

## 지진하중을 받는 사장교를 위한 수동제어 장치의 설계

## Design of Passive Control System for Seismically Excited Cable-Stayed Bridges

이성진\* · 박규식\*\* · 이종현\*\*\* · 이인원\*\*\*\*

Lee, Sung-Jin · Park, Kyu Sik · Lee, Jong Heon · Lee, In Won

## Abstract

In this paper, the design procedure and guideline of LRB are proposed and the effectiveness of designed LRB is investigated for a seismically excited cable-stayed bridge. The design index (DI) and procedure of LRB for cable-stayed bridge are proposed and appropriate LRB is selected when the proposed DI value is minimized or converged for variation of properties of LRB. The design result shows that the damping and energy dissipation effect of LRB are more important than the shift of the natural period of structures for cable-stayed bridge. The control performance of designed LRB is also verified and the result shows that seismic responses of cable-stayed bridge are controlled sufficiently by LRB. Furthermore, the sensitivity analyses of properties of LRB are conducted for different characteristics of earthquake. The performance of designed LRB is not changed significantly and thus the robustness of designed LRB is verified for these. Finally the VD is designed and employed to obtain the additional reduction of seismic responses which are not reduced sufficiently by only LRB.

**Keywords :** cable-stayed bridge, lead rubber bearing, design procedure, design guidelines, design index, seismic responses control

## 요 지

본 연구에서는 지진 하중을 받는 사장교를 위한 납고무 받침의 설계 방법 및 그 기준을 제시하고, 그 제어 효과를 확인하였다. 사장교에 적합한 납고무 받침을 설계하기 위해, 설계 지수 및 설계 방법을 제안하였고, 납고무 받침의 물성치 변화에 따른 제안된 설계 지수가 최소가 되거나 수렴할 때의 납고무 받침을 설계값으로 선택하였다. 설계된 납고무 받침은 비교적 큰 강성과 납의 전단강도를 필요로 하며, 이로 보아 사장교에서는 납고무 받침의 유연성에 의한 구조물의 고유 주기 이동보다는 납고무 받침의 소성 거동에 의한 지진 에너지 소산 기능에 초점을 맞추어 납고무 받침을 설계해야 함을 확인하였다. 수치 해석 결과, 설계된 납고무 받침을 적용한 사장교의 지진 응답이 충분히 감소되었다. 또한 지진 하중의 특성(주파수 특성, 최대 지반가속도)에 따른 납고무 받침의 설계 물성치 변화를 분석하였고, 이 때 설계된 납고무 받침의 제어 성능 변화도 확인하였다. 설계된 납고무 받침의 제어 성능은 지진 하중의 특성에 따라 크게 변하지 않았고, 따라서 지진의 특성에 따른 설계된 납고무 받침의 강인성을 검증하였다. 마지막으로, 추가적인 지진 응답의 감소를 위해 점성 댐퍼를 설계하여 사장교에 적용하였으며, 그 제어 효과를 확인하였다.

**핵심용어 :** 사장교, 납고무 받침, 설계 방법, 설계 기준, 설계 지수, 지진 응답 제어

## 1. 서 론

최근 건설되는 교량 구조물은 점차 장대화, 세장화 되고 있기에 사장교나 현수교와 같은 장대 교량에 대한 건설 및 연구가 활발히 진행되고 있다. 하지만 이런 교량은 강풍이나 지진 등의 동적 하중에 취약한 특성을 가지고 있기 때문에, 동적 응답을 효율적으로 제어하는 것은 매우 중요하다. 구조물의 제어 방법 중, 지진 격리 장치에 의한 수동 제어의 기본 개념은 구조물의 고유 주기를 장주기화하여 구조물에 전달되는 지진력을 감소시키고, 부가적인 감쇠 기능을 이용하

여 지진 에너지를 소산시키는 것이다. 이중 납고무 받침(LRB)은 구조물을 지지하는 받침 기능뿐 아니라, 고무의 유연성에 의한 구조물의 고유 주기 이동과 내부에 삽입된 납심의 소성 거동에 의한 지진 에너지 소산 기능이 뛰어나, 건축 구조물이나 단경간 교량에서의 면진 받침으로 널리 사용되어 왔다. 이런 구조물에 일반적으로 적용되는 면진 설계의 목적은 구조물의 고유 주기를 이동시키는 것으로, 우선 설계 고유 주기를 정하고 그에 적합한 지진 격리 장치의 설계 값을 정한다.

그러나 사장교와 같은 장대 교량은 매우 유연하고 낮은

\*정회원 · 삼성물산 건설부문 기술연구소 연구원, 공학석사(Email: jinilsj.lee@samsung.com)

\*\*정회원 · 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사후연구과정, 공학박사(Email: kyusik@kaist.ac.kr)

\*\*\*정회원 · 경일대학교 토목공학과 교수(Email: leejh@kiu.ac.kr)

\*\*\*\*정회원 · 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수(Email: iwlee@kaist.ac.kr)

구조감쇠로 인하여 구조물 자체적으로 긴 고유 주기를 가지고 있다. 또한 사장교의 거동은 복잡하기 때문에 기존의 건축 구조물이나 단경간 교량에서 사용되는 설계 개념을 바로 적용하기는 어렵다. 따라서 Ali와 Abdel-Ghaffar(Ali 등, 1995)는 사장교에 납고무 받침을 설치하여 그 면진 효과를 증명하였고, 사장교에 적합한 납고무 받침의 전단력을 제안하였으며, 최근에는 기존의 고유 주기 이동의 설계 개념을 이용하여 사장교에 납고무 받침을 적용하였다(Wesolowsky 등, 2003).

현재 사장교와 같은 장대 교량에서, 지진 격리 장치의 설계 방법이나 설계 기준에 대한 연구가 미진한 상태이다. 또한 장대 교량에 지진 격리 장치를 적용함에 있어, 이런 장치의 특성에 대한 연구도 미흡하였다. 따라서 본 논문에서는 벤치마크 사장교 모델(Dyke 등, 2003)을 이용하여, 지진 하중을 받는 사장교를 위한 납고무 받침의 설계 방법을 제안하고 그 설계 기준을 제시하였다. 납고무 받침의 설계를 위해 사장교의 거동 및 지진응답에서 중요하게 생각하는 응답을 고려하여 설계 지수(DI)를 제안하였다. 설계 물성치는 납고무 받침의 물성치 변화에 따라, 제안된 설계 지수가 최소가 되거나 수렴할 때의 값을 선택하였고, 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침의 제어 성능을 확인하였다. 그리고 지진 하중의 특성에 따른 설계된 납고무 받침의 특징 및 그 제어 효과를 조사하였다.

## 2 제안된 납고무 받침의 설계 방법

### 2.1 납고무 받침

#### 2.1.1 납고무 받침의 설계 요소

면진 설계의 개념은 지진 격리 장치의 유연성을 이용하여 구조물의 고유 주기를 장주기로 이동시킴으로써 구조물에 전달되는 지진력을 감소시키고, 부가적인 감쇠 기능을 이용해 지진 에너지를 소산하는 것이다. 납고무 받침은 그림 1과 같이 일반적인 고무 받침에, 가운데 추가적인 납심이 삽입되어 있는 형태를 가진다. 납고무 받침은 비교적 설치가 간단하며 유지 관리가 쉽고, 교량의 받침 기능뿐 아니라 지진 격리 장치의 효과를 하나의 장치로 확보 할 수 있어, 건축 구조물이나 단경간 교량에 널리 이용되는 지진 격리 장치이다.

그림 2는 납고무 받침의 거동을 이상화 한 것이다. 납고무 받침은 비선형 거동을 하며, 약한 하중에서는 가운데의 납심에 의해 비교적 큰 강성을 가지게 되지만, 큰 외부 하중에서는 납심이 항복하여 유연한 거동을 하게 된다. 즉, 납

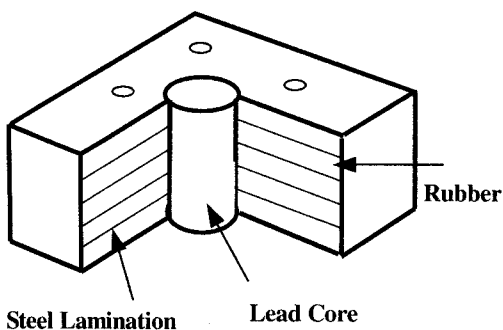


그림 1. 납고무 받침의 개략도

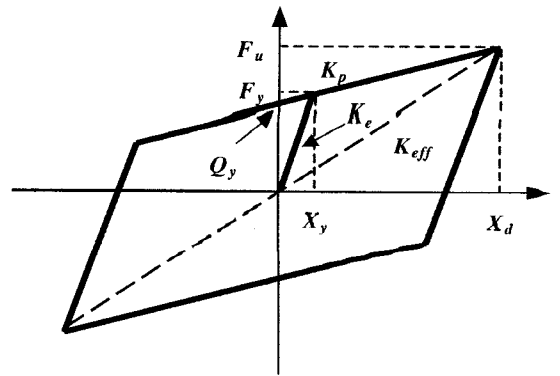


그림 2. 납고무 받침의 비선형 거동

고무 받침은 지진 하중과 같은 하중에서는 고무의 유연성에 의해 구조물의 고유 주기를 이동시켜 구조물에 발생하는 지진력을 감소시키며, 납의 항복 후의 소성 거동에 의해 지진 에너지를 흡수한다. 따라서 납고무 받침의 면진 설계시, 이런 납고무 받침의 거동과 관련 있는 항복 전 후의 강성( $K_e$ ,  $K_p$ )과 납심의 전단강도( $Q_y$ )가 중요한 설계 요소가 되며, 구조물에 발생하는 지진력과 변위를 감소시키기 위해 설계 요소의 적절한 물성치를 정하는 것이 중요하다. 그림 2에서  $K_{eff}$ 는 납고무 받침의 유효강성,  $F_y$ 와  $F_u$ 는 납고무 받침의 항복강도 및 최대강도,  $X_y$ 와  $X_d$ 는 납심의 항복 변위와 납고무 받침의 설계 변위이다.

일반적인 단경간 교량이나 건축 구조물에서는 지진 격리 장치에 의한 구조물의 고유 주기 이동을 설계 목적으로 한다. 따라서 지진 격리 장치의 설계시, 구조물의 설계 고유 주기로 이동시킬 수 있는 납고무 받침의 유효 주기와 설계 변위를 우선 정한다. 다음으로 납고무 받침의 비선형 거동 특성을 이용한 반복 과정을 통해 납고무 받침의 설계 물성치를 결정한다(Naeim 등, 1999). 또한, 부가적인 감쇠 효과를 위한 납심의 크기는 납의 항복 강도가 구조물 질량의 5%정도의 것을 사용하는 것을 추천하고 있다(Gobarah 등, 1988). 하지만 사장교와 같은 유연한 구조물의 경우 구조물의 고유 주기가 일반 구조물에서 적용하는 설계 고유 주기를 넘어선 경우가 대부분이므로 고유주기 이동에 의한 면진 설계의 개념을 적용하기는 어렵다. 또한 이런 구조물의 감쇠 비는 일반 단경간 교량에 비해 작은 값을 가지게 된다. 따라서 지진 하중을 받는 사장교에서는 구조물의 감쇠 효과를 증가시키는데 그 설계 목적을 두어야 하며, 이와 관련된 납고무 받침의 설계 요소들이 중요하게 고려되어야 한다.

#### 2.1.2 납고무 받침 모델

납고무 받침의 비선형 거동은 Bouc-Wen 모델(Bouc, 1967, Wen, 1989)을 이용하여 묘사 하였다. 납고무 받침의 제어력은 식 (1)과 같은 선형 부분과 비선형 부분으로 구성된 식에 의해 계산된다.

$$f_{LRB}(X_r, \dot{X}_r) = \alpha K_e X_r + (1 - \alpha) K_e X_y z \quad (1)$$

여기서,  $\alpha$ 는 납고무 받침의 항복 후·전의 강성비,  $X_r$ 과  $\dot{X}_r$ 는 납고무 받침이 설치된 위치의 상대 변위 및 속도,  $z$ 는 식 (2)를 만족하는 1차 비선형 미분 방정식의 해이다.

$$z = \frac{1}{X_y} (A_i X_r - \gamma |X_r| z_i^{n-1} - \beta X_r z_i^n) \quad (2)$$

여기서,  $A_i$ ,  $\gamma$ ,  $\beta$  그리고  $n$ 은 비선형 거동을 묘사하는 무차원 상수이며, 본 연구에서는 납고무 받침의 비선형 거동을 묘사할 때 일반적으로 사용하는  $A_i = n = 1$ ,  $\gamma = \beta = 0.5$ 를 사용하였다(Park 등, 2003).

납고무 받침에 의해 발생하는 제어력은 다음과 같은 식 (3)에 의해 결정된다.

$$F_{LRB} = G_{LRB} \times f_{LRB} \quad (3)$$

여기서  $G_{LRB}$ 는 납고무 받침의 위치 및 개수와 관련된 이득 행렬이다.

## 2.2 제안된 납고무 받침의 설계 방법

본 연구에서, 납고무 받침의 설계 목적은 사장교의 중요한 응답을 최소화 하는 것이다. 납고무 받침의 설계는 설계 지진 하중 하에서 납고무 받침의 설계 요소( $K_e$ ,  $K_p$ ,  $Q_y$ )의 변화에 따른 설계 지수의 변화에 그 기반을 두었다. 본 연구에서는 사장교의 거동 및 지진 응답에서 중요하게 생각하는 다섯가지 응답(Turan, 2001)을 고려하여 식 (4)와 같은 설계 지수(DI)를 제안하였다. 설계 지수는 납고무 받침의 물성치의 변화에 따라 각 응답을 구하고 각 응답의 최대값으로 정규화하여 합하였다. 다섯가지 응답은 사장교 주탑 기초와 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력( $R_1$ ,  $R_2$ ), 사장교 주탑 기초와 상판 높이의 주탑에서 발생하는 휨모멘트( $R_3$ ,  $R_4$ ), 그리고 상판의 교축 방향 변위( $R_5$ )이다.

$$DI = \sum_{i=1}^5 \frac{R_i}{(R_i)_{max}} \quad i = 1, \dots, 5 \quad (4)$$

여기서  $R_i$ 는 설계 물성치 변화에 따른  $i$ 번째 응답,  $(R_i)_{max}$ 는  $i$ 번째 응답 중 최대값이다.

납고무 받침의 설계 물성치는 제안된 설계 지수가 최소가 되거나 수렴할 때의 값을 선택하였다. 즉, 설계값은 납고무 받침의 물성치 변화에 따른 사장교의 중요한 응답이 최소가 되거나 수렴할 때의 값을 선택한 것이다. 수렴 조건은 식 (5)와 같다.

$$\frac{(DI_i - DI_{j+1})}{DI_j} \leq \epsilon \quad (5)$$

여기서  $DI_j$ 와  $DI_{j+1}$ 는 납고무 받침의 물성치 변화에 따른  $j$ 번째와  $j+1$ 번째의 설계 지수이다. 수렴 기준 ( $\epsilon$ )은 경제성을 고려하여 0.01을 사용하였다. 하지만 수렴 기준의 결정은 설계자의 경험과 경제성 분석 등이 필요할 것이다.

제안된 설계 지수를 이용하여, 다음과 같은 지진 하중을 받는 사장교를 위한 납고무 받침의 설계 방법을 제안하였다.

- 1) 설계 지진 하중 선정(역사 지진, 인공 지진 등)
- 2)  $K_p$ 의 변화에 따른 설계 조건을 만족하는  $K_p$  선택( $Q_y$ 와  $K_e$ 는 일반적으로 추천되는 값으로 가정)
- 3) 2)에서 선택된  $K_p$  이용,  $Q_y$ 의 변화에 따른 설계 조건을 만족하는  $Q_y$  선택( $K_e$  가정)
- 4) 2), 3)에서 선택된  $K_p$ 와  $Q_y$  이용,  $K_e/K_p$ 의 변화에 따른 설계 조건을 만족하는  $K_e/K_p$  선택
- 5) 설계 물성치 변화가 없을 때까지 2)~4) 과정 반복

일반적으로 납고무 받침은 납의 항복후의 거동이 항복전의 거동보다 중요하므로(Skinner 등, 1993), 본 연구에서는  $K_p$ 를 우선 결정하였다.  $K_p$ 의 민감도 해석시, 다른 두 가지 설계 요소의 값은 일반적으로 사용되는 값으로 가정하였다.  $Q_y$ 는 납고무 받침이 지지하는 교량 상판 무게의 9% 값으로 가정하였으며(Ali 등, 1995),  $K_e/K_p$ 는 10으로 가정하였다(Robinson, 1982). 다음으로  $Q_y$ 와  $K_e/K_p$ 를 순차적으로 구하였다.

## 3. 수치 예제

### 3.1 사장교 모델

본 연구에서 예제 구조물로 사용한 사장교는 그림 3과 같은 2개의 주탑과 128개의 케이블로 구성된 벤치마크(Benchmark) 사장교 모델(Dyke 등, 2003)이다. Dyke 등은 사장교에 적용하는 진동 제어 시스템의 성능을 합리적으로 비교하기 위해 전체 사장교의 거동을 효과적으로 나타낼 수 있는 선형 3차원 사장교 모델을 개발하였다.

사장교의 유한요소 모델은 579개의 절점과 420개의 강결, 162개의 빔 요소, 128개의 케이블 요소로 모델링 되었다. 선형 모델에 사용된 강성행렬은 사하중에 의한 교량이 변형된 상태에서, ABAQUS로 비선형 정적 해석을 통해 결정된 것이다(Wilson 등, 2003). 그리고 MATLAB을 이용한 정적 응축(Static Condensation Reduction Scheme) 과정을 통해, 419개의 자유도를 가지는 사장교 모델을 얻었다. 감쇠 행렬

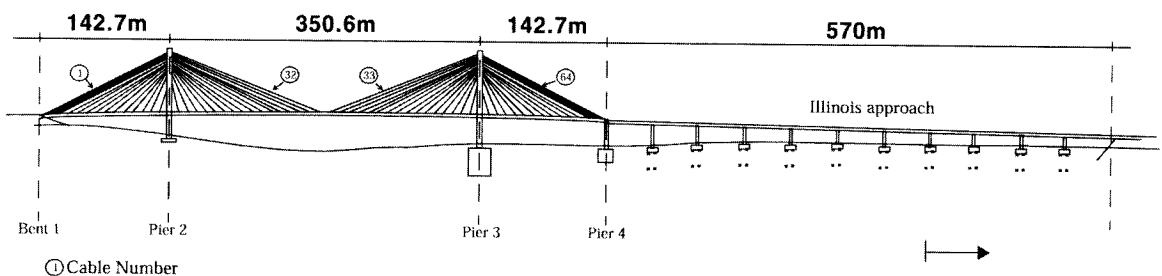


그림 3. Bill Emerson Memorial 교량 상세도 (Dyke 등, 2003)

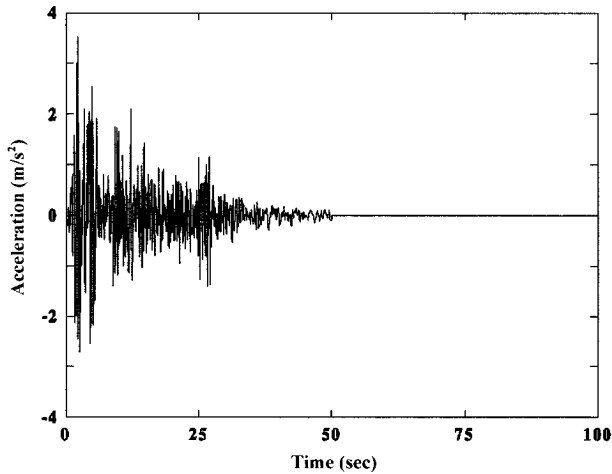
은 교량을 설계할 때와 같은 가정사항인 3%의 모달(modal) 감쇠를 각 모드(mode)에 적용하였다. 교량은 기반암에 설치된 것으로 가정하여, 구조물과 지반의 상호 작용은 무시하였다. 사장교에 적용한 납고무 받침은 상판과 교대 및 교각 사이에 교축 방향으로 설치 하였으며, 지진 하중 또한 교축 방향으로 모든 교대 및 교각에 동시에 재하하였다. 원 설계에서는 상판과 주탑의 연결부분에 6.67MN의 용량을 가지는 16개의 충격 전달 장치(Shock Transmission Device)가 설치되었다. 이렇게 구성된 모델의 처음 10개의 고유주파수는 0.2899, 0.3699, 0.4683, 0.5158, 0.5812, 0.6490, 0.6687, 0.6970, 0.7102, 0.7203Hz 이다.

### 3.2 납고무 받침의 설계 및 제어 성능

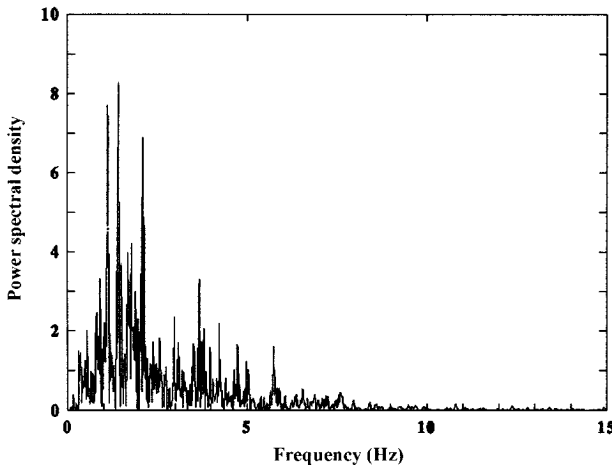
#### 3.2.1 설계 지진 하중

제안된 방법에 의한 납고무 받침의 설계시, 우선 설계 지진 하중의 선정이 필요하다. 대상 구조물에 가장 치명적인 지진 하중을 선택하는 것은 어려운 일이나, 대상 지역에 발생했던 지진 역사, 확률론적 접근, 그리고 지질학적 지반 특성을 고려하여 가능성 있는 설계 지진 하중을 선택할 수 있다. 본 연구에서는 납고무 받침의 설계를 위한 수치 예제로, 두 가지 지진 하중을 사용하였으며, 각각의 설계 지진 하중에 대하여 납고무 받침을 설계하였다.

첫번째 지진 하중은 역사 지진인 El Centro(1940) 지진을



(a) 가속도 시간 이력곡선



(b) Power spectral density

그림 4. 설계 지진 하중 (Scaled El Centro 지진)

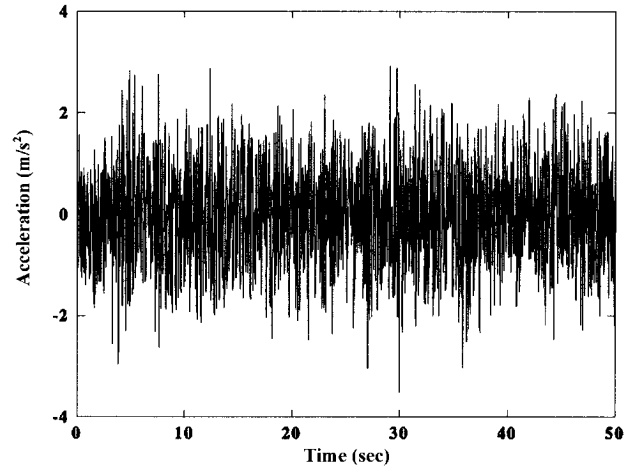
사용하였다. 이때 El Centro 지진의 가속도 데이터는 Imperial Valley에서 관측한 남북방향의 성분을 이용하였으며, 지진 하중의 최대 지반 가속도(PGA)는 벤치마크 사장교의 설계 최대 지반가속도(0.36g's)와 동일하게 하였다. 그림 4는 El Centro 지진의 가속도 시간 이력곡선과 Power spectral density를 나타낸 그래프이다.

두번째 지진 하중은 Spectral density function이 식 (6), (7)과 같은 형태를 가지는 Kanai-Tajimi Spectrum을 통과한 백색 잡음(White Noise)을 이용하여 생성된 인공 지진을 사용하였다.

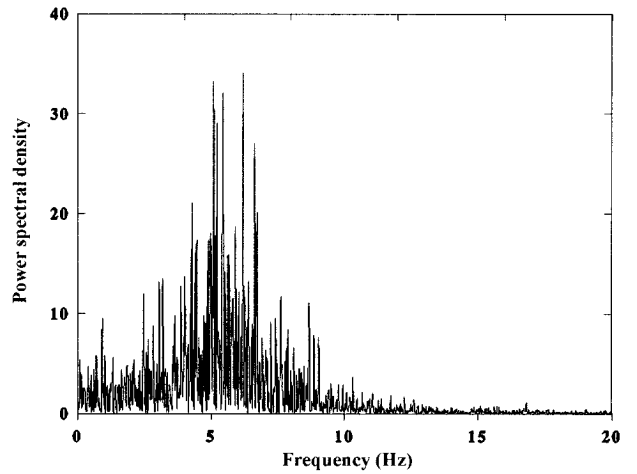
$$S(\omega) = \frac{[1 + 4\zeta_g^2(\omega/\omega_g)^2]}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\zeta_g^2(\omega/\omega_g)^2} S_0 \quad (6)$$

$$S_0 = \frac{0.03\zeta_g}{\pi\omega_g(4\zeta_g^2 + 1)} \quad (7)$$

여기서  $\zeta_g$ ,  $\omega_g$  는 대상 지반에 지배적인 감쇠비와 진동수,  $S_0$ 는 Power spectral intensity이며, 본 논문에서는 인공 지진을 생성하기 위해  $\zeta_g=0.3$ ,  $\omega_g=37.3\text{rad/s}$ 을 사용하였다 (Spencer 등, 1998). 인공 지진 역시 최대 지반가속도(PGA)를 0.36g's로 맞추었다. 그림 5는 인공 지진의 가속도 시간 이력곡선과 Power spectral density를 나타낸 그래프이다.



(a) 가속도 시간 이력곡선



(b) Power spectral density

그림 5. 설계 지진 하중 (인공 지진)

### 3.2.2 납고무 받침의 설계

제안된 납고무 받침의 설계 방법에 따라 지진 하중을 받는 사장교에 적합한 납고무 받침을 설계하였다. 수치해석은 MATLAB을 이용하여 수행하였으며, 해석의 시간 간격은 0.004초로 하였다.

납고무 받침의 설계에서,  $K_p$ 를 첫번째 단계로 선택하였다. 설계 지수는  $K_p$ 를 0.3W로부터 0.1W씩 증가 시키면서 구하였다. 여기서 W는 납고무 받침이 지지하는 상판의 무게로서, 교대 1과 교각 4의 경우 15276kN 이고 교각 2,3의 경우는 52807kN 이다. 교량 구조물의 거동은 교축 방향의 운동이 지배적이므로 W는 집중 하중으로 고려하였다. 첫번째 단계에서 다른 설계 요소는 일반적으로 추천되는 값으로 가정하였다(Ali 등, 1995, Robinson 등, 1982).

적합한  $K_p$ 를 설계한 후,  $Q_y$ 와  $K_e/K_p$ 를 차례적으로 구하였다. 이때  $Q_y$ 와  $K_e/K_p$ 의 물성치 변화는 각각 0.03W와 5부터 0.01W와 1씩 증가시켰다. 제안된 설계 지수에 고려된 응답은 Scaled El Centro 지진의 경우 최대 응답, 인공 지진의 경우 RMS(Root Mean Square) 응답이다.

납고무 받침의 설계를 위한 다섯가지 응답과 설계 지수의

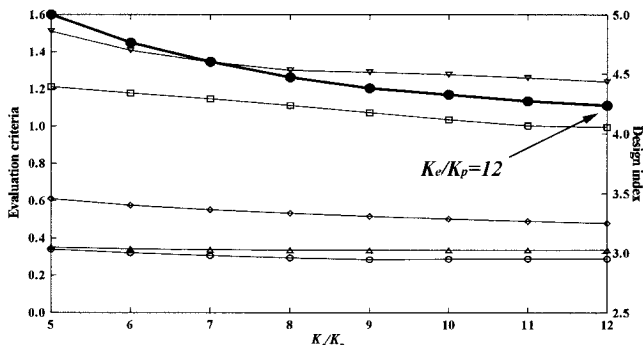
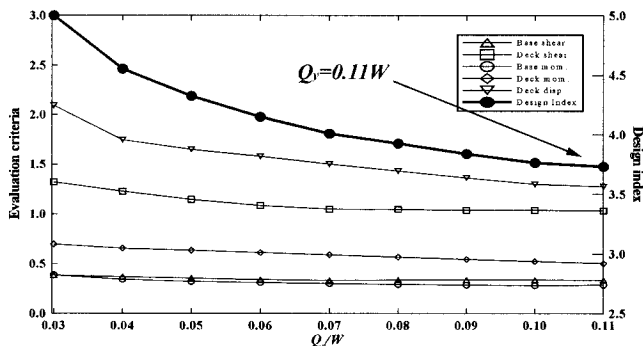
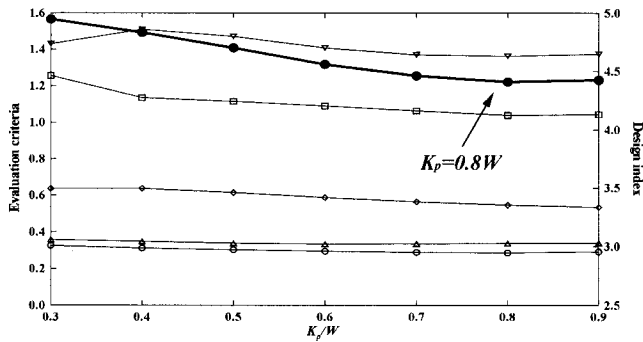


그림 6. 사장교의 응답과 설계 지수의 변화 (Scaled El Centro, 1st iteration)

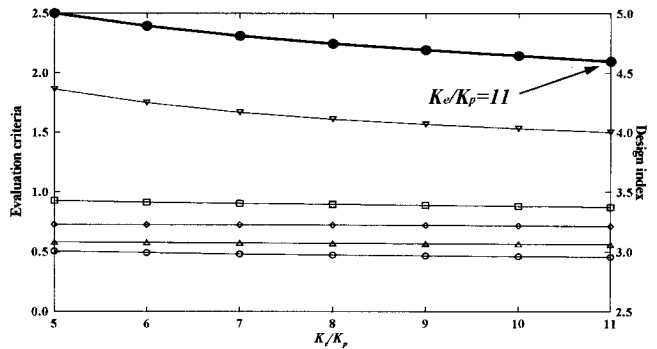
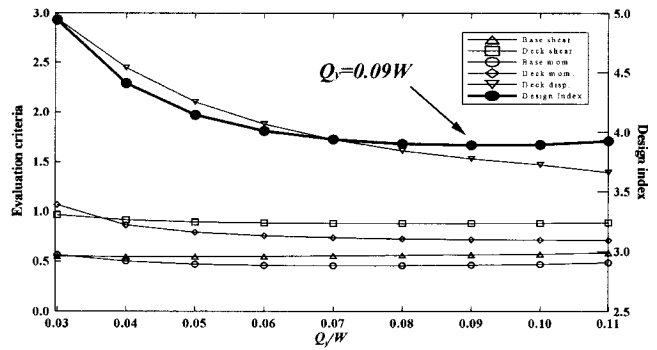
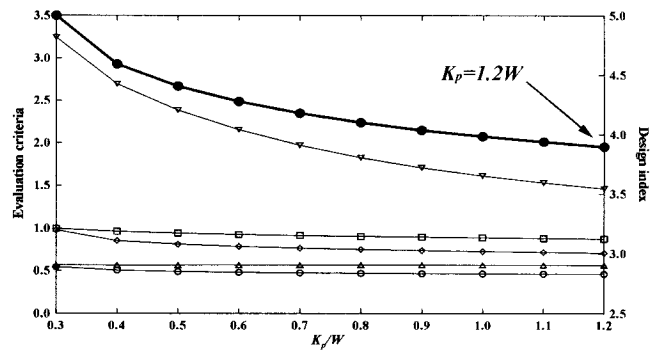


그림 7. 사장교의 응답과 설계 지수의 변화 (인공 지진, 1st iteration)

변화는 그림 6과 7에 나타내었으며, 여기에서는 첫번째 반복 과정만을 나타내었다.

비록 사장교가 유연하여 자체적인 면진 효과를 가지고 있더라도, 적절한 물성치를 가지는 납고무 받침을 설치함으로써 사장교에 발생하는 지진 응답을 충분히 감소시킬 수 있다. 특히 주탑 기초의 전단력이나 전도모멘트, 상판 높이의 주탑에서 발생하는 휨모멘트의 감소가 두드러지게 나타났다. 하지만 부적절한 납고무 받침을 설치할 경우, 상판 변위나 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력이 과도하게 발생할 수 있다. 주탑 기초부의 전단력과 전도모멘트는 납고무 받침의 물성치 변화에 따른 모든 경우에 대하여 제어하지 않은 경우의 응답보다 작은 값을 보였으며, 그 응답의 변화도 작았다. 하지만 상판 변위는 다른 응답에 비해 납고무 받침의 물성치 변화에 따라 그 응답의 변화가 가장 컸다. 즉, 상판 변위나 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력과 휨모멘트가 사장교에 납고무 받침을 설계 함에 있어 중요하게 고려해야 할 응답으로 볼 수 있다.

일반적으로 납고무 받침의 물성치가 커질수록, 사장교의 응

답은 대체적으로 감소를 한다. 하지만 과도하게 큰 물성치를 가지는 납고무 받침의 경우, 사장교의 응답이나 설계 지수가 증가하거나 감소폭이 둔화되는 경향을 보인다. 즉, 과도한 강성이나 납심의 전단강도를 갖는 납고무 받침의 경우, 사장교의 지진 응답에 대한 제어 성능의 개선 효과가 없다.  $K_p$ 와  $Q_y$ 의 증가에 따른 사장교의 응답 및 설계 지수의 변화는  $K_c/K_p$ 의 경우 보다 변화 폭이 컸으며, 따라서 납고무 받침의 소성 거동과 지진 에너지 소산에 중요한 위의 두가지 설계 요소가 납고무 받침의 중요한 설계 요소로 파악된다. 즉,  $K_c/K_p$ 는 납고무 받침의 설계시 상대적으로 덜 중요한 설계 요소로서, 일반적으로 사용되는 값( $K_c/K_p = 9\sim 11$ )을 사용하여도 무방함을 확인하였다.

제어된 납고무 받침의 설계 방법에 따라, 각각의 설계 지진 하중 하에서의 적절한 납고무 받침을 설계하였다. 일반적으로, 납고무 받침의 설계 값은 두번 또는 세번의 반복 계산으로 충분히 결정 할 수 있으며 그 결과는 표 1과 같다. LRB I은 Scaled El Centro 지진 하에서 설계된 납고무 받침, LRB II는 인공 지진 하에서 설계된 납고무 받침이다.

위의 설계된 납고무 받침은 일반적인 건축 구조물이나 단경간 교량 구조물에서 사용되는 납고무 받침보다 비교적 큰 강성과 납심의 전단강도 값을 가진다. 예를 들면 건축 구조물이나 단경간 교량 구조물에 추천되는 납심의 전단강도는 0.05W 이며(Gobarah 등, 1988), 앞의 설계된 납고무 받침은 이보다 더 큰 값이 필요함을 확인 할 수 있다. 위의 설계 결과, 지진 하중을 받는 사장교에 필요한 납고무 받침은 고무의 유연성에 의한 구조물의 고유 주기 이동보다는 비교적 큰 강성과 납심의 전단강도를 이용한 지진 에너지 소산 기능이 더 중요함을 확인하였다.

### 3.2.3 설계된 납고무 받침의 제어 성능

표 2는 설계 지진 하중에서 제어된 다섯가지 응답을 나타낸 것이다. 제어된 응답은 제어 하지 않은 경우의 응답으로 정규화 하였다. 사장교에 적절히 설계된 납고무 받침을 사용함으로써, 사장교의 지진 응답을 제어 할 수 있다. 특히 납고무 받침에 의해, 주탑 기초부의 전단력이나 전도모멘트, 상

관 높이의 주탑에서 발생하는 휨모멘트의 감소가 두드러지게 나타났다. 하지만 상관 높이의 주탑에서 발생하는 전단력에 대해서는 큰 제어 효과를 보이지 않았다. 그리고 Scaled El Centro 지진 하에서의 최대 응답이나 인공 지진 하에서의 RMS 응답의 감소 경향이 비슷함을 확인하였다.

설계된 납고무 받침의 제어 성능을 검증하기 위해, 벤치마크 문제에서 제공하는 세가지 역사 지진과 평가 기준(Evaluation Criteria)을 이용하였다(Dyke 등, 2003). 세가지 역사 지진은 El Centro 지진(1940, 0.348g's), Mexico City 지진(1985, 0.143g's), Gebze 지진(1999, 0.265g's)으로써 각각의 가속도 시간 이력곡선은 그림 8과 같다. 납고무 받침의 제어 성능은 벤치마크 문제에서 제공하는 18가지 평가 기준 중, 사장교의 응답과 관련 있는 11가지의 평가 기준을 사용하여 확인하였다. 처음 6개의 평가 기준은 제어 기법의 성능을 고려하기 위한 교량의 최대 응답(Peak Response)에 관한 것이며, 두 번째 5개의 평가 기준은 전체 해석 시간에 대한 평균 응답(Normed Response)에 관한 것이다. 평가 기준에 대한 자세한 내용은 부록 1, 2에 제시되어 있다.

설계된 납고무 받침의 제어 성능을 비교하기 위해, Wesolowsky와 Wilson이 사장교에 적용하였던 납고무 받침의 설계 방법(Wesolowsky 등, 2003)으로 설계한 납고무 받침의 결과와 비교하였다. 이 방법은 먼진 장치의 설계 변위와 설계 주기를 우선 정하는 방법(Naeim 등, 1999)에 기초를 두고 있으며, Wesolowsky 와 Wilson은 사장교의 제어 하지 않은 경우의 평균 최대 상관 변위( $\Delta$ )와 기초 전단력(S)을 이용하여 납고무 받침의 설계 유효 주기를 결정하였다. 본 연구에서는 납고무 받침의 설계 변위와 최대 강도를 제어 하지 않은 경우의 평균 최대 상관 변위( $\Delta$ )와 기초 전단력(S)의 2배와 0.25배로 가정(Wesolowsky 등, 2003)하였으며, 제어 하지 않은 경우의 응답은 6개의 지진 하중(El Centro, Mexico City, Gebze, Northridge, Kobe 그리고 인공 지진)을 이용하여 구했다. 설계된 납고무 받침은 표 3과 같다.

표 4는 세가지 역사 지진에 대한 납고무 받침의 제어 성능을 나타낸 것이다. 세가지 역사 지진에 대하여, 사장교의

표 1. 설계된 납고무 받침의 물성치

	설치위치	개수	$K_p$ (kN/m)		$Q_y$ (kN)		$K_c / K_p$
LRB I	Pier2,3	10	1.4W	7393	0.13W	657 (D=32.0)*	10
	Bent1, Pier4	4		5346		496 (D=28.4)	
LRB II	Pier2,3	10	1.2W	6337	0.09W	474 (D=27.7)	11
	Bent1, Pier4	4		4583		343 (D=23.6)	

\*: 납심의 직경(cm)

표 2. 설계 지진 하중 하에서의 사장교의 제어된 응답

Responses	LRB I	LRB II
$R_1$ : base shear at towers (kN)	$1.65 \times 10^4$ (0.327)	$2.17 \times 10^3$ (0.545)
$R_2$ : shear at deck level of towers (kN)	$4.50 \times 10^3$ (0.932)	$5.26 \times 10^2$ (0.836)
$R_3$ : base mom. at towers (kN·m)	$3.19 \times 10^5$ (0.300)	$3.69 \times 10^4$ (0.448)
$R_4$ : mom. at deck level of towers (kN·m)	$8.68 \times 10^4$ (0.381)	$1.20 \times 10^4$ (0.675)
$R_5$ : longitudinal deck displacement (m)	$9.89 \times 10^{-2}$ (0.980)	$1.19 \times 10^{-2}$ (1.415)

( ): Controlled response/Uncontrolled response

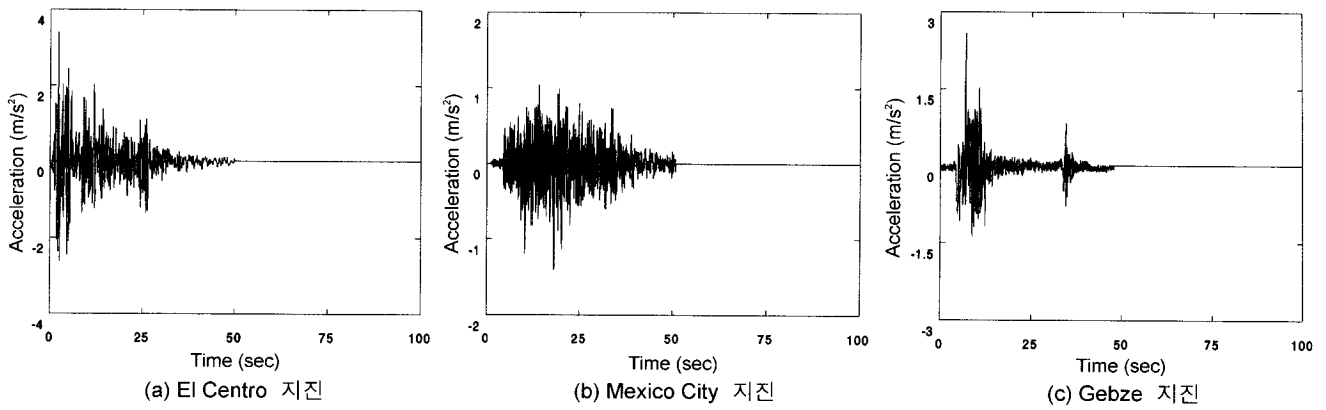


그림 8. 세가지 역사지진의 가속도 시간 이력곡선

표 3. 설계된 납고무 받침의 물성치 (Wesolowsky and Wilson-WW bearing)

	$K_p$ (kN/m)	$Q_v$ (kN)	$K_e / K_p$
WW bearing	0.627W	0.075W	10

지진 응답은 전체적으로 충분히 감소하였다. 상판 변위에 있어서는 LRB I의 성능이 LRB II의 경우보다 더 좋다. 또한 설계된 납고무 받침의 제어 성능은 WW bearing의 경우보다 대체적으로 더 좋다. El Centro 지진의 경우, 대부분의 평가 기준에 대하여 제어한 응답이 제어하지 않은 경우의 응답보다 작은 값을 나타내었다. 또한 설계된 납고무 받침이 WW bearing에 비해 더 좋은 제어 성능을 나타내었다. 특히, 상판 변위가 약 37.6%(LRB I)와 16.3%(LRB II) 감소하였으며, 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력의 경우 약 13.3%(LRB I)와 9.2%(LRB II) 감소하였다. 그러나 Mexico City 지진의 경우, 상판 변위를 제외하고는 설계된 납고무 받침의 제어 효과가 WW bearing 보다 나쁘게 나타났다. 이는 WW bearing이 LRB I이나 LRB II에 비해 좀 더 유연하게 설계되었고, Mexico City 지진의 경우 비교적 약진에 속하기 때문에 설계된 납고무 받침의 소성 거동이 충분히 일어나지 않았기 때문이다(그림 9-b, e)). 그러나 제

안된 방법으로 설계된 납고무 받침의 경우는 비교적 좋은 제어 성능을 보였다. Gebze 지진의 경우, 대부분의 평가 기준에 대하여 설계된 납고무 받침의 제어 성능이 WW bearing의 경우보다 더 좋았으며, 설계된 납고무 받침에 의해 사장교의 지진 응답이 충분히 제어되었다. 하지만 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력과 상판 변위는 제어하지 않은 경우보다 약간 증가하는 경우(LRB II)가 있었다. 그러나 유연하게 설계된 WW bearing의 경우, 상판 변위가 다소 크게 발생하였으며(약 17 cm) 이에 비해 설계된 납고무 받침의 상판 변위의 증가는 상대적으로 작았다.

따라서, 적절히 설계된 납고무 받침만으로도 사장교의 지진 응답을 효과적으로 제어할 수 있음을 확인하였다. 비록 상판 변위는 제어하지 않은 경우보다 다소 크게 나타나는 경우가 있으나, 증가한 변위는 대부분 10 cm 미만의 값을 나타내며, 이는 교량 상판이 낙교 할 수 있는 허용 변위보다 작은 값을 나타낸다(30 cm, (Turan, 2001)).

두번째 교각에 설치된 납고무 받침의 제어력 변위 곡선을 그림 9에 나타내었다. El Centro 지진과 Gebze 지진의 경우, 설계된 납고무 받침의 제어력과 지진 에너지 소산이 충분히 일어났음을 확인하였다. 하지만 Mexico City 지진의 경우, 납고무 받침의 이런 효과는 앞의 두가지 지진에 비해 다소 작게 나타났다. 이는 설계된 납고무 받침이 비교적 큰

표 4. 설계된 납고무 받침의 제어 성능 (3개의 역사 지진)

평가 기준	El Centro			Mexico City			Gebze		
	LRB I	LRB II	WW	LRB I	LRB II	WW	LRB I	LRB II	WW
$J_1$	0.3194	0.3116	0.3311	0.7244	0.6568	0.5725	0.3432	0.4140	0.4035
$J_2$	0.8821	0.9247	1.0179	1.0853	1.0847	1.0403	0.9690	1.0479	1.2565
$J_3$	0.3024	0.2931	0.3003	0.7163	0.6344	0.6134	0.3540	0.4245	0.4249
$J_4$	0.3621	0.4797	0.6047	0.3882	0.3904	0.3853	0.5851	0.6673	0.7526
$J_5$	0.1506	0.1673	0.1898	0.7160	0.6012	0.0421	0.0749	0.0987	0.1398
$J_6$	0.8760	1.1764	1.4048	1.4439	1.5439	1.9795	0.9986	1.4947	2.3206
$J_7$	0.2577	0.2397	0.2347	0.5520	0.5067	0.5090	0.3439	0.3335	0.3491
$J_8$	0.7505	0.8134	0.9829	0.7922	0.7600	0.8794	0.8344	0.9279	1.2867
$J_9$	0.2756	0.2540	0.2532	0.5729	0.5132	0.5314	0.3811	0.3762	0.4338
$J_{10}$	0.4007	0.4722	0.5855	0.5077	0.5051	0.5051	0.5155	0.6147	0.9597
$J_{11}$	0.0164	0.0144	0.0176	0.0101	0.0830	0.0055	0.0089	0.0077	0.0103

Controlled response/Uncontrolled response

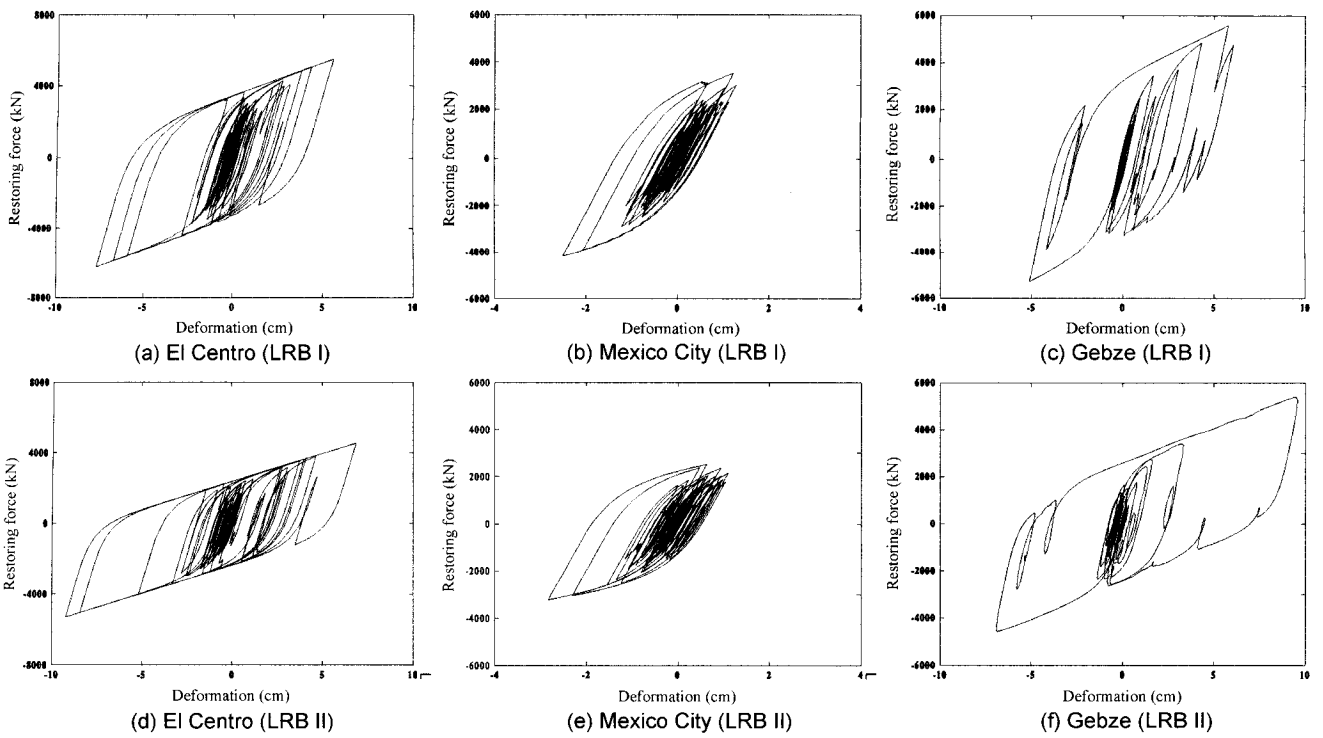


그림 9. 설계된 납고무 받침의 제어력 변위 곡선

강성을 가지고 있어, 상대적으로 약진인 Mexico City 지진의 경우, 납고무 받침의 소성 거동이 충분히 일어나지 않았기 때문에 분석된다. 하지만 이 경우에서도 사장교의 지진 응답을 충분히 제어하였다.

여기에서는 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침만으로 사장교의 지진 응답을 충분히 제어 할 수 있음을 확인하였다. 그리고 사장교와 같은 유연한 교량은 납고무 받침의 유연성에 의한 구조물의 고유 주기의 이동 목적보다는 감쇠 효과 증가에 초점을 두는 설계가 필요함을 확인하였다.

### 3.3 지진 하중의 특성에 따른 납고무 받침의 제어 효과

#### 3.3.1 입력 지진 주파수 특성에 따른 제어 효과

지진 하중의 특성은 일반적으로 지진의 최대 지반 가속도, 지진의 주파수 특성 및 지속 시간 등으로 평가된다. 이들 특성의 변화에 따라 납고무 받침과 같은 지진 격리 장치의 제어 성능이 변화 될 수 있으며, 따라서 지진 격리 장치의 설계에서 이들은 중요한 설계 변수가 된다. 일반적으로 지진

의 특성은 지진 발생 역사, 대상지반의 지질학적 특성 등으로 어느 정도 예측을 할 수 있다. 하지만, 설계시 예상치 못했던 특성의 지진이 구조물에 가해 질 수 있으며, 이로 인해 구조물에 예상치 못한 부작용을 초래 할 수 있다.

여기에서는 주파수 특성이 다른 지진에 대하여, 제안된 방법에 의해 납고무 받침을 설계하고 그 설계 특성을 분석하였다. 또한 설계시 고려한 지진 하중과 다른 주파수 특성의 지진이 구조물에 재하 되는 경우, 설계된 납고무 받침의 제어 효과를 확인하였다. 지진 하중으로는 벤치마크 문제에서 제공되는 세가지 지진 하중을 고려하였으며, 지진 하중의 최대 지반 가속도의 영향을 배제하기 위해 최대 지반 가속도를 0.36g로 맞추었다. 각 지진 하중의 주파수 특성은 그림 10과 같다.

표 5는 주파수 특성이 다른 지진에 대하여 설계된 납고무 받침을 나타낸 것이다.  $LRB_{EL}$ ,  $LRB_{ME}$ ,  $LRB_{GE}$ 은 각각 Scaled EI Centro, Scaled Mexico City, Scaled Gebze 지진에 대하여 설계된 납고무 받침이다.

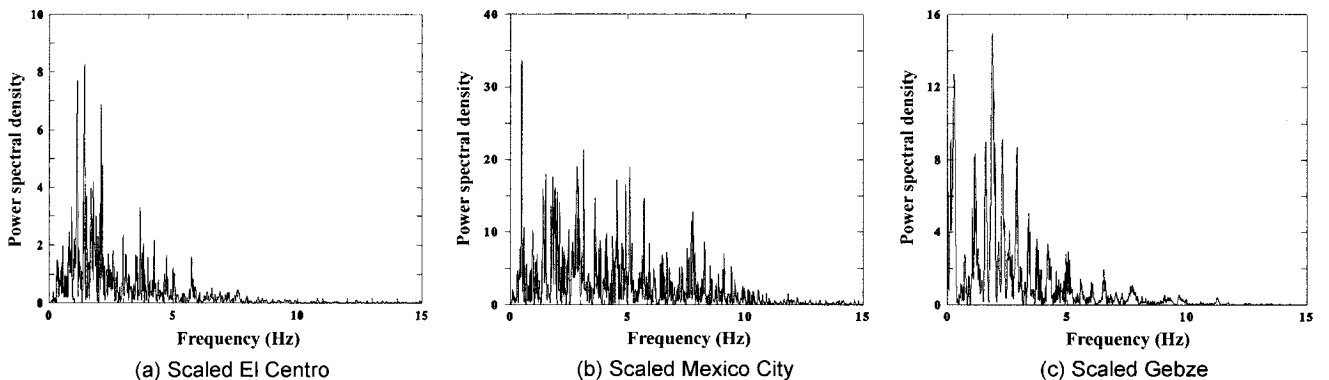


그림 10. 각 역사 지진의 주파수 특성



표 5. 주파수 특성에 따른 납고무 받침의 설계 물성치

	Frequency (Hz)	$K_p$ (kN/m)	$Q_v$ (kN)	$K_e / K_p$
$LRB_{EL}$	1.5	1.4W	0.13W	10
$LRB_{ME}$	0.5	1.1W	0.12W	11
$LRB_{GE}$	2.0	1.4W	0.16W	9

표 5의 결과에서 보듯이,  $K_p$ 와  $Q_v$ 는 지진 하중의 주파수 특성에 따라 그 값의 변화가  $K_e/K_p$  보다 크게 나타난다. 비교적 저주파수 특성이 탁월한 Mexico City 지진의 경우 (0.5 Hz), 비교적 유연한 납고무 받침이 요구된다. 즉, 비교적 유연한  $K_p$ 와 작은 값을 가지는  $Q_v$ 가 요구된다. 하지만 상대적으로 고주파수 특성이 탁월한 El Centro 지진이나 Gebze 지진의 경우(1.5 Hz, 2.0 Hz), 앞의 경우에 비해 비교적 큰 강성의 납고무 받침이 필요하다. 이는 지진 하중의 주파수가 고주파수 영역에 집중되어 있을수록, 비교적 큰 강성의 납고무 받침을 구조물에 설치해야 함을 보여 주는 것이다. 하지만  $K_e/K_p$ 의 경우는 지진의 주파수 특성에 따른 물성치 값의 변화가 크지 않았다.

납고무 받침과 같은 지진 격리 장치는, 예상치 못한 특성의 지진 하중에 대한 적응성이 약한 단점이 있다. 표 6은 설계시 고려한 지진 하중과 다른 주파수 특성의 지진이 재하 된 경우, 납고무 받침의 제어 성능 변화를 나타낸 것이다. 각 지진별 첫번째 열은 설계 지진 하에서 설계된 납고무 받침의 제어 성능을 나타내며, 다음 두 열은 주파수 특성이 다른 지진 하에서 설계된 납고무 받침의 제어 성능 변화를 나타낸 것이다.

대체적으로 설계 지진과 주파수 특성이 다른 지진이 구조물에 재하 되더라도, 설계된 납고무 받침의 제어 성능이 크게 변하지 않았다. 하지만 상판의 변위나 케이블 인장력의 변화와 같은 응답의 경우, 그 성능의 변화 폭이 다소 크게 나타났다. 예를 들면, Mexico City 지진으로 설계된 납고무 받침에 Scaled Gebze 지진이 재하 된 경우, 상판의 변위는 약 46.2%(15.6 cm)정도 증가하였다. 하지만 이 값은 상판의 안정성에 치명적인 영향을 주지 않는, 허용 범위 내의 값이다(30 cm, (Turan, 2001)).

3.3.2 입력 지진 최대 지반가속도 특성에 따른 제어 효과  
지진 하중의 최대 지반가속도 특성이 다른 지진에 대하여, 제안된 방법에 의해 납고무 받침을 설계하고 그 설계 특성을 분석하였다. 또한 설계시 고려한 지진 하중과 다른 최대 지반가속도의 지진 하중이 구조물에 재하 될 경우, 설계된 납고무 받침의 제어 효과를 확인하였다. 설계 지진 하중으로는 El Centro 지진과 인공 지진을 사용하였다. El Centro 지진의 경우는 실제 최대 지반가속도의 1.0배(0.348g's)와 0.5배(0.174g's)의 지진을 사용하였고, 인공 지진의 경우는 최대 지반가속도가 0.36g's와 0.18g's로 맞춰진 지진 가속도를 사용하였다.

표 7은 설계 지진과 최대 지반가속도 특성이 다른 지진 하중이 재하 되었을 경우, 설계된 납고무 받침을 나타낸 것이다.  $LRB_{1.0EL}$ 과  $LRB_{0.5EL}$ 은 각각 El Centro 지진의 1.0배와 0.5배의 지진일 경우의 설계 납고무 받침이며,  $LRB_{AI}$ 과  $LRB_{AII}$ 는 0.36g's와 0.18g's로 맞춰진 인공 지진일 경우의 설계 납고무 받침이다.

표 6. 주파수 특성에 따른 납고무 받침의 제어 성능 변화

평가 기준	Scaled El Centro			Scaled Mexico City			Scaled Gebze		
	$LRB_{EL}$	$LRB_{ME}$	$LRB_{GE}$	$LRB_{ME}$	$LRB_{EL}$	$LRB_{GE}$	$LRB_{GE}$	$LRB_{EL}$	$LRB_{ME}$
$J_1$	0.319 (0)	0.331 (1.2)	0.326 (-0.3)	0.573 (0)	0.594 (3.7)	0.616 (7.5)	0.372 (0)	0.398 (7.0)	0.414 (11.3)
$J_2$	0.882 (0)	0.949 (1.8)	0.916 (-1.7)	1.070 (0)	1.066 (-0.4)	1.081 (1.0)	0.960 (0)	1.028 (7.1)	1.073 (11.8)
$J_3$	0.302 (0)	0.298 (-1.0)	0.314 (4.3)	0.628 (0)	0.563 (-10.4)	0.587 (-6.5)	0.376 (0)	0.415 (10.4)	0.425 (13.0)
$J_4$	0.362 (0)	0.415 (8.9)	0.389 (2.1)	0.417 (0)	0.398 (-4.6)	0.387 (-7.2)	0.583 (0)	0.638 (9.4)	0.684 (17.3)
$J_5$	0.151 (0)	0.175 (7.4)	0.154 (-5.5)	0.119 (0)	0.123 (3.4)	0.134 (12.3)	0.104 (0)	0.122 (17.3)	0.142 (36.5)
$J_6$	0.876 (0)	1.077 (9.9)	0.989 (0.9)	1.917 (0)	1.607 (-16.2)	1.601 (-16.5)	1.097 (0)	1.314 (19.8)	1.604 (46.2)
$J_7$	0.258 (0)	0.255 (-2.3)	0.275 (5.4)	0.465 (0)	0.469 (0.9)	0.484 (4.1)	0.338 (0)	0.333 (-1.5)	0.335 (-0.9)
$J_8$	0.751 (0)	0.830 (3.8)	0.808 (1.0)	0.801 (0)	0.771 (-3.7)	0.759 (-5.2)	0.844 (0)	0.872 (3.3)	0.975 (15.5)
$J_9$	0.276 (0)	0.271 (-2.9)	0.299 (7.2)	0.460 (0)	0.466 (1.3)	0.482 (4.8)	0.374 (0)	0.373 (-0.3)	0.381 (1.9)
$J_{10}$	0.401 (0)	0.426 (9.5)	0.382 (-1.8)	0.542 (0)	0.501 (-7.6)	0.499 (-7.9)	0.535 (0)	0.560 (4.7)	0.651 (21.7)
$J_{11}$	0.016 (0)	0.015 (-6.3)	0.017 (6.3)	0.014 (0)	0.016 (11.4)	0.017 (21.4)	0.011 (0)	0.010 (-9.1)	0.011 (0)

( ): Variation of performance (%)

표 7. 최대 지반가속도 특성에 따른 납고무 받침의 설계 물성치

	PGA (g's)	$K_p$ (kN/m)	$Q_y$ (kN)	$K_e / K_p$
LRB <sub>1.0EL</sub>	0.348	1.4W	0.13W	9
LRB <sub>0.5EL</sub>	0.174	1.0W	0.08W	8
LRB <sub>AI</sub>	0.360	1.2W	0.09W	11
LRB <sub>AII</sub>	0.180	1.3W	0.06W	12

표 7에서, 지진 하중의 최대 지반가속도 특성에 따라 납고무 받침의  $Q_y$ 값의 변화가 크다는 것을 확인할 수 있다. 즉, 최대 지반가속도가 큰 지진 하중일수록, 더 큰 크기의 납심이 필요하며 이는 더 큰 납고무 받침의 지진 에너지 소산 능력이 필요함을 보이는 것이다. 하지만 나머지 두가지 설계 변수의 경우, 설계 물성치의 변화가 지진 하중의 최대 지반가속도 특성에 민감하지 않음을 확인하였다.

다음으로는, 설계시 고려한 지진과 다른 최대 지반가속도 특성을 가지는 지진이 재하 되는 경우 납고무 받침의 제어 효과에 대하여 검토하였다. 표 8은 그 결과를 나타낸 것이다.

수치 해석 결과, 지진 하중의 주파수 특성과 마찬가지로 상판 변위나 케이블의 인장력의 변화 등의 응답을 제외하고는 설계 지진과 최대 지반가속도 특성이 다른 지진이 재하 되더라도 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침의 제어 성능의 변화가 크지 않았다. 그리고 비록 몇가지 응답의 경우 지진 하중의 특성에 따라 그 성능의 변화 폭이 크더라도 증가된 응답은 허용 범위 안에 있거나 제어하지 않았을 때의 응답보다는 작은 값을 나타내고 있다. 따라서 위의 결과는 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침은 지진 하중의 특성 변화에 따른 제어 성능의 강인성을 확보함을 보여 준다.

### 3.4 추가적인 수동제어 장치

#### 3.4.1 점성 댐퍼의 설계

앞 장에서는 제안된 설계 방법에 의해 납고무 받침을 설계하고 그 제어 효과를 검증하였으며, 적절히 설계된 납고무 받침만으로 지진 하중을 받는 사장교의 응답을 효율적으로 제어하였다. 하지만 상판 높이의 주탑에서 발생하는 전단력

이나 상판 변위의 경우, 다른 응답에 비해 납고무 받침의 제어 효과가 작았으며, 제어하지 않은 응답에 비해 큰 응답이 나타나기도 했다. 비록 증가된 응답이 사장교의 안정성이나 사용성에 크게 해를 주지 않아도, 추가적인 제어의 필요성은 존재한다. 그러나 납고무 받침만으로는 다른 응답의 증가 없이 위의 응답을 감소시키는 것이 경제성, 시공성 등에서 문제가 있을 수 있다. 또한 과도한 강성의 납고무 받침은 사장교의 제어 성능 향상에 역효과를 보이는 경우도 있다. 따라서 추가적인 지진 응답 감소를 위한 추가적인 수동 제어 장치를 도입하였다. 사장교의 경우 구조물의 고유주기 이동보다는 감쇠 효과 증대가 더 중요하다고 판단되므로, 점성 댐퍼(Viscous Damper)를 추가적인 수동제어 장치로 고려하였다.

본 연구에서는 1000kN의 제어력을 발휘하며, 최대 속도 1m/s의 선형 점성 댐퍼를 적용하였다. 점성 댐퍼의 제어력은 식 (8)와 같다(Lee 등, 2001).

$$F_{VD} = CV^m \quad (8)$$

여기서  $C$ 는 점성계수,  $m$ 은 댐퍼 거동을 묘사하는 상수이며, 본 연구에서는 1.0(선형 댐퍼)을 사용하였다.

댐퍼 설계에서는 점성 댐퍼를 이용하여 제어하고자 한 두가지 응답만을 고려하였으며, 점성 댐퍼에 의한 제어 성능의 역효과를 제거하기 위해 식 (9)과 같은 구속 조건을 추가하였다. 즉, 다른 세가지 응답이 납고무 받침만으로 제어했을 경우에 비해 10% 이상 증가하지 않도록 하였다.

$$\text{Response}\left(\frac{\text{LRB} + \text{VD}}{\text{LRB}}\right) \leq 1.1 \quad (9)$$

댐퍼는 교각 2, 3에 우선적으로 4개를 설치 하였으며, 그 때의 제어 성능 변화를 확인하였다. 다음으로 교대 1, 교각 4에 4개의 댐퍼를 설치하였다. 댐퍼는 두개의 응답이 감소 또는 증가하거나 구속 조건을 만족하지 않을 때까지 설치하였다.

그림 11은 댐퍼 수의 증가에 따른 세가지 지진 하중에서의 최대 응답의 변화를 나타낸 것이다. 대체적으로 댐퍼 수

표 8. 최대 지반가속도 특성에 따른 납고무 받침의 제어 성능 변화

평가 기준	1.0 El Centro		0.5 El Centro		0.36g's 인공가진력		0.18g's 인공가진력	
	LRB <sub>1.0EL</sub>	LRB <sub>0.5EL</sub>	LRB <sub>0.5EL</sub>	LRB <sub>1.0EL</sub>	LRB <sub>AI</sub>	LRB <sub>AII</sub>	LRB <sub>AII</sub>	LRB <sub>AI</sub>
$J_1$	0.318 (0)	0.312 (-1.7)	0.303 (0)	0.347 (14.7)	0.662 (0)	0.660 (-0.2)	0.638 (0)	0.657 (3.0)
$J_2$	0.887 (0)	0.996 (12.3)	0.913 (0)	0.810 (-11.3)	0.785 (0)	0.780 (-0.6)	0.776 (0)	0.770 (-0.79)
$J_3$	0.304 (0)	0.300 (-1.2)	0.303 (0)	0.368 (21.6)	0.518 (0)	0.575 (11.1)	0.534 (0)	0.545 (2.0)
$J_4$	0.365 (0)	0.551 (51.1)	0.398 (0)	0.360 (-9.6)	0.678 (0)	0.601 (-11.3)	0.651 (0)	0.723 (11.1)
$J_5$	0.148 (0)	0.175 (18.1)	0.072 (0)	0.076 (6.6)	0.098 (0)	0.063 (-35.8)	0.059 (0)	0.099 (68.9)
$J_6$	0.907 (0)	1.309 (44.3)	1.129 (0)	0.977 (-13.5)	1.929 (0)	1.170 (-39.3)	1.389 (0)	2.240 (61.4)
$J_7$	0.259 (0)	0.238 (-8.0)	0.278 (0)	0.325 (17.2)	0.545 (0)	0.595 (9.4)	0.555 (0)	0.522 (-6.0)
$J_8$	0.762 (0)	0.908 (19.1)	0.846 (0)	0.777 (-8.2)	0.836 (0)	0.856 (2.4)	0.826 (0)	0.823 (-0.4)
$J_9$	0.278 (0)	0.254 (-8.6)	0.307 (0)	0.360 (17.4)	0.448 (0)	0.524 (16.8)	0.465 (0)	0.438 (-5.8)
$J_{10}$	0.399 (0)	0.512 (28.4)	0.414 (0)	0.396 (-4.2)	0.676 (0)	0.674 (-0.3)	0.656 (0)	0.691 (5.4)
$J_{11}$	0.015 (0)	0.015 (-6.4)	0.068 (0)	0.012 (80.6)	1.369 (0)	0.008 (-38.0)	0.074 (0)	0.013 (80.4)

( ): Variation of performance (%)

## 4. 결 론

본 연구에서는 지진 하중을 받는 사장교를 위한 납고무 받침의 설계 방법 및 기준을 제시하였으며, 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침의 제어 성능을 확인하였다.

제안된 방법에 의한 납고무 받침의 설계 과정에서 다음과 같은 특징이 나타났다. 설계된 납고무 받침의 강성은 일반적으로 건축 구조물이나 단경간 교량에서 사용하는 값에 비해 더 큰 값을 가지며, 납심의 전단강도 또한 더 큰 값이 필요함을 확인하였다. 즉, 사장교와 같은 유연한 교량은 납고무 받침의 유연성에 의한 구조물의 고유 주기 이동 효과 보다는, 충분한 강성을 가지며 납의 소성 거동 효과가 큰 납고무 받침이 필요하다. 또한 납고무 받침의 물성치가 커질수록, 사장교의 응답은 감소하는 경향을 보이나, 과도하게 큰 값을 가지는 납고무 받침의 경우, 제어 성능의 효율성이 저하되었다. 그리고 납고무 받침의 세가지 중요한 설계 요소 중, 납고무 받침의 소성 거동 및 지진 에너지 소산과 관련된 납고무 받침의 항복 후 강성과 납심의 전단강도가 납고무 받침의 항복 전 후의 강성비에 비해 중요하게 생각해야 할 설계 요소임을 확인하였다.

또한 제안된 방법에 의해 설계된 납고무 받침을 사장교에 적용한 결과, 충분한 제어 성능을 발휘 하였으며, 기존의 기초 분리의 개념인 구조물의 고유 주기 이동에 의해 설계된 유연한 납고무 받침의 경우보다 더 좋은 제어 성능을 나타냈다.

지진 하중의 특성에 따라 납고무 받침을 설계하고, 그 제어 성능을 확인하였다. 납고무 받침의 설계에 있어서 지진 하중의 특성이 납고무 받침의 강성이나 납심의 전단강도에 영향을 미치는 것으로 보여진다. 하지만 특정한 지진으로 설계된 납고무 받침을 설치한 사장교에 다른 특성의 지진 하중이 재하 되더라도 납고무 받침의 제어 성능 변화가 크지 않았으며, 비교적 성능 변화가 컸던 상판의 변위나 케이블 인장력의 변화 또한 허용 범위 안에 있음을 확인하였다.

적절히 설계된 납고무 받침은 대부분의 사장교의 지진 응답을 효과적으로 제어하였다. 하지만 상판 높이 주탑에서 발생하는 전단력과 상판 변위와 같은 몇가지 응답의 경우, 납고

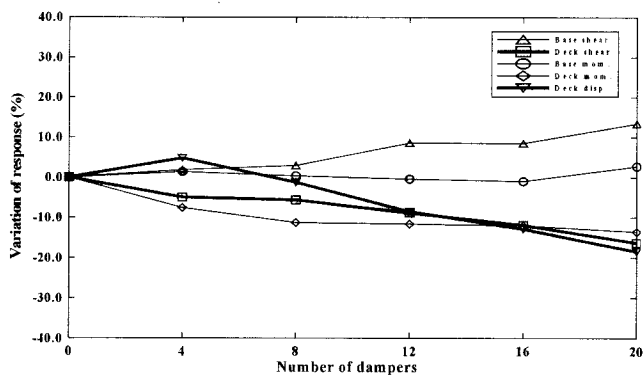


그림 11. 세가지 지진 하중에서의 최대 응답 변화 (점성 댐퍼)

의 증가에 따라 추가적인 지진 응답의 감소 효과를 보였다. 하지만 주탑 기초의 응답은 증가하는 경향을 나타냈으며, 댐퍼가 20개 설치 된 경우, Gebze 지진 하에서 주탑 기초에서 발생하는 전단력이 구속 조건을 만족하지 않았다. 따라서 16개의 댐퍼를 교대 및 교각에 4개씩 설치하였다.

### 3.4.2 납고무 받침과 점성 댐퍼에 의한 제어 성능

설계된 납고무 받침이 설치된 사장교에, 앞에서 선택한 16개의 점성 댐퍼를 추가적으로 설치하였다. 점성 댐퍼의 설치에 따른 추가적인 응답의 감소는 표 9와 같다. 대부분의 응답이 납고무 받침만 설치된 경우에 비해 점성 댐퍼를 추가적으로 설치한 경우 더욱 감소하였다. 특히 납고무 받침만으로 충분히 제어되지 않았던 두개의 응답의 감소가 두드러진다. 특히 Mexico City 지진 하에서 사장교에 점성 댐퍼를 추가적으로 설치함에 따라, 상판의 변위가 납고무 받침만 설치 한 경우에 비해 약 65% 감소하였다. 하지만 점성 댐퍼를 설치함으로써, 케이블 인장력의 변화나 주탑 기초에서의 전단력이 증가하였다. 그러나 이는 구조물의 안정성에 큰 영향을 주지 않는 허용 범위에 들어 있으며, 점성 댐퍼에 의한 다른 응답의 감소효과에 비취볼 때, 큰 문제가 되지 않는다.

이와 같은 결과는 적절히 설계된 수동 제어 장치만으로도 지진 하중을 받는 사장교의 지진 응답을 충분히 제어할 수 있음을 보여주는 것이다.

표 9. 추가적인 점성 댐퍼의 설치로 인한 지진 응답의 감소 효과 (LRB I+VD/LRB I)

Evaluation Criteria	El Centro	Mexico City	Gebze
$J_1$ : max. base shear at towers	0.998	0.906	1.093
$J_2$ : max. shear at deck level of towers	0.804	0.809	0.881
$J_3$ : max. base moment at towers	0.989	0.877	0.976
$J_4$ : max. moment at deck level of towers	0.819	0.878	0.834
$J_5$ : max. deviation of cable-tension	1.094	0.973	1.194
$J_6$ : max. longitudinal deck displacement	0.865	0.649	0.786
$J_7$ : norm base shear at towers	0.946	0.882	0.941
$J_8$ : norm shear at deck level of towers	0.877	0.837	0.896
$J_9$ : norm base moment at towers	0.955	0.865	0.936
$J_{10}$ : norm moment at deck level of towers	0.991	0.899	0.929
$J_{11}$ : norm deviation of cable tension	1.082	0.881	0.916

무 받침의 제어 효율이 다른 응답에 비해 작았다. 이런 응답은 추가적인 점성 댐퍼의 설치로 충분히 제어할 수 있었다. 즉, 지진 하중을 받는 사장교의 응답은 적절히 설계된 수동 제어 장치만으로도 충분히 제어할 수 있음을 확인하였다.

### 참고문헌

박규식, 정형조, B. F. Spencer Jr., 이인원(2003) 수동, 능동, 반능동 및 복합 시스템을 이용한 사장교의 지진응답 제어, **한국지진공학회 논문집**, 7(1), pp. 17-29.

Ali, H. M. and Abdel-Ghaffar, A. M.(1995) Seismic Passive Control of Cable-Stayed Bridges, *Shock and Vibration*, 2(4), pp. 259-272.

Ali, H. M., Abdel-Ghaffar, A. M. (1995) Modeling of Rubber and Lead Passive-Control Bearings for Seismic Analysis, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, pp. 1134-1144.

Bouc, R. (1967) Forced Vibration of Mechanical System with Hysteresis, *Proceedings of the 4th Conference on Nonlinear Oscillation*.

Chopra, A. K.(2001) *Dynamics of Structures- Theory and Application to Earthquake Engineering 2nd Edition*, Prentice Hall.

Dyke, S. J., Caicedo, J. M., Turan, G., Bergman, L. A. and Haque, S. (2003) Phase I Benchmark Control Problems for Seismic Response of Cable-Stayed Bridges, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 29, No. 7, pp. 857-872.

Gobarah, A. and Ali, H. M. (1988) Seismic Performance of Highway Bridges, *Journal of Engineering Structures*, Vol. 10, pp. 157-166.

Lee, D. and Taylor, P. (2001) Viscous Damper Development and Future Trends, *The Structural Design and Tall Buildings*, Vol. 10, pp. 311-320.

Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999) *Design of Seismic Isolated Structures- from Theory to Practice*, John Wiley and Sons.

Park, K. S., Jung, H. J., Park, J. K. and Lee, I. W. (2003) Integrated Passive-Active System for Seismic Protection of a Cable-Stayed Bridge, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 4, pp. 615-633, Aug.

Robinson, W. H. (1982) Lead Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures during Earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 593-604.

Skinner, R. I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H. (1993) *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley and Sons.

Spencer Jr., B. F., Dyke, S. J. and Denskar, H. S. (1998) Benchmark Problems in Structural Control: part I-active tendon system, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Special Issue on Benchmark Problems, Vol. 27, No. 11, pp. 1127-1137.

Turan, G. (2001) *Active Control of a Cable-Stayed Bridge against Earthquake Excitations*, Thesis for the Degree of Doctoral of Philosophy in Civil Engineering in University of Illinois at Urbana Champaign, U.S.A.

Wen, Y. K. (1989) Method for Random Vibration of Inelastic Structures, *Journal of Applied Mechanicals Division*, Vol. 42, No. 2, pp. 39-52.

Wesolowsky, M. J. and Wilson, J. C. (2003) Seismic Isolation of Cable-Stayed Bridges for Near-Filed Ground Motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 2107-2126.

Wilson, J. and Gravelle, W. (1991) Modeling of a Cable-Stayed Bridge for Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 707-721.

(접수일:2004.1.12/심사일:2004.4.16/심사완료일:2004.4.16)

### 부록 1 평가기준 요약

최대응답	<p>주탑 기초 전단력</p> $J_1 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_{i,t}  F_{bi}(t) }{F_{0b}^{\max}} \right\}$	<p>상관 높이의 주탑 전단력</p> $J_2 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_{i,t}  F_{di}(t) }{F_{0d}^{\max}} \right\}$	<p>주탑 기초 전도모멘트</p> $J_3 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_{i,t}  M_{bi}(t) }{M_{0b}^{\max}} \right\}$
	<p>상관 높이의 주탑 휨모멘트</p> $J_4 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_{i,t}  M_{di}(t) }{M_{0d}^{\max}} \right\}$	<p>케이블 인장력의 변화</p> $J_5 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \max_{i,t} \left  \frac{T_{ai}(t) - T_{0i}}{T_{0i}} \right  \right\}$	<p>교대에서의 상관 변위</p> $J_6 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \max_{i,t} \left  \frac{x_{bi}(t)}{x_{0b}} \right  \right\}$
평균응답	<p>주탑 기초 전단력</p> $J_7 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_i  F_{bi}(t) }{ F_{0b}(t) } \right\}$	<p>상관 높이의 주탑 전단력</p> $J_8 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_i  F_{di}(t) }{ F_{0d}(t) } \right\}$	<p>주탑 기초 전도모멘트</p> $J_9 = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_i  M_{bi}(t) }{ M_{0b}(t) } \right\}$
	<p>상관 높이의 주탑 휨모멘트</p> $J_{10} = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \frac{\max_i  M_{di}(t) }{ M_{0d}(t) } \right\}$	<p>케이블 인장력의 변화</p> $J_{11} = \max_{\text{ElCentro, Mexico City, Gebze}} \left\{ \max_i \left  \frac{T_{ai}(t) - T_{0i}}{T_{0i}} \right  \right\}$	

## 부록 2 평가기준에 사용된 기호

$F_{0b}^{max} = \max_{i,t}  F_{0bi}(t) $	주탑에서의 최대 비제어 기초 전단력
$F_{bi}(t)$	i번째 주탑에서의 기초 전단력
$\ F_{0b}(t)\ $	주탑에서의 최대 비제어 평균 기초 전단력
$F_{di}(t)$	i번째 상판 높이 주탑에서의 전단력
$\ F_{0d}(t)\ $	상판 높이 주탑에서의 최대 비제어 평균 전단력
$F_{0d}^{max} = \max_{i,t}  F_{0di}(t) $	상판 높이 주탑에서의 최대 비제어 전단력
$M_{0b}^{max} = \max_{i,t}  M_{0bi}(t) $	주탑에서의 최대 비제어 기초 모멘트
$M_{bi}(t)$	i번째 주탑에서의 기초 모멘트

$\ M_{0b}(t)\ $	주탑에서의 최대 비제어 평균 기초 모멘트
$M_{0d}^{max} = \max_{i,t}  M_{0di}(t) $	상판 높이 주탑에서의 최대 비제어 모멘트
$M_{di}(t)$	i번째 상판 높이 주탑에서의 모멘트
$\ M_{0d}(t)\ $	상판 높이 주탑에서의 최대 비제어 평균 모멘트
$T_{0i}(t)$	i번째 케이블의 공칭 인장력
$T_{ai}(t)$	i번째 케이블의 실제 인장력
$x_{0b}$	교각 1과 4에서의 최대 비제어 상판 변위
$x_{bi}(t)$	교각 1과 4의 실제 상판 변위