여 하중의 형태로 변환할 수 있다. 식 (12) 의 가속도 스펙트럼은 이면(two-sided) 스펙트럼이므로 이를 식 (2) 에 대입하기 위해서는 이 스펙트럼의 크기를 두 배로 증가시켜서 일면(one-sided) 스펙트럼으로 변환하여야 한다. 결국 식 (2) 에

서의 $S_{P_n P_n}(\bar{\omega})$ 는 지진 하중에 대하여 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$S_{P_n P_n}(\bar{\omega}) = 2 \sum_i \sum_j S_{a_x a_x}(\bar{\omega}) m_{i_x} m_{j_x} \phi_{im} \phi_{jn} \quad (13)$$

여기에서, x 방향을 가진 방향이라고 했을 때 m_{i_x} 는 i 절점의 x 방향 질량을 나타낸다.

4. 감쇠기의 적정위치 선정

본 논문에서는 복잡한 최적 설계 알고리즘을 이용하지 않고 비교적 간단한 방법으로 초기설계 단계에서 점탄성 감쇠기의 적정 위치를 결정하는 방법에 관하여 모두 네 가지로 비교 고찰하였다. 첫 번째 방법은 지반 가속도 스펙트럼을 이용하여 구한 RMS 횡 응답이 가장 큰 지점에 순차적으로 감쇠기를 설치하는 방법이다. 이 방법에서는 각 층의 RMS 응답의 차로 층간 변위를 구하여 그것을 위치 선정 지표로 이용한다. 다음 장의 예제 해석에서 보여지듯이 이 방법은 높은 신뢰성을 가지는 것으로 나타났다. 그러나, 이 방법에서 사용된 층간 변위는, 각 층간의 RMS 응답의 동시성이 보장될 수 없으므로 완전한 것일 수 없다.

두 번째는 시간 영역 해석 결과로 얻은 최대 층간 변위를 그 지표로 삼아 감쇠기의 최적 위치를 결정하는 방법이다. 이 방법은 특정 지진에 대한 응답의 시간 이력으로부터 직접 층간 변위를 계산하여 이를 이용해서 연속적으로 감쇠기의 설치 위치를 결정하는 방법이다. 김상태 (1997)에 의하면 이 방법 역시 비교적 만족할 만한 결과를 보이거나 감쇠기의 위치가 특정 지진 하중에 대해서만 최적화 된다는 단점을 가진다⁵⁾.

세 번째 방법은 고유치 해석 결과로 얻어진 1차 모드 형상의 층간 변형 비에 따라서 감쇠기의 감쇠 면적을 분배하는 방법이다. 이 방법은 대부분의 구조물에서의 지진 또는 바람 하중에 대한 응답이 하중과는 상관없이 그 구조물의 1차 모드에 의해서 지배적으로 결정된다는 점에 착안한 것이다. 이 방법은 다른 방법들에 비하여 신뢰성은 다소 떨어지지만 응답 해석을 수행하지 않고 단 한 번의 고유치 해석만을 통하여 원하는 층에 감쇠기를 설치할 수 있다는 장점을 가진다.

네 번째 방법은 첫 번째 방법에서 구한 RMS 층간 변위의 크기의 비에 따라서 한 번에 각 층에 감쇠기의 감쇠 면적을 분배하는 방법이다.

5. 예제 구조물 해석

예제 구조물로는 그림 1에서 나타낸 것과 같은 3차원 1경간 10층의 철골조 건물이 사용되었다. 구조물의 슬래브는 강막(rigid diaphragm)으로 가정하였고, 구조물 자체의 1차와 2차 모드 감쇠비는 1%로 가정하였으며, 질량은 각 절점에 집중(lumped mass)하였다. 또한, 부재의 질량 외에 각 절점에 350 kg의 질량을 추가로 고려하였다. 설계된 부재는 표 1에 나타내었다. 표에서 단면 2차 모멘트는 가진 방향의 값을 나타낸다. 감쇠기는 각각의 최적화 방법에 따라서 각 층에 가새의 형태로 양면에 한 개씩 설치하였으며, 사용된 감쇠기의 전단 저장 계수, 전단 손실 계수 및 두께는 각각 250.3 ton/m², 421.2 ton/m², 2.0 cm으로 하였으며⁶⁾, 감쇠기의 전단 면적은 각각의 최적화 방법에 따른 변수로 정하였다. 그림 2의 점선은 감쇠기의 설치 위치를 나타낸다.

표 1. 예제 구조물의 부재 설계

층	보		기둥	
	단면적 (cm ²)	모멘트(cm ⁴)	단면적 (cm ²)	모멘트(cm ⁴)
10	143	47800	163	34500
9	143	47800	163	34500
8	143	47800	210	58500
7	143	47800	210	58500
6	143	47800	291	91500
5	218	126100	291	91500
4	218	126100	356	117900
3	218	126100	356	117900
2	218	126100	405	118300
1	218	126100	405	118300

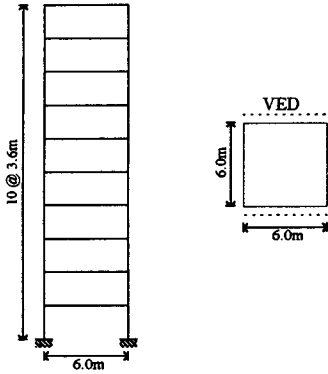


그림 2. 예제 구조물

두 번째 방법으로 감쇠기의 설치 위치를 결정할 때에는 El Centro(S00E, 1940, PGA:0.34g) 지진 기록을 사용하였으며 첫 번째와 네 번째 방법을 이용할 때의 Kanai-Tajimi 함수의 크기를 이와 비슷한 수준으로 맞추기 위해서 식 (12)에서의 지반 강도 상수 S_0 는 Shinozuka (1990) 등이 제안한 다음 식을 이용하여 구하였다⁷⁾.

$$PGA = p_g \sqrt{\left[\pi \omega_g \left(\frac{1}{2 \zeta_g} + 2 \zeta_g \right) \right] S_0} \quad (14)$$

위의 식에서 p_g 는 지반 가속도의 peak factor 이고 경험적으로 3.0으로 가정된다. 이밖에도 식 (12)와 식 (14)에 사용한 ω_g 및 ζ_g 의 값은 각각 28.3 rad/sec 및 0.6이며, 이 값들은 견고한 지반에서 경험적으로 얻어진 것들이다⁷⁾. PGA 값으로는 0.34를 사용하였다.

감쇠기가 구조물의 전 층에 설치되면 각각의 최적화 방법들의 신뢰 수준 차이를 비교하기 어렵기 때문에 감쇠기는 모두 5개 층에 설치되는 것으로 하였다. 그림 3에 각각의 방법으로 결정한 감쇠기의 최종 설치 층을 나타내었다. 그림에서 case A, B, C, D는 각각 전 장의 네 가지 방법을 차례대로 나타내고 감쇠기 옆의 숫자는 case A, B의 경우에는 감쇠기의 설치 순서를, case C, D의 경우에는 감쇠기가 없는 구조물의 층간 변형의 크기 순서를 나타낸다. 또한 구조물 왼쪽의 숫자는 각 감쇠기의 전단 면적을 의미하는데 그림에는 구조물의 한쪽 면만이 표현되었으므로 구조물 전체에 설치된 감쇠기의 전단 면적은 그림에 표시된 면적의 두 배이다.

그림 3의 (a)와 (b)에는 각각 네 가지 구조물과 감쇠기가 설치되지 않은 구조물에 대한 진동수 영역 응답 해석과 시간 영역 이력 해석의 결과로 얻어진 층간 변위를 비교하였다. 또한, 표 2의 (a)와 (b)에는 그림 2의 층간 변위 값을 기록하였다. 표에서 굵게 표시된 값은 각 구조물에서 최대 층간 변위를 가지는 층을 나타낸다. 그림과 표를 보면, 예상했던 바와 같이 case A와 B의 신뢰 수준이 가장 높다는 것을 확인할 수 있다. 그러나, 각각의 구조물에서 발생하는 가장 큰 층간 변위를 보면 case C와 D의 것도 case A와 B의 것과 비교하여 큰 차이가 나지는 않는다. 이러한 사실은 시간 이력 해석으로부터 구한 층간 변위 형상에서 더 확연히 보여진다. 따라서, 첫 번째 및 두 번째 방법의 해석 소요 시간이 막대하다는 것을 고려하면 초기 설계 단계에서는 감쇠기의 적정 설치 위치를 세 번째나 네 번째 방법으로 결정하는 것이 실용적인 것이라고 판단된다.

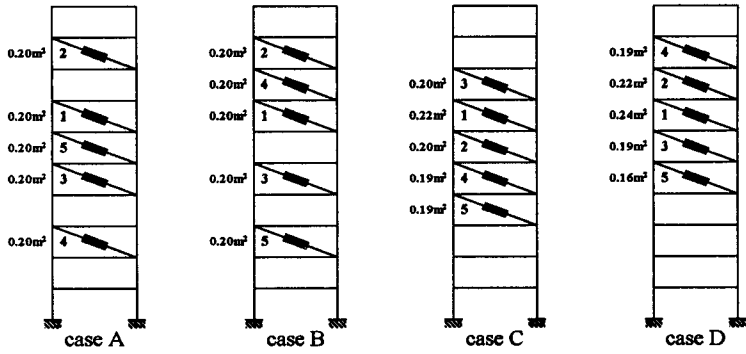
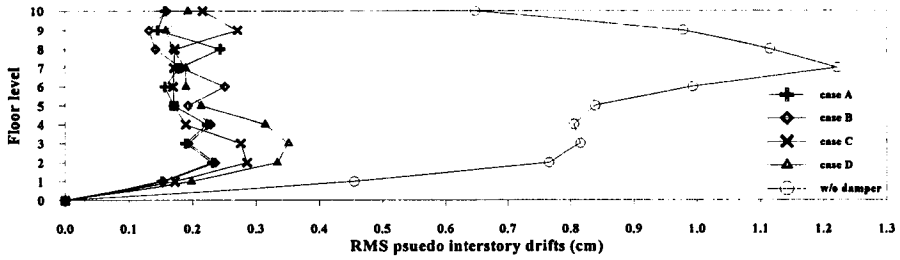
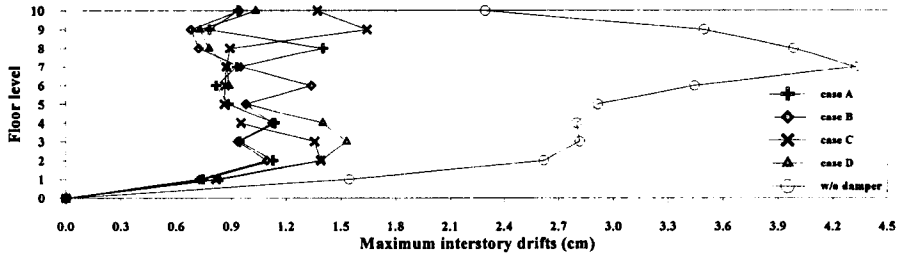


그림 4. 각 방법에 의한 감쇠기의 최종 설치 위치



(a) RMS 층간 변위



(b) 시간 이력 응답으로 구한 최대 층간 변위

그림 4. 각 구조물의 층간 변위

표 2. 각 구조물의 층간 변위

(a) RMS 응답으로 구한 층간 변위(cm)

층	case A	case B	case C	case D	without damper
10	0.16	0.16	0.22	0.19	0.65
9	0.15	0.13	0.27	0.16	0.98
8	0.24	0.14	0.17	0.17	1.12
7	0.18	0.18	0.17	0.19	1.22
6	0.15	0.25	0.17	0.19	0.99
5	0.17	0.19	0.17	0.21	0.84
4	0.22	0.23	0.19	0.31	0.80
3	0.19	0.19	0.28	0.35	0.82
2	0.23	0.24	0.29	0.33	0.77
1	0.15	0.15	0.17	0.20	0.46

(b) 시간 이력 응답으로 구한 층간 변위(cm)

층	case A	case B	case C	case D	without damper
10	0.94	0.94	1.37	1.03	2.30
9	0.78	0.68	1.64	0.73	3.50
8	1.40	0.72	0.89	0.78	3.99
7	0.93	0.95	0.87	0.88	4.33
6	0.82	1.34	0.87	0.89	3.44
5	0.88	0.98	0.86	0.99	2.92
4	1.14	1.12	0.95	1.40	2.80
3	0.95	0.93	1.35	1.53	2.82
2	1.13	1.09	1.39	1.39	2.62
1	0.74	0.72	0.82	0.83	1.54

6. 요약 및 결론

본 연구에서는 점탄성 감쇠기가 설치된 비비례 감쇠 구조물의 모드 형상을 구하고, Kanai-Tajimi 함수를 이용하여 RMS 응답을 구하여 이를 바탕으로 감쇠기의 설치 위치를 결정하는 방법의 타당성을 검토하였다. 예측한 대로 감쇠기의 설치 위치를 순차적으로 한 층씩 결정하는 방법에 의하여 설계된 건물의 지진응답이 가장 작은 것으로 나타났으나, 이러한 방법은 구조물의 자유도와 설치될 감쇠기의 수가 증가할수록 막대한 해석 시간을 요하기 때문에 실용적으로 그 적용이 제한될 수밖에 없다. 따라서, 본 논문에서 시도한 바와 같이 1차 모드 형상의 층간 변형의 비율이나 RMS 응답의 층간 변위 비율에 따라서 감쇠기의 설치 위치 및 크기를 결정하는 방법은 층간 변위의 최대값이 반복 해석에 의한 방법과 비교하여 큰 차이가 없고, 또한, 빠르게 그 위치를 선정할 수 있다는 점에서 초기 설계 단계에서 효과적이고 실용적으로 적용될 수 있으리라 사료된다.

감사의 글

본 연구는 건교부의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 깊이 감사드립니다.

참고 문헌

1. Zhang, R. H. and Soong, T. T., "Seismic Design of Viscoelastic Dampers for Structural Applications", *J. of Struct. Engrg.*, Vol. 118, No. 5, pp. 1375-1392, 1992.
2. Cheng, F. Y., Pantelides, C. P., "Optimal Placement of Actuators for Structural Control," *Technical Report NCEER-88-0037*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York, Buffalo, N. Y., 1988.
3. Wu, B, Ou, J. P. and Soong, T. T., "Opyimal Placemet of Energy Dissipation Devices for Three Dimensional Structures," *Engrg. Structures*, Vol. 19, No. 2, pp. 113-125, 1997.
4. Veletos, A. S., Ventura, C. E., "Modal Analysis of Non-classically Damped Linear Systems", *Earthquake Eng. & Struct. Dyn.*, Vol. 14, pp. 217-243, 1986.
5. 김상태, "점탄성 감쇠기가 설치된 고층건물의 진동제어를 위한 효율적인 동적해석", 석사 학위 청구 논문, 성균관 대학교, p. 67, 1997.
6. Zhang, R. H., Soong, T. T., and Mahmoodi, P., "Seismic Response of Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers", *Eearthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 18, pp. 389-396, 1989.
7. Shinozuka, M., Wen, Y. K., Casciati, F., "Seismic Damage and Damage-Control Design for RC Frames," *J. Intell. Mater. Syst. and Struct.*, Vol. 1, pp. 476-495, 1990.