

SKY-BRIDGE로 연결된 건물의 진동제어

Vibration Control of Buildings Connected by a Sky-Bridge

김진구* 류진국*

Kim, Jin-Kkoo Ryou, Jin-Gook

(논문접수일 : 2003년 11월 18일 ; 심사종료일 : 2004년 5월 28일)

요 지

본 연구에서는 최상층에 설치된 연결교량과 두 건물의 연결부에 점탄성감쇠기 (Viscoelastic Dampers, VED)를 설치하여 지진에 의한 연결된 건물의 응답을 저감하는 방법에 대해서 연구하였다. 제안된 방법의 적용성을 백색잡음하중에 대한 2자유도계 구조물의 RMS (root-mean-squared) 응답을 통하여 검토한 후, 점탄성감쇠기의 크기변화에 따른 응답 감소 효과를 분석하기 위해 다양한 층수의 연결된 구조물에 대하여 지진응답 해석을 수행하고, VED 설치 전후의 최대변위, 소성흔지 분포, 잔류변위 등을 비교하였다. 해석결과에 따르면, 구조물의 응답을 최소화하는 점탄성감쇠기의 적정 크기가 존재하며, 연결된 두 구조물의 고유주기의 차이가 증가할수록 점탄성감쇠기의 진동제어 효과가 커진다는 것을 알 수 있다.

핵심용어 : 연결교량, 점탄성감쇠기, 진동제어

Abstract

This study investigates the seismic responses of two structures connected by a sky-bridge equipped with viscoelastic dampers (VED) at the bridge-building connections. The applicability of the method is verified first by observing RMS (root-mean-squared) responses of two-degrees-of-freedom systems subjected to white noise ground excitation. Then model structures with various number of stories are analyzed using earthquake ground motions to observe the effect of the varying size of VED on the reduction of dynamic responses. According to the analysis results, there exists a proper size of VED which minimizes the structural responses. It is also observed that the effectiveness of VED increases as the difference of natural frequencies between the two connected structures increases.

keywords : sky-bridges, viscoelastic dampers, vibration control

1. 서 론

인접한 건물간 이동의 편의를 위하여 연결교량 (sky bridge)을 설치하는 경우가 있으며, 말레이시아의 Petronas Twin Towers가 그 대표적인 예이다. 본 연구에서는 건물과 교량의 연결부에 점탄성감쇠기 (Viscoelastic dampers, VED)를 설치함으로써 횡력에 의한 건물의 응답을 제어할 수 있는 방안에 대하여 연구하였다. 그동안 VED를

이용하여 구조물의 진동을 제어하기 위한 많은 연구가 진행되었다.^{1)~3)} 그러나 VED에 대한 기존의 연구는 주 구조체인 건물 내부에 감쇠기를 설치하는 방법에 국한되어왔다. 이러한 경우 건물의 내부 공간 이용에 제약을 가하게 되어, 건축가나 건축주로부터 선호되지 않는 경우가 많다. 그러나 연결교량이 설치된 건물인 경우 건물과 교량 사이에 감쇠기를 설치함으로써 이러한 단점을 극복할 수 있다.

그림 1은 두 건물이 교량으로 연결된 모습을 개략적으로

* 책임저자, 정회원 · 성균관대학교 건축공학과 조교수
전화: 031-290-7563 ; Fax: 032-290-7570
E-mail: jinkoo@yunim.skku.ac.kr
성균관대학교 건축공학과 석사과정

• 이 논문에 대한 토론을 2004년 9월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2004년 12월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

로 나타낸 것이다. VED는 교량의 양단에 설치된 것으로 가정하였다. 본 논문에서는 먼저 VED로 연결된 2자유도 계 구조물의 백색잡음하중에 대한 RMS 응답을 통하여 본 방법의 적용성을 검토하였다. 또한 점탄성감쇠기의 크기변화에 따른 응답 감소 효과를 분석하기 위해 다양한 층수의 연결된 구조물에 대하여 지진응답 해석을 수행하고, VED 설치 전후의 최대변위, 소성흔지 분포, 잔류변형의 크기 등을 비교하였다.

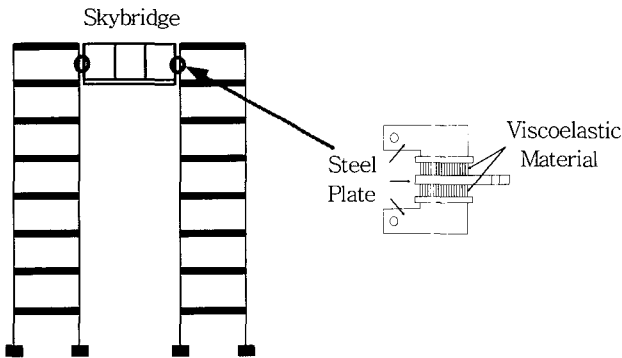


그림 1 연결교량에 점탄성 감쇠기가 설치된 구조물

2. 백색잡음 하중에 대한 RMS 응답

2.1 구조물-VED 시스템의 해석모델

VED에 사용되는 점탄성 재료는 점성과 탄성의 성질을 모두 가지고 있어, 탄성 변형의 회복이 가능하고 운동 에너지의 일부를 열 에너지로 소산시키는 재료이다. 일반적으로 VED는 탄성 스프링과 점성 dashpot이 병렬로 연결된 Kellvin 모델을 이용하여 해석하며, 이 때 강성과 감쇠 계수는 다음과 같이 구할 수 있다.¹⁾

$$k_d = \frac{G'(\bar{\omega})A}{t}, \quad c_d = \frac{G''(\bar{\omega})A}{\omega t} \quad (1)$$

여기서 전단저장계수 G' 은 한 주기 동안 저장되었다가 다시 회복되는 탄성 에너지를 나타내고, 전단손실계수 G'' 은 한 주기 동안 열로써 소산되는 에너지를 나타내는 재료 상수이다. $A, t, \bar{\omega}$ 는 각각 점탄성 재료의 면적, 두께, 하중의 진동수이다.

2.2 RMS 응답식의 유도

그림 2와 같이 감쇠기가 설치된 2자유도 구조물의 운동 방정식은 식(2)와 같다.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1+c_d & -c_d \\ -c_d & c_2+c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_d & -k_d \\ -k_d & k_2+k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_1 \ddot{u}_g \\ m_2 \ddot{u}_g \end{Bmatrix} \quad (2)$$

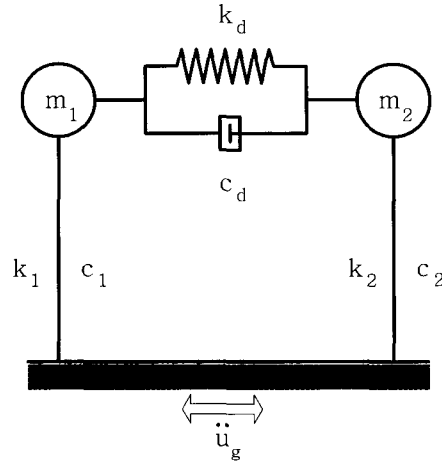


그림 2 점탄성감쇠기가 설치된 2-DOF 구조물의 모델링

위 식에서 지반의 진동을 조화하중 $\ddot{u}_g = e^{i\omega t}$ 이라고 가정하면 구조물의 응답 $u(t)$ 는 식(3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$u_1 = H_1(\omega)e^{i\omega t}, \quad u_2 = H_2(\omega)e^{i\omega t} \quad (3)$$

여기서 $H(\omega)$ 는 진동수 영역의 복소응답함수(complex frequency response function)로서 일반적으로 시간영역의 단위 충격 응답함수(unit impulse response function)를 푸리에 변환하여 구할 수 있다. 식(3)을 식(2)에 대입하여 정리하면 다음과 같은 진동수 영역의 복소응답함수가 유도된다.

$$H_1(\omega) = \frac{B_1}{A}, \quad H_2(\omega) = \frac{B_2}{A} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} B_1 &= m_1 m_2 \omega^2 - \{m_2 c_d + m_1 (c_2 + c_d)\} i \omega - \{m_2 k_d + m_1 (k_2 + k_d)\} \\ B_2 &= m_1 m_2 \omega^2 - \{m_1 c_d + m_2 (c_1 + c_d)\} i \omega - \{m_1 k_d + m_2 (k_1 + k_d)\} \\ A &= m_1 m_2 \omega^4 - \{m_2 (c_1 + c_d) + m_1 (c_2 + c_d)\} i \omega^3 - \{m_2 (k_1 + k_d) \\ &\quad + (c_1 + c_d)(c_2 + c_d) + m_1 (k_2 + k_d) - c_d^2\} \omega^2 \\ &\quad + \{(k_1 + k_d)(c_2 + c_d) + (c_1 + c_d)(k_2 + k_d) - 2c_d k_d\} i \omega \\ &\quad + (k_1 + k_d)(k_2 + k_d) - k_d^2 \end{aligned}$$

진동수 영역에서 $S_y(\omega)$ 는 변위 응답의 파워스펙트럼 밀도함수(power spectral density function)이고 식(5)

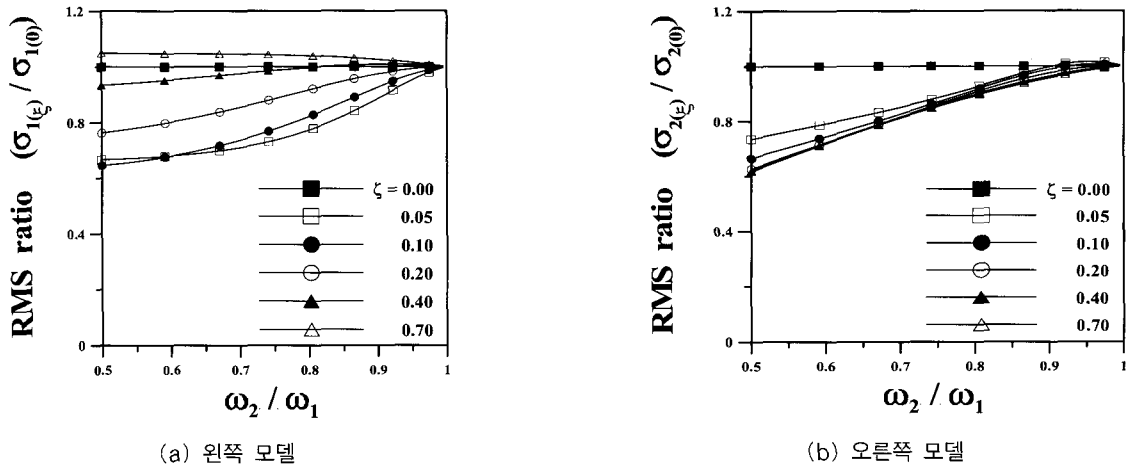


그림 3 해석모델의 진동수 비에 따른 변위응답

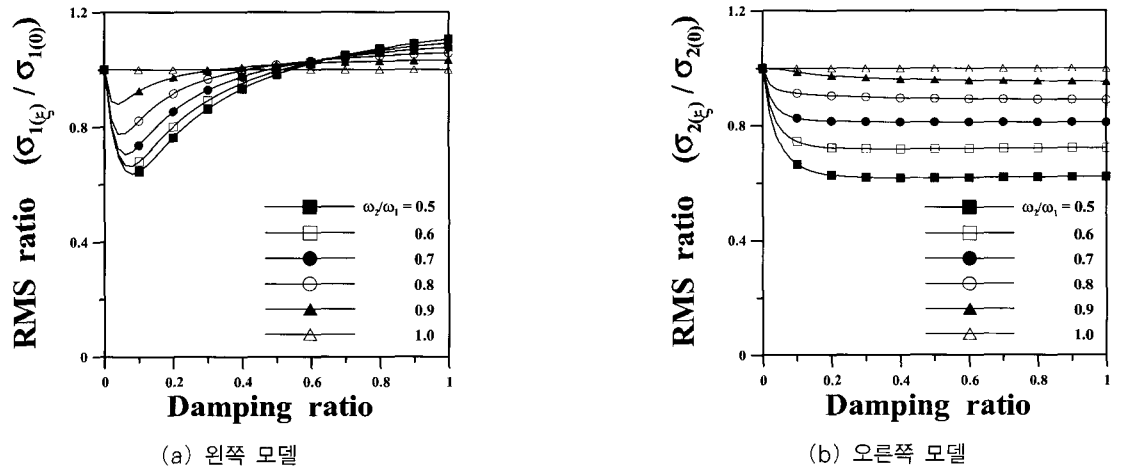


그림 4 감쇠비에 따른 변위응답

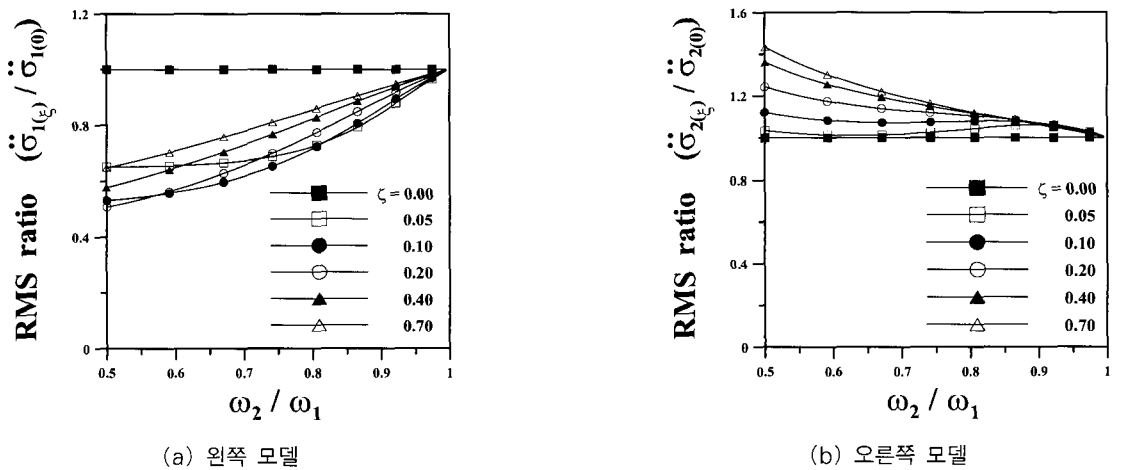


그림 5 해석모델의 진동수 비에 따른 가속도응답

과 같다. 여기서 $H^*(\omega)$ 는 $H(\omega)$ 의 쉐레 함수이기 때문에 $S_y(\omega)$ 는 다시 식(6)과 같이 정리된다.

$$S_y(\omega) = H(-\omega)H(\omega)S_x(\omega) \tag{5}$$

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 S_x(\omega) \tag{6}$$

위 식에서 하중의 파워 스펙트럼 밀도함수 $S_x(\omega)$ 를 모든 진동수 대역에서 일정한 크기를 갖는 백색잡음(white noise)이라고 가정한다면, $S_x(\omega) = S_0$ 로 치환하여 응답 제곱의 평균(mean square response)을 다음과 같이 구할 수 있다.⁴⁾

$$E[y_1^2] = \int_{-\infty}^{\infty} |H_1(\omega)|^2 S_0 d\omega, E[y_2^2] = \int_{-\infty}^{\infty} |H_2(\omega)|^2 S_0 d\omega \quad (7)$$

응답 제곱 평균값의 제곱근을 취하면 응답의 RMS(Root Mean Squared) 값을 얻게 된다. 같은 방법으로 가속도 응답의 복소 응답함수 $\ddot{H}(\omega)$ 는 식(8)과 같고 가속도 응답의 제곱의 평균은 식(9)와 같다.

$$\begin{aligned} \ddot{H}_1(\omega) &= \frac{-((c_1+c_d)i\omega+(k_1+k_d))H_1+(c_d i\omega+k_d)H_2}{m_1} \\ \ddot{H}_2(\omega) &= \frac{(c_d i\omega+k_d)H_1-((c_2+c_d)i\omega+(k_2+k_d))H_2}{m_2} \end{aligned} \quad (8)$$

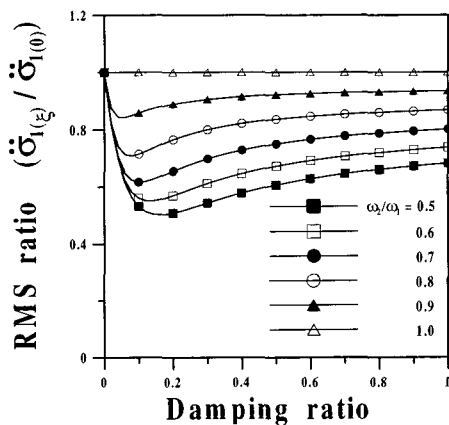
$$E[\ddot{y}_1^2] = \int_{-\infty}^{\infty} |\ddot{H}_1(\omega)|^2 S_0 d\omega, E[\ddot{y}_2^2] = \int_{-\infty}^{\infty} |\ddot{H}_2(\omega)|^2 S_0 d\omega \quad (9)$$

2.3 변수분석 결과

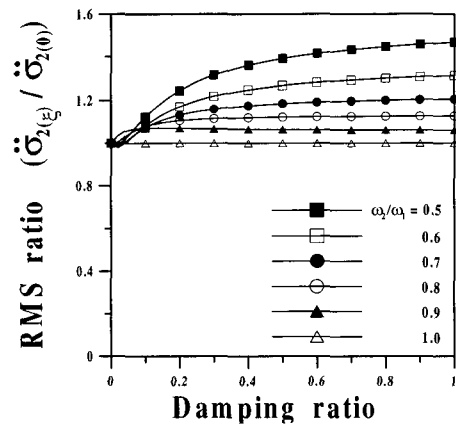
그림 3에서 그림 6까지는 그림 2와 같은 2자유도 구조물의 고유진동수 및 VED의 크기 변화에 따른 변위 및 가속도의 RMS 응답의 비를 나타낸다. 여기서 $\sigma_1(\xi), \sigma_1(0)$ 은 VED가 설치된 경우와 그렇지 않은 경우의 RMS 변위

응답이며, w_1 및 w_2 는 각각 왼쪽 및 오른쪽 구조물의 고유진동수를 나타낸다. VED의 크기는 편의상 왼쪽 구조물에 대한 감쇠비 $\zeta = \frac{c_d}{2\sqrt{k_1 m_1}}$ 로 나타내었으며, 왼쪽 구조물의 고유진동수를 1로 고정된 상태에서 오른쪽 구조물의 진동수를 변화시키며 해석을 수행하였다.

그림 3에 따르면 VED를 설치하면 왼쪽 구조물에서는 감쇠비가 40%이하인 경우 모든 진동수비에서 응답이 감소하지만, 감쇠비가 70%로 증가한 경우 진동수비의 모든 구간에서 응답이 약간 증가함을 알 수 있다. 반면 오른쪽 구조물에서는 감쇠비에 관계없이 응답이 감소함을 알 수 있다. 이러한 현상은 수평 축을 감쇠비의 함수로 표시한 그림 4에 확연히 나타나 있으며, 왼쪽 구조물의 경우 감쇠비가 약 50%이상 증가할 경우 응답이 오히려 증가함을 알 수 있다. 오른쪽 구조물의 경우도 감쇠비가 50%이상 증가할수록 응답비도 점점 증가하여 1에 가까워지는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 VED의 설치로 감쇠뿐 아니라 강성도 증가하므로 VED의 크기가 일정한 값에 도달할 때까지는 감쇠비의 유효강성과 등가감쇠에 의해 응답이 작아지다가, 그 이상 증가하면 강성의 영향으로 rigid link와 같이 작용하기 때문이다. 그림 3의 변위응답에서 왼쪽 건물의 감쇠비가 10%일 때 RMS 응답비가 가장 작고, 오른쪽 건물에서는 감쇠비가 10%이상에는 RMS 응답비가 크게 변하지 않으므로 적절한 감쇠비는 10%정도라는 것을 알 수 있다. 이 구조물의 가속도응답은 왼쪽 건물(그림 5(a))에서는 진동수비가 클수록 줄어들고, 감쇠비가 10%일 때 가속도응답이 가장 많이 감소한다. 하지만 변위응답과는 달리 오른쪽 건물(그림 5(b))에서는 오히려 가속도응답이 커지는 것을 알 수 있다. 만약 두 구조물의 진동수가 동일하다면 감쇠량에 상관없이 구조물의 RMS 응답비는 일정한 것으로 나타났다.



(a) 왼쪽 모델



(b) 오른쪽 모델

그림 6 해석모델의 감쇠비에 따른 가속도응답

3. 다층 구조물의 지진응답

2절의 분석 결과에 따르면 VED의 크기가 증가할수록 구조물의 응답은 감소하다가 다시 증가하게 되며, 연결된 두 건물의 고유진동수 비가 1에 가까워짐에 따라 VED에 의한 진동제어 효과가 감소하는 것으로 나타났다. 특히 동일한 형태의 두 건물의 고유진동수가 일치하면 같은 위상으로 진동하여 상대변위가 발생하지 않으므로, VED에 의한 제어효과는 나타나지 않는다. 본 절에서는 연결된 구조물의 고유진동수 비가 0.6과 0.9인 두 가지 경우에 대해서, 지진하중에 대한 구조물의 최대변위를 최소화하는 VED의 적정 크기를 구하고, 두 건물이 VED에 의하여 연결된 경우와 연결되지 않은 경우에 대하여, 지진에 의한 소성흔지 분포, 잔류변위 등을 검토하였다.

3.1. 예제 구조물

지진응답해석 모델은 그림 7과 같이 가로 세로 3경간 3, 8, 20층 철골 모멘트골조이며, Roeder, et.al.⁽⁶⁾의 연구에 사용된 해석 모델을 기반으로 부재의 초기 크기를 결정 한 후, 설계하중에 대한 부재력을 이용하여 각 부재의 최종 크기를 결정하였다. 해석 모델의 1층 높이는 5.5m, 나머지 층의 높이는 3.7m이며, 경간의 길이는 7.3m 이다. 설계에 사용된 하중은 고정하중 500 kg/m², 적재하중 250 kg/m²이며, 지진하중은 UBC 97의 지역계수 = zone 4, 지반조건 = S_B, 중요도계수 = 1.0 이라 가정하고, 등가정적법을 이용하여 산정하였다. 각 층의 질량은 모든 층에 대하여 157 ton으로 가정하였다. 보와 기둥은 2개 층을 동일한 부재로 설계하였으며, 설계된 구조부재

(왼쪽 건물)는 표 1에 나타내었다. 해석의 편의상 그림 7(a)에 점선으로 표시된 골조만 떼어내어 해석을 수행하였다. 구조물의 1차와 2차 모드 감쇠비는 5%로 가정하였고, 연결교량에 설치된 점탄성 감쇠기의 두께(t)는 4cm, 점탄성 재료의 전단저장계수(G')는 0.72 MPa, 전단손실계수(G'')는 0.52 MPa를 사용하였다. 설계된 구조물의 고유주기는 표 2에 나타나 있다.

이와 같은 방법으로 기준이 되는 해석모델 (왼쪽 구조물)을 설계한 후, 왼쪽 및 오른쪽 구조물의 고유진동수의 비가 0.6 및 0.9가 되도록 오른쪽 건물의 강성 (탄성계수) 또는 질량을 조정하였다.

표 2 예제구조물 (왼쪽)의 1차 고유주기 (second)

3층	8층	20층
0.7313	1.945	4.509

3.2 지진이력 및 동적해석

비선형 해석 프로그램인 DRAIN-2D⁽⁵⁾를 이용하여 해석 모델의 동적해석을 수행하였다. PGA=0.348g인 El Centro 지진 (NS)을 주 지진하중으로 사용하여 해석을 수행하였으며, Taft지진 (PGA=0.179g)과 Northridge 지진(PGA=0.6047g)을 이용하여 크기 및 진동수 성분이 다른 지진에 대한 변위의 시간이력을 비교하였다. 그림 8은 사용된 지진기록의 응답스펙트럼을 나타낸다. 보와 기둥에서 발생하는 소성흔지는 부재의 단부에 집중된다고 가정하였으며, 부재의 이력거동은 항복 후 강성비가 초기 강성의 2%인 이선형(bilinear)곡선으로 가정하였다.

표 1 해석 모델에 사용된 부재

N	3 층			8 층			20 층		
	내부기둥	외부기둥	보	내부기둥	외부기둥	보	내부기둥	외부기둥	보
10	—	—	—	—	—	—	H428×407×20×35	H400×400×13×21	H596×199×10×15
9	—	—	—	—	—	—	H458×417×30×50	H400×408×21×21	H600×200×11×17
8	—	—	—	—	—	—	H470×417×30×55	H406×403×16×24	H606×201×12×50
7	—	—	—	—	—	—	H472×420×40×65	H414×405×18×28	H606×201×12×50
6	—	—	—	—	—	—	H492×492×45×70	H418×410×18×30	H588×300×12×20
5	—	—	—	—	—	—	H514×514×45×70	H428×407×20×35	H588×300×12×20
4	—	—	—	H394×398×11×18	H300×300×10×15	H404×201×9×15	H520×520×47×72	H430×430×22×35	H594×302×14×23
3	—	—	—	H414×405×18×28	H344×348×10×16	H496×199×9×14	H534×532×47×72	H440×440×24×37	H594×302×14×23
2	H310×310×12×19	H300×300×10×15	H446×199×8×12	H428×407×20×35	H388×402×15×15	H506×201×11×19	H544×544×48×73	H455×455×25×38	H692×300×13×20
1	H388×402×15×15	H310×310×12×19	H496×199×9×14	H458×417×30×50	H388×402×15×15	H600×200×11×17	H590×590×50×75	H464×464×28×40	H692×300×13×20

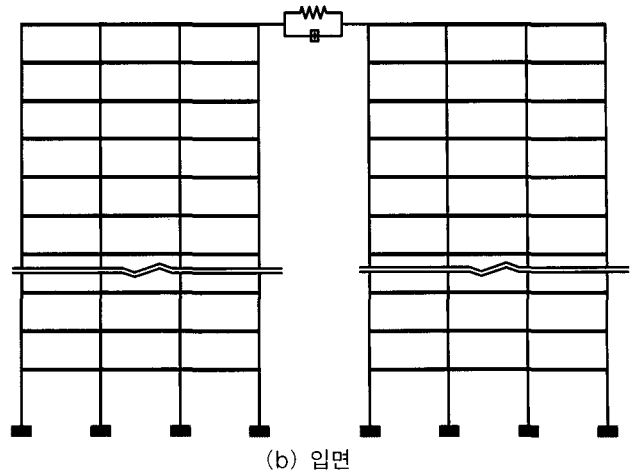
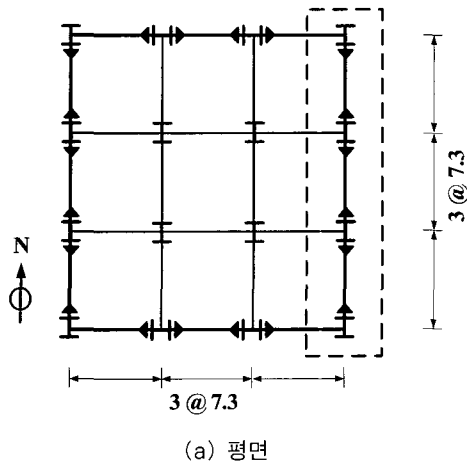


그림 7 예제 구조물

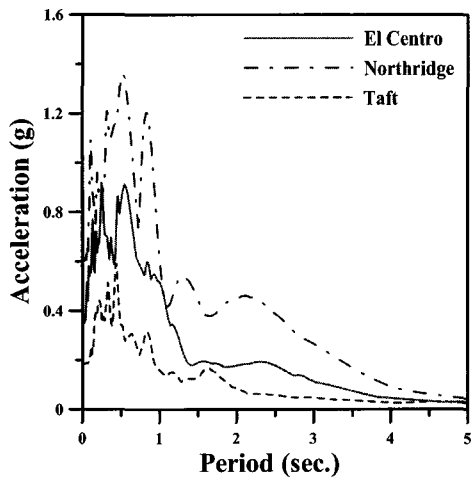


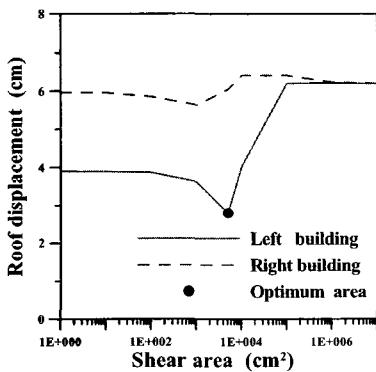
그림 8 사용된 지진하중의 응답스펙트럼

3.3 최상층 변위 응답

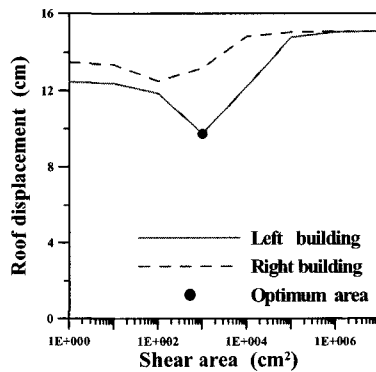
건물에 설치된 감쇠기의 효과는 구조물의 1차 진동모드에 의해 좌우되기 때문에, 식 1에서 구조물의 가진 방향의

1차 모드 진동수를 이용하여 감쇠기의 유효강성과 감쇠비를 구하였다. 고유치해석으로부터 얻어진 1차 모드의 고유진동수로 감쇠기의 감쇠계수를 결정 한 후, 감쇠기의 전단면적을 산정하고 전단면적의 변화에 따른 구조물의 응답변화를 고찰하였다. 한 구조물의 고유진동수가 다른 건물의 60%일 때 El Centro 지진에 의한 최상층 변위 응답을 그림 9~12에 나타내었다. 그림 9와 10은 두 구조물의 강성은 같으나 질량이 다른 경우의 응답을 나타내며, 그림 11과 12는 질량은 같고 강성이 다른 경우를 나타낸다. 두 구조물의 고유진동수비가 60%일 경우, 3층 모델은 VED의 전단 면적이 약 5000cm^2 일 때, 8층 구조물은 1000cm^2 , 20층은 약 5000cm^2 에서 최상층 변위가 가장 작게 발생하는 것을 알 수 있다. 이 최적 값에 해당하는 VED를 설치하고 시간이력 해석을 수행한 결과(그림 10)에 따르면, 최상층 상대변위는 3층 구조물에서는 제어효과가 상대적으로 적으나, 20층 구조물에서는 제어효과가 큰 것을 알 수 있다.

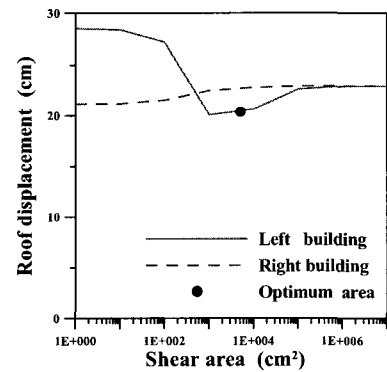
구조물의 질량은 같고 강성만 변화할 경우(그림 11-12)



(a) 3층



(b) 8층



(c) 20층

그림 9 VED 전단면적에 따른 최대변위의 변화 ($K_1=K_2$)

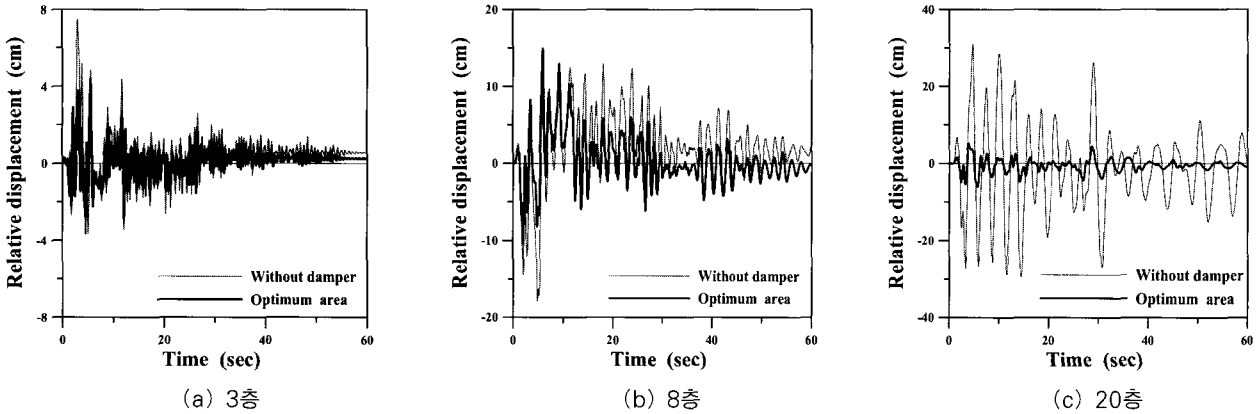


그림 10 최상층 상대변위의 시간이력 (K1=K2)

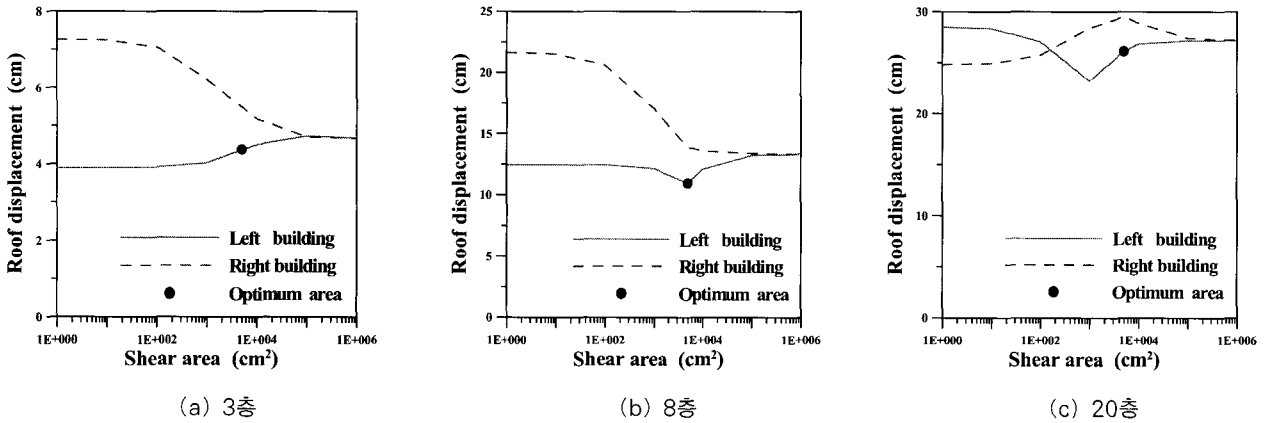


그림 11 VED 전단면적에 따른 최대변위의 변화 (M1=M2)

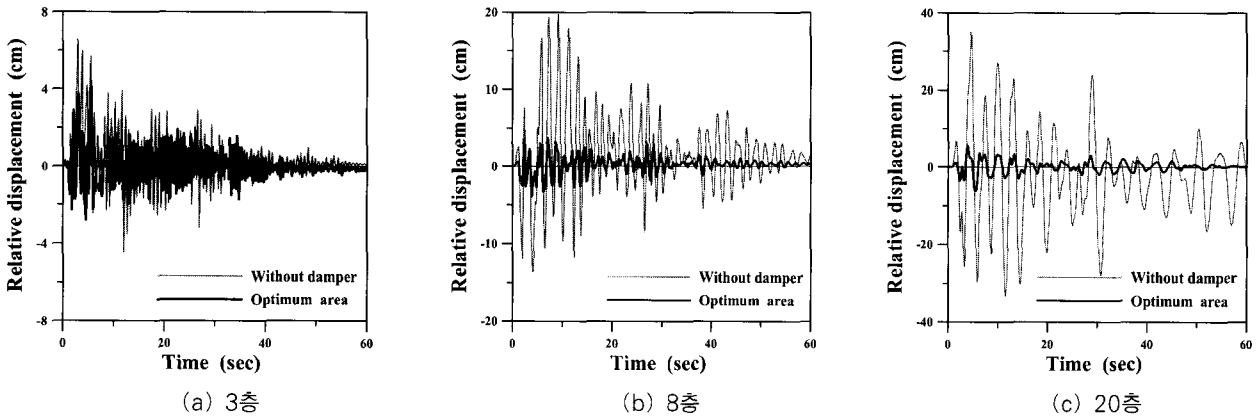
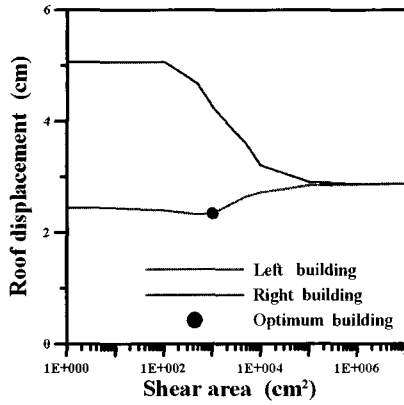


그림 12 최상층 상대변위 시간이력 (M1=M2)

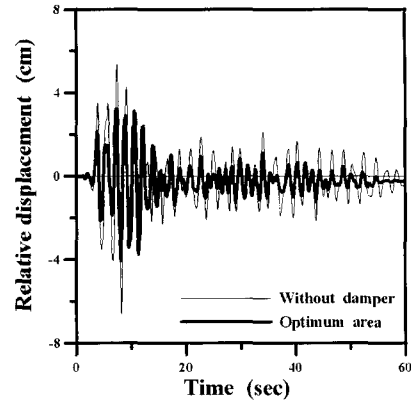
는 모든 구조물에 있어서 VED의 전단 면적이 약 5000 cm²에서 최상층 최대변위와 상대변위결과가 비교적 만족스러운 것으로 나타났다. 특히 8층 구조물의 상대 변위 시간이력결과(그림 10(b)와 12(b))를 비교해보면, 구조물의 강성의 차이로 고유진동수의 차이가 결정되는 경우에 VED에 의한 응답의 제어 효과가 큰 것을 알 수 있다.

그림 13은 8층 구조물의 진동수비가 0.6이고 Taft 지진이 작용할 때 VED의 전단면적에 따른 두 건물의 최대변위

의 변화와 적정 전단면적에 대한 상대변위의 시간이력을 나타낸다. Taft 지진이 작용하는 경우 El Centro 지진의 경우와 같이 최대 변위를 최소화하는 감쇠기의 적정 전단면적이 존재함을 알 수 있다. 그림 14는 8층 구조물의 진동수비가 0.6과 0.9일 때 Northridge 지진에 대한 두 건물간의 상대변위의 시간이력을 나타낸다. Northridge 지진은 El Centro 지진에 비하여 최대 지반 가속도가 크므로, VED가 설치되지 않은 경우 상대변위의 크기도 크고 큰 소성변

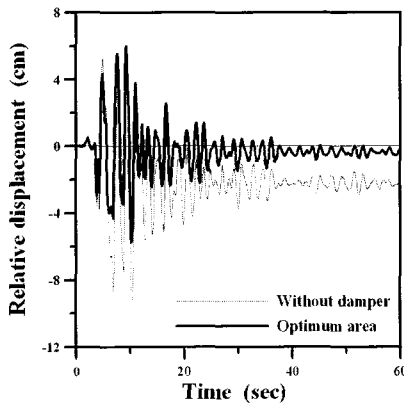


(a) VED 전단면적에 따른 최대변위의 변화

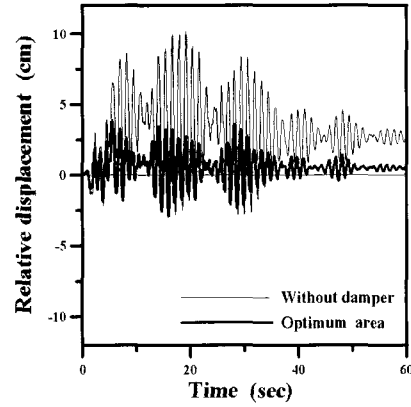


(b) 상대변위의 시간이력

그림 13 Taft 지진에 의한 8층 구조물의 응답 (고유진동수비=60%)

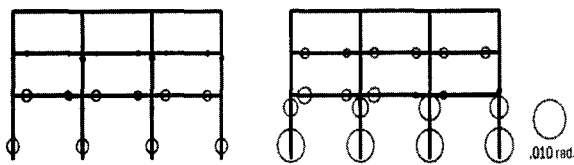


(a) 고유진동수비=60 %

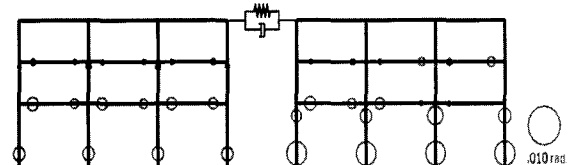


(b) 고유진동수비=90 %

그림 14 Northridge 지진에 의한 상대변위 시간이력

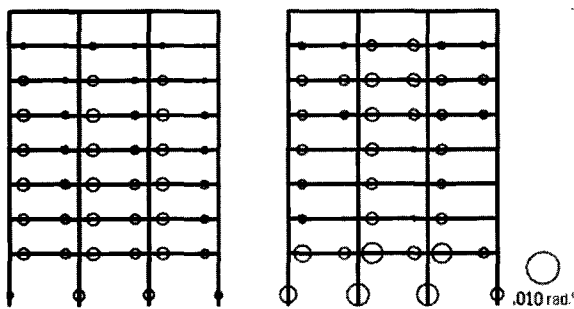


(a) Without damper

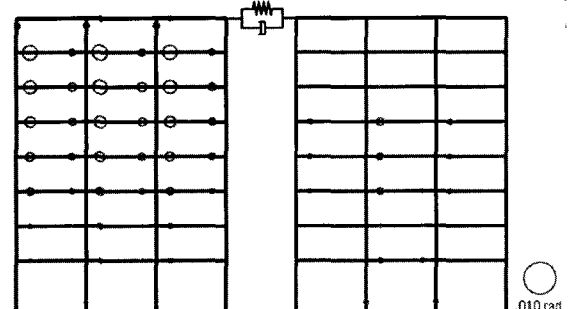


(b) With damper

그림 15 3층 소성힌지분포 (frequency ratio = 60%)



(a) Without damper



(b) With damper

그림 16 8층 소성힌지분포 (frequency ratio = 60%)

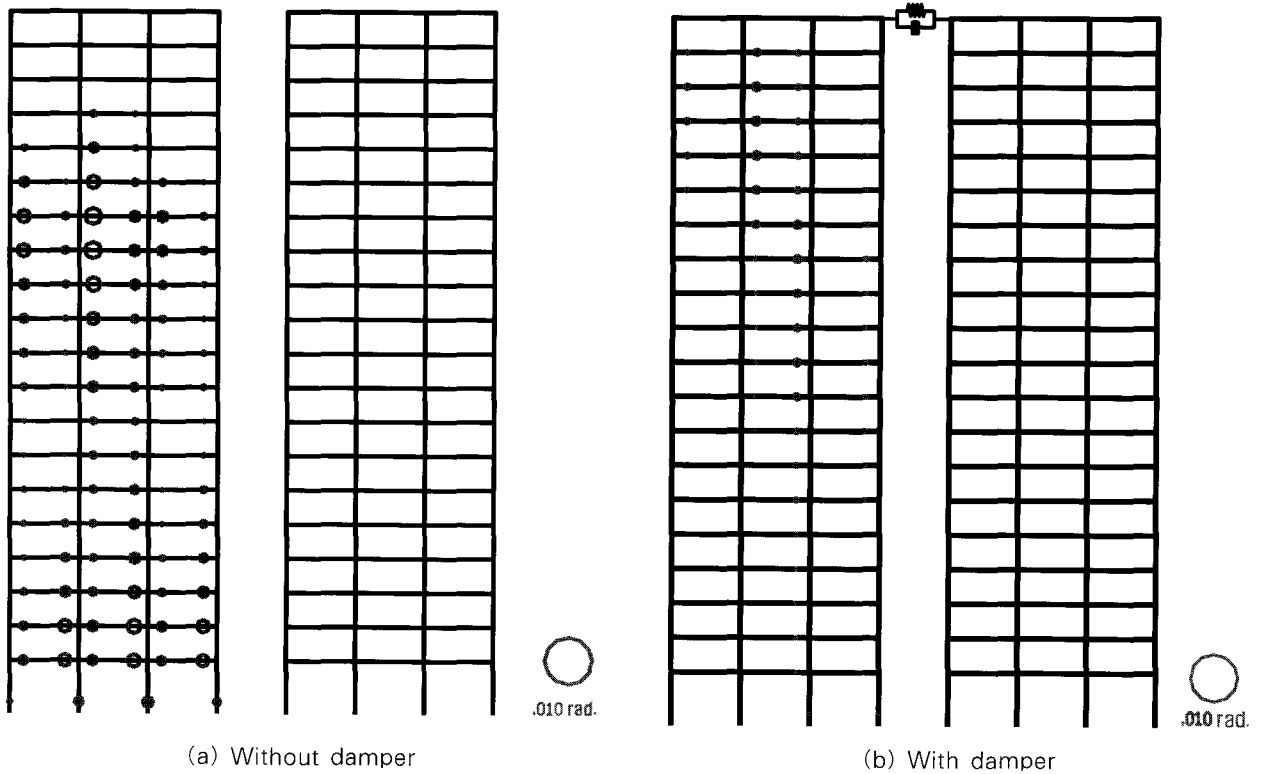


그림 17 16층 소성힌지분포 (frequency ratio = 60%)

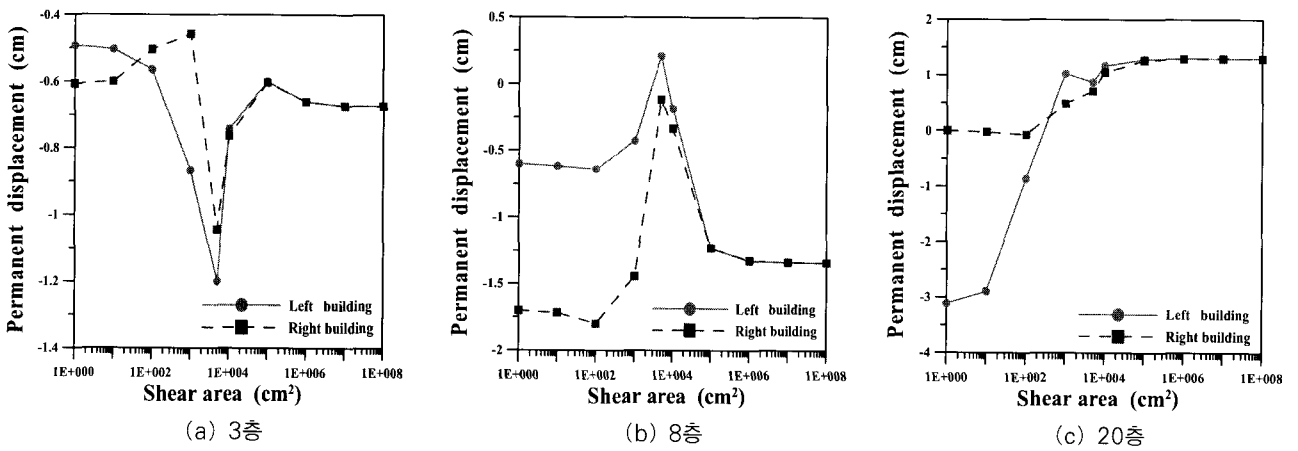


그림 18 잔류변위 (frequency ratio = 60%)

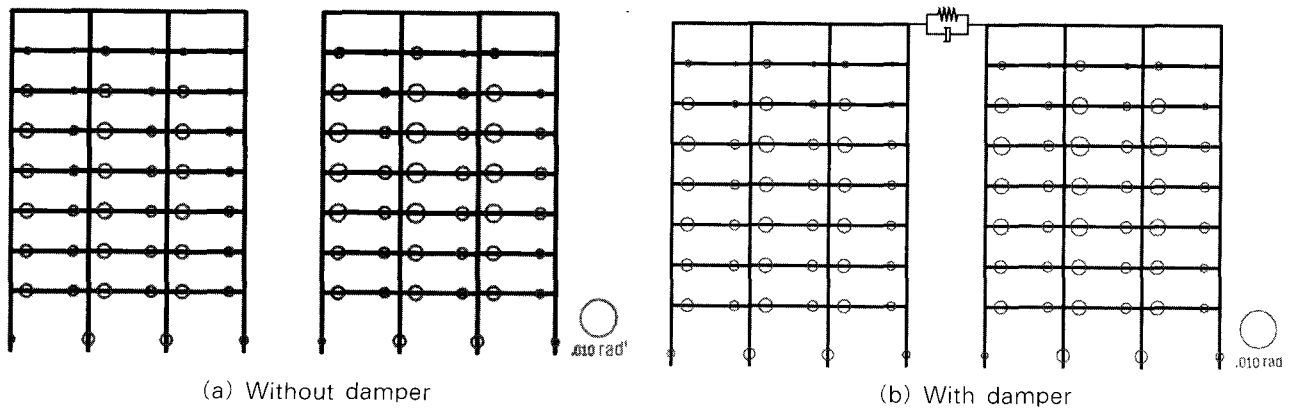


그림 19 8층 구조물의 소성힌지분포 (frequency ratio = 90%)

형에 의하여 잔류변위도 발생하나, VED가 설치된 경우 상대변위 및 잔류변위의 크기도 감소함을 알 수 있다.

3.4 소성흔지분포와 잔류변위

적정 크기의 감쇠기가 설치된 구조물의 강성을 고유진동수 비가 0.6 및 0.9가 되도록 변화시키면서 El Centro 지진에 대한 소성흔지의 크기 및 위치와 잔류변형의 크기를 구하였다. 그림 15-17은 고유 진동수비가 60%일 때 DRAIN 2D의 해석 결과에 나타난 각 해석 모델의 소성흔지 위치와 소성 회전각의 크기를 나타내며, 소성흔지를 표시하는 원의 크기는 소성 회전각의 상대적인 크기를 나타낸다. VED가 설치되지 않은 경우와 비교할 때 3층 구조물에서는 소성흔지분포와 크기가 미미하게 줄었지만, 8층과 20층 모델에 있어서는 소성흔지가 상당히 감소하는 것을 알 수 있다.

두 건물의 고유진동수 비가 0.6인 경우 소성 변형에 의한 최상층의 잔류변위를 나타낸 그림 18에 따르면, 3층 구조물인 경우 선택된 크기의 VED를 적용할 경우, VED가 없을 경우에 비하여 잔류하는 잔류변형이 오히려 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 8, 20층에서는 약 90 % 및 75 %로 각각 줄어든 것을 알 수 있다. 또한 VED의 전단면적이 커질수록 두 구조물 사이의 상대적인 잔류소성변위의 크기는 점차 작아짐을 알 수 있다.

그림 19 및 20은 8층 구조물의 고유진동수 비가 0.9인 경우 소성흔지 분포 및 잔류변위를 나타내었으며, 고유진동수 비 0.6인 경우에 비하여 소성흔지의 크기 및 잔류변위의 제어 효과가 작은 것을 알 수 있다. 그러나 VED 전단면적이 증가함에 따라 두 건물 사이의 상대변위는 작아져, 연결 교량의 안정성이 높아짐을 알 수 있다.

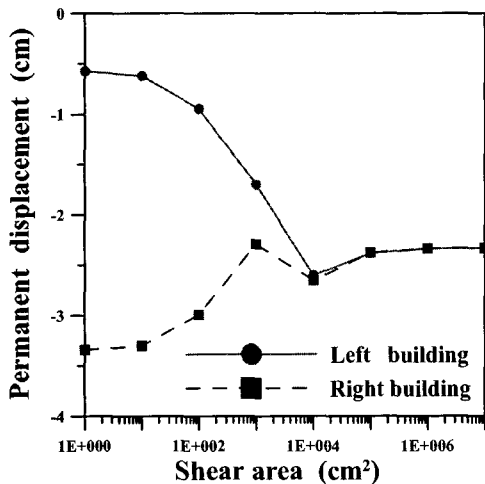


그림 20 8층 구조물의 잔류변위 (frequency ratio = 90%)

4. 결론

본 논문에서는 점탄성감쇠기가 설치된 교량으로 연결된 두 건물의 지진응답에 대한 감쇠기의 효과에 관하여 연구하였다. 2자유도계의 진동수영역 해석을 통하여 감쇠기의 유효강성과 등가감쇠비의 변화에 따른 RMS 응답을 구하였다. 3층, 8층, 20층 구조물의 비탄성 지진해석을 통하여 감쇠기의 전단면적에 따른 변위 응답의 변화를 고찰하고, 변위응답이 최소화되는 적정 감쇠기 크기에서 구조물의 소성흔지분포 및 잔류변위의 크기를 구하였다.

본 연구의 결과 연결교량에 감쇠기를 설치할 경우 감쇠기의 전단 면적이 증가함에 따라 구조물의 응답이 감소하다가 다시 증가하며, 응답을 최소화하는 감쇠기의 최적 전단 면적이 존재한다는 것을 발견하였다. 또한 두 구조물의 연결 교량에 감쇠기를 설치하면 두 구조물의 절대 변위뿐 아니라 상대변위 또한 감소하여 교량의 안정성을 확보할 수 있음을 알 수 있다. 그러나 구조물간의 고유진동수가 유사한 경우 감쇠기의 효과는 그리 크지 않으므로, 감쇠기에 의한 제어효과를 극대화하기 위해서는 두 건물의 고유진동수의 차이가 커지도록 설계하는 것이 필요하다. 이러한 경우 질량을 변화시키는 방법보다 한 구조물은 골조형식으로 설계하고, 다른 구조물은 전단벽이나 가새를 설치하는 등 강성을 변화시키는 것이 더욱 효과적인 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 2003 건설교통부 건설기반기술혁신사업의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Soong, T. T. and Dargush, G. F. "Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering", State University of New York at Buffalo, 1996
2. 김진구, 최현훈 "성능목표를 달성하기 위한 점탄성 감쇠기의 설계", 한국 전산구조공학회 논문집, 제15권 제2호, 2002
3. Zhang, W.S. and Xu, Y.L. "Dynamic characteristics and seismic response of adjacent buildings linked by discrete dampers". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* Vol.28, No.10, 1999, pp.1163~1185
4. Crandall, S. H. and Mark, W. D. "Random Vibration in Mechanical Systems", *Massachu-*

setts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1963

5. Tsai, K. C. and Li, J. W., "DRAIN2D+, A general purpose computer program for static and dynamic analyses of inelastic 2D structures supplemented with a graphic processor,"
6. Roeder, C.W., Schneider, S.P., and Carpenter, J.E., "Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Analytical Study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 6, 1993

Report No. CEER/R86-07, National Taiwan University, Taipei, Taiwan, 1997