석 사 학 위 논 문

# 이동하중을 받는 교량의 진동제어를 위한 개선된 동조질량감쇠시스템

장 동 두(張 東 斗)

건 설 및 환 경 공 학 과

한 국 과 학 기 술 원

2003

# 이동하중을 받는 교량의 진동제어를 위한 개선된 동조질량감쇠시스템

# Improved Tuned Mass Damper System for Vibration Control of Bridges under Moving Loads

# Improved Tuned Mass Damper System for Vibration Control of Bridges under Moving Loads

**Advisor : Professor In-Won Lee**

**by**

**Dong-Doo Jang**

**Department of Civil and Environmental Engineering**
**Korea Advanced Institute of Science and Technology**

**A thesis submitted to the faculty of the Korea Advanced Institute of Science and Technology in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Engineering in the Department of Civil and Environmental Engineering**

**Daejon, Korea**
**2002. 12. 23.**
**Approved by**

**Professor In-Won Lee**
**Major Advisor**

# 이동하중을 받는 교량의 진동제어를 위한 개선된 동조질량감쇠시스템

장 동 두

위 논문은 한국과학기술원 석사학위논문으로 학위논문 심사위원회에서 심사 통과하였음.

2002 년 12 월 23 일

심사 위원장 이 인 원

심 사 위 원 김 진 근

심 사 위 원 곽 효 경

**MCE**
**20013516**

장동두. Dong-Doo Jang. Improved Tuned Mass Damper System for Vibration Control of Bridges under Moving Loads. 이동하중을 받는 교량의 진동제어를 위한 개선된 동조질량감쇠시스템.
Department of Civil and Environmental Engineering. 2003. 36p. Advisor: Professor In-Won Lee

## ABSTRACT

This paper presents a new vibration control of bridges under moving loads using improved tuned mass damper(TMD). Although the conventional TMD has excellent performance in the control of steady-state displacements, it has limitations in the suppression of transient displacements. This paper proposes a TMD system combined with king-post to efficiently control both steady-state and transient vibration parts of displacements.

To show the efficiency of the proposed TMD, a simple span bridge is considered. The midpoint vertical responses are investigated before and after the installation of proposed TMD. The results of the proposed TMD are also compared with those of the conventional TMD and the king-post system.

# 목 차

# 그림 및 표 목록

# 제 1 장 서론

## 1.1 연구배경

최근 설계 및 시공 기술의 발달과 재료적 특성으로 인해 유연하고 경량화된 구조물의 건설이 가능해지고 있다. 이로 인해 구조물은 동적하중에 대해 더욱 취약해졌다. 특히 고속철도와 같은 대형차량의 도입으로 이러한 문제의 심각성이 증대하고 있다. 대형차량의 운행으로 발생하는 과도한 처짐 및 진동현상은 교량의 안정성과 사용성에 심각한 영향을 미친다. 운송수단의 대형화·고속화 경향과 장경간 교량의 가설 증대로 더욱 심각해진 이동하중의 동적효과는 정적하중에 비해 충격으로 인한 교량내부의 최대응력을 과도하게 증가시켜 구조물의 안전문제를 야기시킨다. 또한 교량 진동으로 발생된 과다한 처짐은 피로의 효과를 증대 시키고 구조물의 사용성을 저하시킴과 동시에 사람들에게 불안감을 줄 수 있다. 이동하중으로 발생된 동적응답을 감소시키기 위한 방법으로 진동제어장치를 이용한 방법을 고려할 수 있다. 그러나 이와 관련된 연구는 그 중요성과 달리 아직 미흡한 상태이므로 이에 대한 연구가 필요하다.

## 1.2 기존연구

이동 하중이 작용하는 교량의 진동을 저감하기 위한 방법은 먼저 노면의 평탄화나 조인트 제거 같은 일부 진동원을 제거하는 방법이 있다. 하지만 이 방법은 비용에 비하여 진동 감소율이 미미하여 비효율적이다. 다음으로 교량의 구조단면을 증가 시켜서 교량의 안전성을 확보하려는 방법이 있는데 이 방법 역시 비효율적이며 또한 기존의 교량에 대한 대책이 될 수 없다. 마지막으로 교량의 응답을 감소시키기 위한 진동제어장치를 설치하는 방법이 있다. 이

방법은 신설 교량뿐 아니라 기존 교량에도 적용이 가능하며 효과적인 진동 저감이 가능하다는 장점이 있다.

구조물의 응답을 감소시키기 위하여 사용하는 진동제어 장치는 크게 수동형(Passive type)과 능동형(Active type) 및 이들의 중간 형태인 반능동형(Semi-active type)으로 나눌 수 있다. 수동형 진동제어 장치는 구조물의 특정 진동수에 동조시켜 응답을 줄이고자 하는 위치에 설치하여 구조물의 진동에너지를 감소시키는 장치로서 수명이 영구적이며 설치 및 유지관리가 편리하고 외부 동력이 필요치 않다는 장점이 있다. 이에 반해 능동형 진동제어 장치는 구조물의 응답을 감지한 후, actuator 등을 통하여 구조물에 제어력을 가하는 장치로서 일반적으로 수동형 진동제어장치에 비해 진동제어 효과가 우수하다. 하지만 외부로부터 동력을 필요로 하며 설치 후 유지관리가 필요하다는 단점이 있다. 반능동형 진동제어장치는 구조물의 응답특성에 따라 수동형과 능동형 진동제어장치를 조합하여 사용하는 장치이다. 이미 이동하중에 의한 교량 진동을 줄이기 위한 방법들이 연구되어 왔다. 권호철(1998)[1] 등은 동조질량감쇠기(Tuned mass damper)를 이용한 교량의 진동제어에 관해 발표하였고 권순덕(1999)[8] 등은 대각감쇠기와 휨제어장치를 이용한 교량의 진동제어에 관해 연구되었다. 또한 Pinkaew(1996)[9] , Shelley(1995)[10]에 의해 능동질량감쇠장치(Active mass damper)를 이용한 제어 방법이, Patten(1996)[11] 등에 의해 반능동흡진기(Semiactive vibration absorber) 를 이용한 제어 방법이 제안되었다. 능동적인 방법들은 유지관리 등의 문제로 중소규모 교량에 설치하기 어려우므로 수동제어 방법이 보다 현실적이다. 기존의 수동제어 방법 중 동조질량감쇠기를 이용한 방법은 이동하중이 지나간 후의 자유진동변위의 제어는 좋지만 하중이 지나가고 있을 때의 초기변위의 제어에는 약하다는 단점이 있다. 따라서 이러한 동조질량감쇠기의 단점을 개선한 진동제어장치의 개발이 필요하다.

### 1.3 연구목적 및 범위

본 논문은 초기 변위를 제어할 수 있는 King-Post 를 동조 질량 감쇠기와 함께 설치함으로써 자유진동변위뿐 아니라 초기변위까지 제어하는 데 그 목적이 있다. King-Post 와 결합된 형태의 개선된 동조 질량 감쇠기를 설치한 교량에 대해 해석적인 방법을 통해 그 응답을 구한 후, 이를 제어전의 교량, 동조 질량 감쇠기를 설치한 교량, King-Post 를 설치한 교량의 응답들과 비교함으로써 제안 시스템의 제어효과를 증명하고자 한다. 해석에 사용한 이동하중은 도로교 설계기준[6]에서 규정한 1 등급 교량의 설계 하중인 DB24 의 트럭하중을 이용하였으며, 해석의 간편성을 위하여 Moving Force Model 을 사용하였다. 교량의 응답을 감소시키기 위해 본 논문에서 사용한 동조질량 감쇠장치는 교량의 가장 지배적인 모드에 동조시켜 교량의 응답이 최대가 되는 지점에 설치하였다. 동조교량 감쇠 장치의 최적 진동수 조건은 Den Hartog[7] 의 제안식을 사용하였다. 모드 중첩법에 의해 구한 동조질량 감쇠장치 설치 전·후에 해당하는 운동방정식의 해를 구하기 위한 수치해석 방법으로는 $t+\Delta t$ 시간에서의 평형방정식으로부터 거동을 구하는 묵시적방법(Implicit Method)인 Newmark $\beta$ 방법을 사용하였으며, 무조건적인 안정성을 확보할 수 있도록 평균가속도법(Constant-Average-Acceleration Method)을 사용하였다. 단경간 교량의 경우 첫번째 모드에 의한 응답이 지배적이므로 이 모드만을 고려해도 충분히 정확한 결과를 얻을 수 있으나, 총 5 개의 연직 모드를 고려하였다. 위에서 설명한 수치해석 방법을 적용하여 설계 범위 내에서 차량속도와 교량의 응답특성을 관찰함으로써 진동제어를 수행할 차량속도를 설정하고, 교량의 응답감소에 대한 동조질량 감쇠장치의 효율성을 입증하고자 한다.

# 제 2 장 이동하중을 받는 교량의 운동방정식

## 2.1 서론

본 장은 이동하중을 받는 교량의 운동방정식을 구성하는 단계로서 차량의 모델링시 연직 방향의 운동이 지배적이므로 다른 방향의 운동은 무시하였으며, 등가의 집중질량을 갖는 Moving Force 로 가정하였다. 교량은 Bernoulli-Euler 보를 사용하여 모델링 하였다. 위의 과정에서 다음과 같은 가정을 도입하여 모델링과 해석 작업을 수행하였다.

(1) 실제의 교량은 여러 단면 형상과 stringer 와 girder 등으로 구성된 복잡한 형태를 갖지만 등가성을 갖는 보로 이상화하였다.
(2) 차량의 연직방향 운동만 고려하였다.
(3) 차량은 일정한 속도로 이동한다.

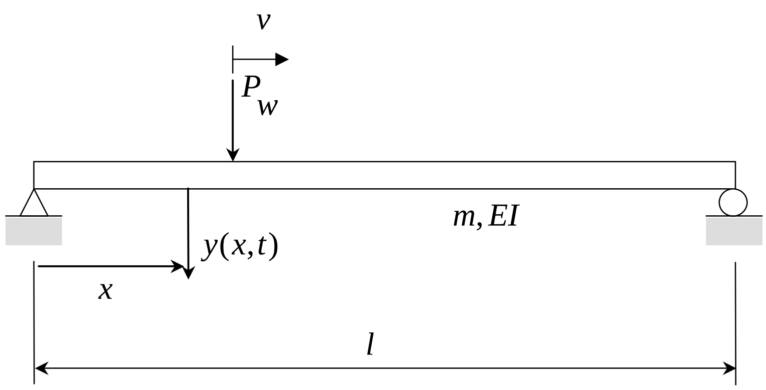
## 2.2 운동방정식

그림 [1] 은 이동하중하의 교량을 나타낸다. 여기서 $m$, $EI$, $l$, $y(x,t)$ 는 각각 교량의 단위 길이당 질량, 휨강성, 길이, 연직 변위이며, $v$, $P_w$ 는 각각 이동하중의 속도, 크기를 나타낸다. 일정한 속도 $v$ 로 이동하는 차량에 의해 힘을 받는 교량의 운동방정식은 다음과 같다.

$$EI\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + c\frac{\partial y}{\partial t} + m\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = F(x,t) \tag{1}$$

$$F(x,t) = P_w \delta(x - vt) \tag{2}$$

여기서 $c$ 는 교량의 감쇠값을 의미하고 $F(x, t)$는 차량에 의해 교량에 가해지는 힘으로서 Dirac delta function $\delta(x-vt)$는 차량의 통과지점에 차량에 의한 힘이 교량에 가해지는 것을 나타내기 위해 사용하였다.




그림[1] 이동하중하의 교량

**2.3 고유치 해석**

구조물의 동적해석을 위해 고유치 문제의 해결은 필수적이다. 고유치와 고유함수를 이용하여 구조물의 응답을 각 모드별로 조합하여 전체구조물의 응답을 구할 수 있다. 우선 고유치 해석을 위한 보의 미분방정식은 다음과 같다.

$$EI\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \tag{3}$$

여기서 $EI$ 는 보의 휨강성, $m$ 은 보의 단위길이당 질량, $y$ 는 보의 연직변위를 나타내며 다음과 같이 시간과 공간의 함수로 표현할 수 있다.

$$y = \varphi(x)\sin\omega t \tag{4}$$

여기서 $\omega$ 는 보의 고유진동수를 나타내며 식(4)는 미분방정식 (3)을 만족하므로 다음과 같은 미분방정식을 얻는다.

$$\frac{\partial^4 \varphi(x)}{\partial x^4} = \beta^4 \varphi(x) \tag{5}$$

여기서

$$\beta^4 = \frac{m\omega^2}{EI} \tag{6}$$

고유함수(eigenfunction)는 미분방정식 (5)의 해로서 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\varphi(x) = A_1 \cos\beta x + A_2 \sin\beta x + A_3 \cosh\beta x + A_4 \sinh\beta x \tag{7}$$

여기서 단순 지지보의 경계조건

$$\begin{aligned} \varphi(0) = 0, \qquad & \left.\frac{d^2\varphi}{dx^2}\right|_{x=0} = 0 \\ \varphi(L) = 0, \qquad & \left.\frac{d^2\varphi}{dx^2}\right|_{x=L} = 0 \end{aligned} \tag{8}$$

에 의해 적분상수 $A_1, A_2, A_3, A_4$ 의 값과 다음과 같은 조건식이 결정된다.

$$A_1 = A_3 = A_4 = 0, \qquad A_2 = A \tag{9}$$

$$\sin \beta L = 0 \tag{10}$$

여기서 $A$ 는 임의의 확대계수이다.
식 (6), (9)와 (10)에 의해 보의 고유 진동수와 고유 함수에 대한 식이 다음과 같이 결정된다.

$$\omega_i = \left(\frac{i\pi}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \tag{11}$$

$$\varphi_i(x) = \sin \frac{i\pi x}{L} \tag{12}$$

**2.4 동적 응답**

본 절은 2.3 절의 고유치 해석결과를 이용하여 교량의 동적응답을 구하는 과정을 다루고 있다. 차량에 의한 교량의 동적응답을 모드별로 구하기 위해 교량의 변위를 직교모드와 일반좌표계의 항으로 표현하면 식 (13)와 같다.

$$y(x,t) = \sum_{i=1}^{n} q_i(t)\varphi_i(x) \tag{13}$$

식 (13)를 교량의 운동방정식 (1)에 대입해서 정리하면 다음과 같은 식을 얻는다.

$$m\sum_{i=1}^{n}\varphi_i(x)\ddot{q}_i(t)+c\sum_{i=1}^{n}\varphi_i(x)\dot{q}_i(t)+EI\sum_{i=1}^{n}\varphi_i^{(4)}(x)q_i(t)=F(x,t) \tag{14}$$

식 (14)의 양변에 $j$ 번째 mode 를 곱해준 후 양변을 길이 방향으로 적분하면

$$\begin{aligned}\int_0^L m\varphi_j(x)\sum_{i=1}^{n}\varphi_i(x)\ddot{q}_i(t)dx+\int_0^L c\varphi_j(x)\sum_{i=1}^{\infty}\varphi_i(x)\dot{q}_i(t)dx \\ +\int_0^L EI\varphi_j(x)\sum_{i=1}^{\infty}\varphi_i^{(4)}(x)q_i(t)dx=\int_0^L\varphi_j(x)F(x,t)dx\end{aligned} \tag{15}$$

여기서 $L$ 은 교량의 전체길이, $\varphi_i^{(4)}$ 는 $i$ 번째 모드의 4 차 도함수이다.
직교조건을 도입하여 식 (15)를 간단히 정리하면 다음과 같다.

$$\ddot{q}_i(t)+2\varsigma_i\omega_i\dot{q}_i(t)+\omega_i^2q_i(t)=\frac{1}{\int_0^L m\left(\varphi_j(x)\right)^2dx}\int_0^L\varphi_j(x)F(x,t)\,dx \tag{16}$$

여기서 $\varsigma_i$ 는 교량의 $i$ 번째 모드의 감쇠계수, $\omega_i$ 는 교량의 $i$ 번째 고유진동수이다.
식 (16)에 하중값인 식 (2)와 모드를 나타내는 식 (12)를 대입해서 정리하면 다음과 같이 최종적인 운동방정식을 구할 수 있다.

$$\ddot{q}_i(t)+2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t)+\omega_i^2q_i(t)=\frac{2}{mL}P_w\sin\frac{i\pi vt}{L}\qquad(i=1,2,\ldots) \tag{17}$$

이를 행렬 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{Q} \tag{18}$$

여기서 $\boldsymbol{M}$, $\boldsymbol{C}$, $\boldsymbol{K}$ 는 각각 전체시스템의 질량, 감쇠, 강성 행렬을 의미하며, $\boldsymbol{Q}$ 는 하중벡터를, $\boldsymbol{q}$ 는 전체 시스템의 자유도를 의미한다.

$$\boldsymbol{M} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C} = \begin{bmatrix} 2\varsigma_1\omega_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 2\varsigma_2\omega_2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 2\varsigma_n\omega_n \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{Q} = \frac{2P_w}{mL}\boldsymbol{N}_v \ , \qquad \boldsymbol{q} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix}, \qquad \boldsymbol{N}_v = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi v t}{L} \\ \sin\frac{2\pi v t}{L} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi v t}{L} \end{Bmatrix} \tag{19}$$

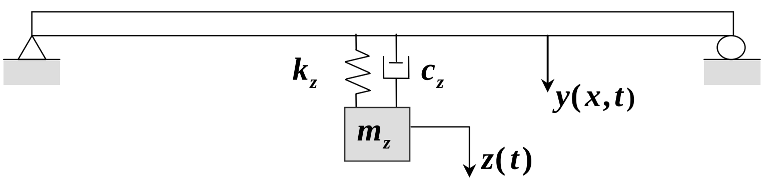
운동방정식 (18)은 $t + \Delta t$ 에서의 평형 운동방정식으로부터 거동을 구하는 Newmark $\beta$ 방법을 이용하여 해석을 수행한다.

# 제 3 장 제안 진동제어시스템

## 3.1 서론

본 논문에서는 이동하중을 받는 교량의 변위를 제어하기 위한 새로운 제어시스템을 제안하고 있다. 제안 시스템은 자유진동변위의 제어는 훌륭하지만 초기변위의 제어에 약점이 있는 동조질량감쇠기를 보완하기 위해 King-Post 를 동조질량감쇠기(TMD)와 결합하였다. 본 장에서는 제안 시스템의 운동방정식 및 동적 응답을 유도하는 과정을 다루고 있다. 제안 시스템이 동조질량감쇠기와 King-Post 가 결합된 형태로 되어 있기 때문에 동조질량감쇠기가 설치된 교량에 대한 운동방정식과 동적 응답, King-Post 가 설치된 교량의 운동방정식과 동적 응답을 각각 구한 후 이를 결합하는 방법으로 제안 시스템이 설치된 교량의 운동방정식과 동적 응답을 구하였다. TMD 는 질량과 감쇠장치 및 스프링으로 구성된 1 자유도 시스템으로 교량의 응답이 최대가 되는 지점에 설치해야 한다. 즉 다루고자 하는 교량이 단경간 교량이므로 교량의 중앙점에 설치하였다. King-Post 또한 마찬가지로 교량의 응답이 최대가 되는 교량의 중앙점에 설치하였다. 2 장에서와 마찬가지로 수치적인 해석방법을 적용할 수 있도록 유도된 운동방정식을 행렬 형태로 표현하였다.

## 3.2 TMD 가 설치된 교량




그림[2] TMD 가 설치된 교량

TMD 의 설치위치는 구조물의 응답이 최대가 되는 교량의 중앙점이며, 위의 그림 [2]는 교량의 중앙점에 설치된 TMD 를 나타낸다. TMD 가 설치된 교량의 운동방정식을 유도하기 위해서는 먼저 2 장에서 유도된 교량의 운동방정식에 TMD 와 교량의 관계를 나타내는 운동방정식을 추가해야 한다. 이 때 새롭게 추가된 TMD 의 운동방정식에는 TMD 의 관성력을 고려해야 한다. 아래의 식 (20)은 교량과 TMD 사이의 거동을 나타내는 운동방정식이다.

$$m_z\ddot{z} + c_z(\dot{z} - \dot{y}) + k_z(z - y) = 0 \tag{20}$$

여기서 $m_z, c_z, k_z$ 는 각각 TMD 의 질량과 감쇠값 및 스프링 상수를 나타낸다. 교량의 중앙점에 설치된 TMD 의 질량과 관성력이 교량의 중앙에 작용하고, 차량이 통과하는 위치에 차량의 질량이 작용하므로, 이를 고려하여 교량의 운동방정식의 하중 항에 반영하면 아래의 식 (21)과 같다.

$$F(x, t) = P_w\delta(x - vt) + (m_z g - m_z\ddot{z})\delta(x - L/2) \tag{21}$$

교량의 운동방정식 (16)에 식 (21)을 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \ddot{q}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) + \frac{2m_z}{mL}\sin\frac{i\pi}{2}\cdot\ddot{z}(t) \\ = \frac{2}{mL}\left[P_w\sin\frac{i\pi vt}{L} + m_z g\sin\frac{i\pi}{2}\right] \qquad (i = 1,2,\ldots) \end{aligned} \tag{22}$$

그리고 식 (20)에서 교량의 연직 변위 $y$ 를 식 (13)으로 대체하여 정리하면 다 다음과 같다.

$$m_z\ddot{z}(t) + c_z\dot{z}(t) + k_z z(t) - c_z\varphi_i(L/2)\dot{q}_i(t) - k_z\varphi_i(L/2)q_i(t) = 0 \quad (i = 1,2,\ldots) \tag{23}$$

식 (22)와 (23)을 행렬 형태로 정리하여 쓰면 다음과 같은 전체시스템의 운동 방정식 (24)를 구할 수 있다.

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \tag{24}$$

여기서

$$M = \begin{bmatrix} I_{n\times n} & M_{12} \\ 0_{1\times n} & m_z \end{bmatrix} \qquad C = \begin{bmatrix} C_{11} & 0_{n\times 1} \\ C_{21} & c_z \end{bmatrix} \qquad K = \begin{bmatrix} K_{11} & 0_{n\times 1} \\ K_{21} & k_z \end{bmatrix}$$

$$M_{12} = \frac{2m_z}{ml} N$$

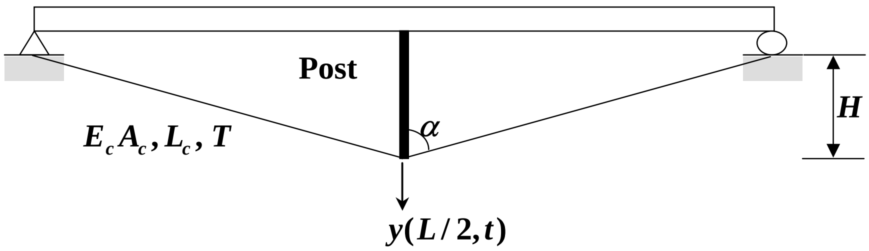
$$C_{11} = diag(2\varsigma_i\omega_i) \qquad C_{21} = -c_z N^T \qquad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

$$K_{11} = diag(\omega_i^2) \qquad K_{21} = -k_z N^T \qquad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

$$Q = \frac{2}{ml}\left(P_w N_v + m_z g\, N\right)$$

$$q = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \\ z \end{Bmatrix} \qquad N = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} \\ \sin\frac{2\pi}{2} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi}{2} \end{Bmatrix} \qquad N_v = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi vt}{L} \\ \sin\frac{2\pi vt}{L} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi vt}{L} \end{Bmatrix} \tag{25}$$

### 3.3 King-Post 가 설치된 교량




그림[3] King-Post 가 설치된 교량

King-Post 의 설치위치도 TMD 와 마찬가지로 구조물의 응답이 치대가 되는 교량의 중앙점이며, 위의 그림 [3]은 교량의 중앙점에 설치된 King-Post 를 나타낸다. King-Post 는 중앙에 강체인 Post 와 이를 지지하는 케이블로 구성되어 있다. Post 는 강체로 가정하였으며 케이블과의 접합 부분인 아래부분의 변위는 위의 부분의 변위 $y(L/2, t)$ 와 같다. King-Post 가 설치된 교량의 운동방정식은 2 장에서 유도된 교량의 운동방정식에서 차량이 통과하는 위치에 차량의 질량이 작용하고 교량의 중앙에서 King-Post 에 의한 상향력이 작용하므로 하중 항인 $F(x, t)$ 만이 바뀌게 된다.

$$F(x, t) = P_w\delta(x - vt) - P_k\delta(x - L/2) \qquad (26)$$

여기서 $P_k$ 는 King-Post 에 의한 상향력이며 방향이 차량에 의한 하중방향과 반대이므로 음의 부호가 붙는다.

케이블에 의한 힘을 $T$ , Post 와 케이블 사이의 각을 $\alpha$ , 케이블의 길이변화를 $\Delta$ 라고 하면 적합조건과 평형조건에 의해 다음과 같은 식이 성립된다.

$$\Delta = y(L/2,\ t)\cdot\cos\alpha = \frac{TL_c}{E_c A_c} = \frac{TH}{E_c A_c \cos\alpha} \tag{27}$$

$$P_k = 2T\cos\alpha \tag{28}$$

식 (27)에서 $T$ 에 관해 정리한 후 식 (28)에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$P_k = \frac{2E_c A_c}{H}\cos^3\alpha\cdot y(L/2,\ t) = \frac{2E_c A_c}{H}\cos^3\alpha\cdot\sin\frac{i\pi}{2}q_i(t) \qquad (i = 1, 2, \ldots, n) \tag{29}$$

식 (29)를 식 (26)에 대입해 정리한 후 교량의 운동방정식 (16)에 대입하면 다음과 같이 정리된다.

$$\begin{aligned}\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t) + \left(\omega_i^2 + \frac{4E_c A_c}{mLH}\cos^3\alpha\cdot\sin\frac{i\pi}{2}\sin\frac{j\pi}{2}\right)q_i(t) \\ = \frac{2}{mL}P_w\sin\frac{i\pi vt}{L} \qquad (i,\ j = 1, 2, \ldots)\end{aligned} \tag{30}$$

이를 행렬 형태로 정리하여 쓰면 다음과 같은 전체시스템의 운동방정식 (31)을 구할 수 있다.

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \tag{31}$$

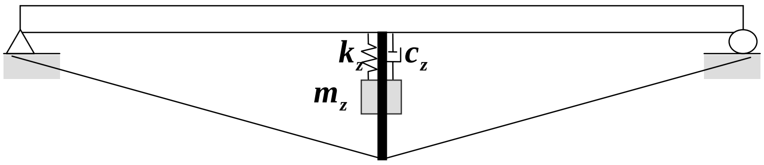
여기서

$$\boldsymbol{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{1} & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{1} \end{bmatrix} \qquad \boldsymbol{C} = \begin{bmatrix} 2\varsigma_1\omega_1 & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & 2\varsigma_2\omega_2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & 2\varsigma_n\omega_n \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \omega_2^2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \omega_n^2 \end{bmatrix} + \frac{4E_c A_c}{mLH} \cos^3 \alpha \boldsymbol{N}\boldsymbol{N}^T$$

$$\boldsymbol{Q} = \frac{2P_w}{mL}\boldsymbol{N}_v \ , \qquad \boldsymbol{q} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{N} = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} \\ \sin\frac{2\pi}{2} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi}{2} \end{Bmatrix} \quad \boldsymbol{N}_v = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi v t}{L} \\ \sin\frac{2\pi v t}{L} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi v t}{L} \end{Bmatrix} \tag{32}$$

**3.4 제안 제어 시스템이 설치된 교량**




그림[4] 제안 제어시스템이 설치된 교량

TMD 와 King-Post 가 같이 설치된 교량의 운동방정식과 동적 응답은 3.2 절과 3.3 절에서 구한 각각의 운동방정식과 응답을 합성하면 된다. 각각의 동적 응답을 합성하여 행렬 형태로 쓰면 다음과 같다.

$$\boldsymbol{M\ddot{q}+C\dot{q}+Kq=Q} \tag{33}$$

여기서

$$\boldsymbol{M}=\begin{bmatrix} \boldsymbol{I}_{n\times n} & \boldsymbol{M}_{12} \\ \boldsymbol{0}_{1\times n} & \boldsymbol{m}_z \end{bmatrix} \qquad \boldsymbol{C}=\begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{11} & \boldsymbol{0}_{n\times 1} \\ \boldsymbol{C}_{21} & \boldsymbol{c}_z \end{bmatrix} \qquad \boldsymbol{K}=\begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{11} & \boldsymbol{0}_{n\times 1} \\ \boldsymbol{K}_{21} & \boldsymbol{k}_z \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{M}_{12}=\frac{2\boldsymbol{m}_z}{\boldsymbol{ml}}\boldsymbol{N}$$

$$\boldsymbol{C}_{11}=\boldsymbol{diag}(2\varsigma_i\omega_i) \qquad \boldsymbol{C}_{21}=-\boldsymbol{c}_z\boldsymbol{N}^T \qquad (\boldsymbol{i}=1,2,\cdots,\boldsymbol{n})$$

$$K = diag(\omega_i^2) + \frac{4E_c A_c}{mLH}\cos^3 \alpha N N^T \qquad K_{21} = -k_z N^T \quad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

$$Q = \frac{2}{ml}\left(P_w N_v + m_z g\, N\right)$$

$$q = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \\ z \end{Bmatrix} \qquad N = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} \\ \sin\frac{2\pi}{2} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi}{2} \end{Bmatrix} \qquad N_v = \begin{Bmatrix} \sin\frac{\pi v t}{L} \\ \sin\frac{2\pi v t}{L} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi v t}{L} \end{Bmatrix} \tag{34}$$

# 4. 수치 예제

## 4.1 서론

본장에서는 도로설계기준에서 1 등급 교량에 대해 규정한 설계하중과 실제 교량을 해석 대상구조물로 하여 제어하지 않은 상태와 TMD, King-Post, TMD+King-Post 의 설치 후의 응답을 구하였다. 교량의 응답이 최대가 되는 중앙점에서의 처짐과 가속도를 비교함으로써 각각의 제어장치들의 성능을 비교하였다. 또한 차량 하중이 작용하는 교량에 대해 차량속도와 교량응답 사이의 관계를 살펴봄으로써 임계속도를 구하고 임계속도에서의 교량의 응답을 제어하였다.

## 4.2 차량의 제원과 해석

해석에 사용한 하중은 도로교 설계기준에서 규정한 DB 하중이다. 다음의 표 [1] 과 그림 [5]는 DB 하중에 대한 하중크기와 형상을 제시하고 있다.

표 [1] DB 하중

| 교량등급 | 하중<br>W(tonf) | 총중량<br>1.8W(tonf) | 전륜하중<br>0.1W(kgf) | 후륜하중<br>1.4W(kgf) |
|---|---|---|---|---|
| 1 등교 | DB-24 | 43.2 | 2,400 | 9,600 |
| 2 등교 | DB-18 | 32.4 | 1,800 | 7,200 |
| 3 등교 | DB-13.5 | 24.3 | 1,350 | 5,400 |

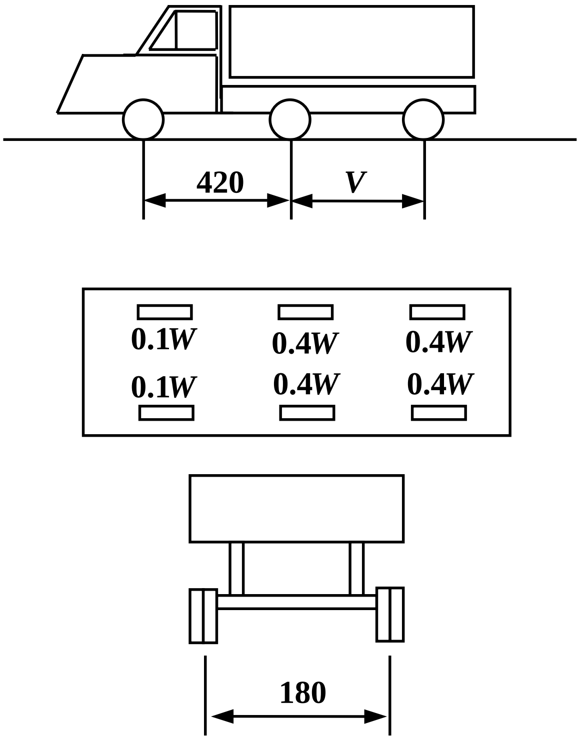



그림 [5] DB 하중

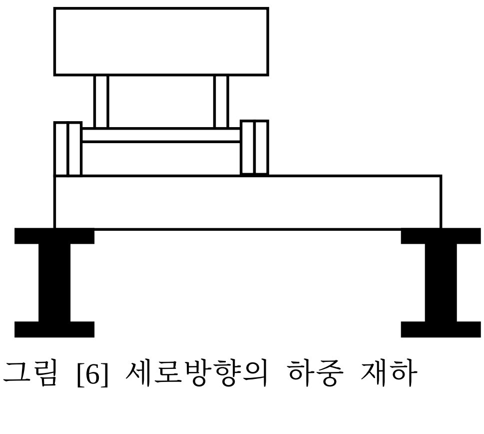


그림 [6] 세로방향의 하중 재하

그림[5]에서 ***V*** 의 값은 통상 420~900 cm 의 값을 가지며 본 논문에서는 580 cm 의 값을 선택하였다. 본 논문에서는 1 등급 교량의 설계하중 DB-24 을 차량하중으로 선택하였다. 가로방향으로의 차량하중은 바퀴부분에 하중이 집중되는 것으로 취급해 420, 580 cm 의 일정한 간격을 갖는 세 개의 집중하중이 이동하는 것으로 보았다. 세로방향으로는 부재에 하중이 가장 많이 실리도록 그림 [6]과 같이 재하하고 1-0 방법을 이용하여 부재에 걸리는 하중을 계산하였다.

### 4.3 제어장치의 제원

#### 4.3.1 동조질량 감쇠기의 제원

TMD 는 크게 질량과 감쇠장치 및 스프링의 3 부분으로 구성되어 있으며, 이를 구조물의 응답에 가장 주된 영향을 주는 모드에 동조시켜 응답을 감소시키고자 하는 위치에 설치한다. 여러 개의 모드에 동조시킨 복수의 TMD (multiple TMD)를 사용하면 여러 지점의 응답을 동시에 감소시킬 수 있다. 주구조물과 TMD 의 진동수를 동조시키는 방법은 여러 가지가 있으나, Den Hartog 가 제안한 최적기준을 가장 많이 사용하고 있다. 구조물과 TMD 의 여러가지 진동수비와 감쇠비에 대한 구조물의 동적응답 곡선은 반드시 두 개의 고정점을 통과하게 되는데, 이 두 개의 고정점이 같은 응답을 갖도록 하는 진동수비와 감쇠비가 최적의 동조조건이 된다. Den Hartog 가 제안한 최적의 진동수비와 감쇠비는 다음과 같다.

$$\varepsilon_z = \frac{m_z}{mL}, \qquad \omega_z = \frac{\omega_n}{1+\varepsilon_z} \tag{35}$$

$$\left(\frac{c_z}{c_c}\right)^2 = \frac{3\varepsilon_z}{8(1+\varepsilon_z)^3}, \qquad c_c = 2m_z\omega_n \tag{36}$$

여기서 $\varepsilon_z$ 는 TMD 질량과 교량의 질량비, $\omega_z, m_z$ 는 각각 TMD 의 진동수와 질량을 나타내고, $\omega_n$ 은 교량의 고유진동수, $c_z$ 는 TMD 의 감쇠값, $c_c$ 는 임계 감쇠값을 나타낸다. TMD 는 주구조물보다 큰 진동을 하므로 구조물의 동적응답은 구조물 자체의 감쇠보다도 TMD 의 감쇠에 더 큰 영향을 받는다. 위의 식에서 알 수 있듯이 주구조물과 TMD 의 진동수는 아주 근사한 값으로, 구조물의 자유진동부분에서는 beating 현상이 발생하여 응답이 커지는 현상이 발생한다. Tsai 는 이러한 주 구조물의 응답이 최소가 되도록 하는 최적의 임계 감쇠장치 감쇠값(Critical Damper Damping)을 식 (37)과 같이 제안하였다. 제안된 임계 감쇠장치 감쇠값보다 작은 값을 사용할 경우 beating 현상이 발생하고, 이 값보다 큰 감쇠값을 사용하면 구조물의 응답이 오히려 증가하게 된다.

$$\varsigma_z = \varsigma_n + \sqrt{\varepsilon_z} \tag{37}$$

여기서 $\varsigma_z, \varsigma_n$ 은 각각 TMD 와 구조물의 감쇠계수비를 의미한다. TMD 의 감쇠계수비가 식(37)의 값보다 작을 경우 TMD 와 구조물의 감쇠비는 거의 같지만 진동 모드가 서로 다른 경향을 보이므로 beating 현상이 발생하며, 감쇠계수비가 임계 감쇠장치 감쇠값보다 큰 경우 두 진동 모드 중 하나의 감쇠비가 평균 감쇠값보다 작고, 이러한 진동 모드가 지배적이게 되어 감쇠의 효과가 오히려 저하하는 특징을 보여준다. 따라서 식(37)에 주어진 임계 감쇠장치 감쇠값을 채택함으로써 가장 큰 진동에너지 감소효과를 얻을 수 있다.

### 4.3.2 King-Post 의 제원

King-Post 는 크게 교량의 응답이 제일 큰 중앙점에 설치되어 교량의 강성을 높여주는 Post 와 이를 지지하는 truss 로 구성되어 있다. Post 는 강체로 간주하여 자체의 길이변화는 없다고 생각하였다. 그리하여 Post 의 윗부분과 아래부분의 변위는 같다. King-Post 에 의한 강성 증대는 Post 를 지지하는 truss 의 제원에 따라 영향을 받는다. 본 수치해석에 사용한 truss 의 제원은 다음 표 [2]와 같다.

표 [2] truss 의 제원

| 특 성 | 기 호 | 제 원 |
|---|---|---|
| 탄성 계수 | $E_C(N/m^2)$ | **2.1×10^11^** |
| 단 면 적 | $A_C(m^2)$ | **0.002** |
| 높 이 | $H\ (m)$ | **4** |

## 4.4 교량의 제원

해석 대상 교량은 실제의 교량을 사용하기 위하여 구마고속도로에 건설되어 있는 금호대교를 선택하였다. 금호대교는 연속 P.C. beam 교로서 총연장 694m 의 교량이다. 금호대교의 평면도는 다음 그림[7]과 같다.

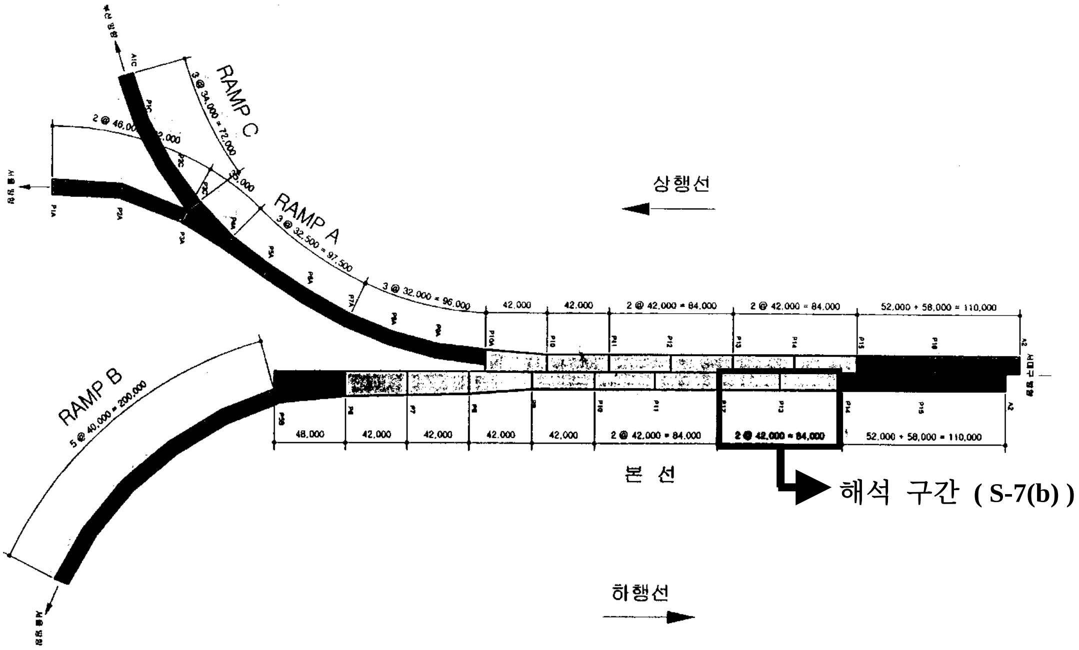



그림 [7] 금호대교 – 평면도

해석에 사용한 구간은 S-7(b)구간을 선택하였고 선택한 구간의 길이는 42m 이다. 실제 해석시 본 교량은 변단면을 갖는 교량이나 비제어시 등가의 응답을 발생시키는 등가의 환산단면적을 사용하였고, PC 강선의 영향을 고려하지 않고 Bernoulli-Euler 보로서 모델링하여 해석하였다. 다음 그림 [8]과 표 [3]은 교량의 제원, 등가로 치환한 환산단면의 단면형상과 물성치를 나타낸다.

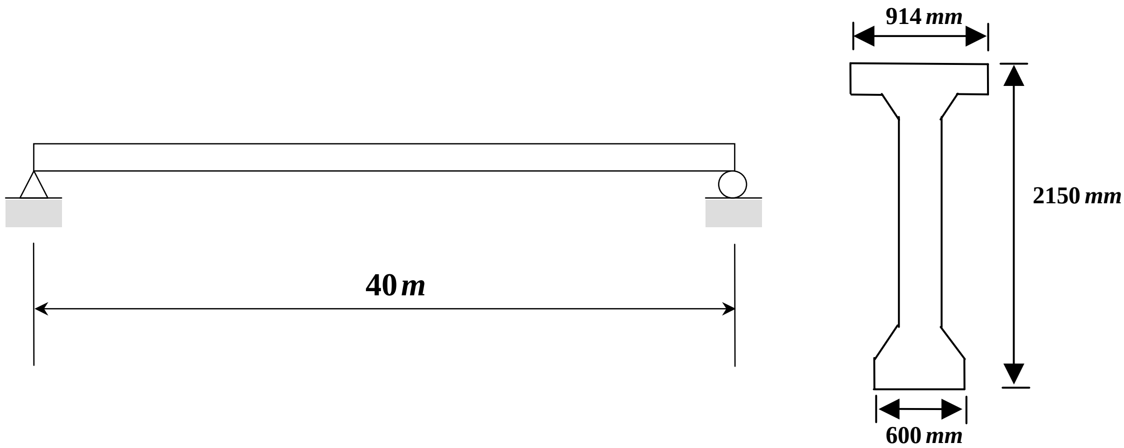



그림 [8] 교량의 제원 및 단면 형상

표 [3] 교량의 물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| 탄성계수 | $2.94\times10^{10}\ N/m^2$ | 단면적 | $0.3162\ m^2$ |
| 밀도 | $2096.8\ kg/m^3$ | 관성모멘트 | $0.1551\ m^4$ |
| 감쇠계수비 | 0.06 % | | |

## 4.5 차량속도에 의한 영향

수치 해석에 사용한 Newmark $\beta$ 방법의 무조건적인 안정성을 확보할

목적으로 평균가속도법(Constant-Average-Acceleration Method)을 채택하였으며, 사용한 매개변수와 시간 간격 $\Delta t$ 는 아래의 식 (38)과 같다.

$$\delta = \frac{1}{2}, \qquad \alpha = \frac{1}{4}, \qquad \Delta t = 0.01 \text{ sec} \tag{38}$$

아래의 그림 [9]는 단일 하중하의 차량속도와 교량 중앙점의 최대 연직변위의 관계를 나타내는 그림으로서, 단경간 교량의 경우 첫번째 모드만을 고려해도 충분하나 보다 정확한 결과를 얻기 위해 총 5 개의 연직 모드를 고려하여 해석하였다. 그림 [9]에서 보는 바와 같이 74 km 까지는 속도가 증가할수록 교량의 응답이 증가하였으나, 그 이후에는 속도에 반비례함을 볼 수 있다. 이를 근거로 하여 수치 해석시 차량 속도는 74km 를 이용하였다.

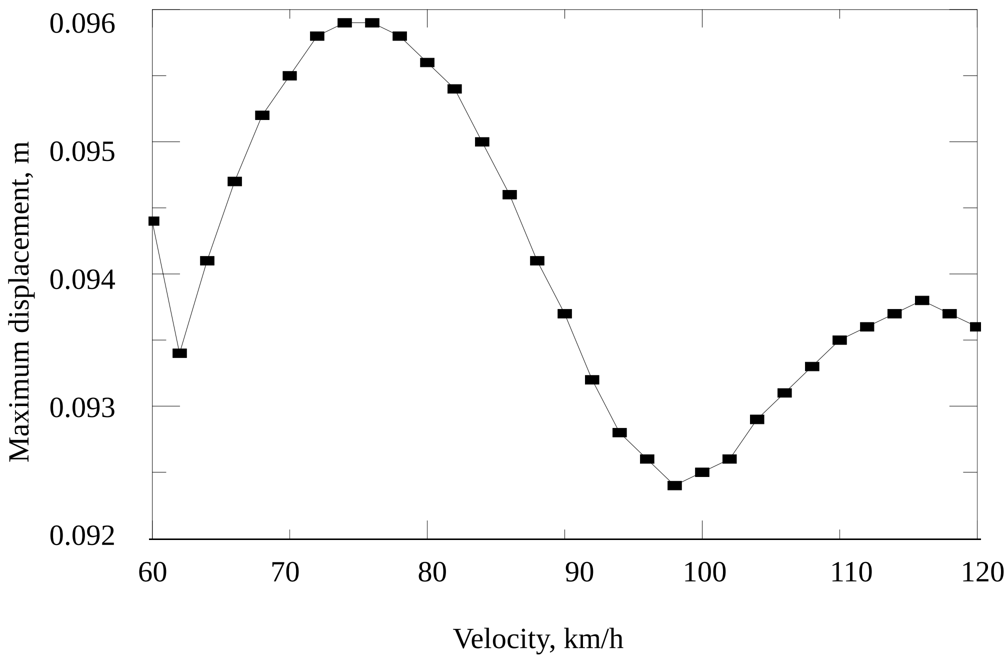



그림 [9] 차량속도와 최대변위

### 4.6 교량의 응답

본 절에서는 교량 중앙점의 변위와 가속도에 대해 TMD, King-Post, 제안장치를 설치한 교량의 경우를 제어하지 않은 경우와 각각 비교함으로써 각 제어장치들의 성능을 살펴보았다.

#### 4.6.1 TMD

**1) 변위**

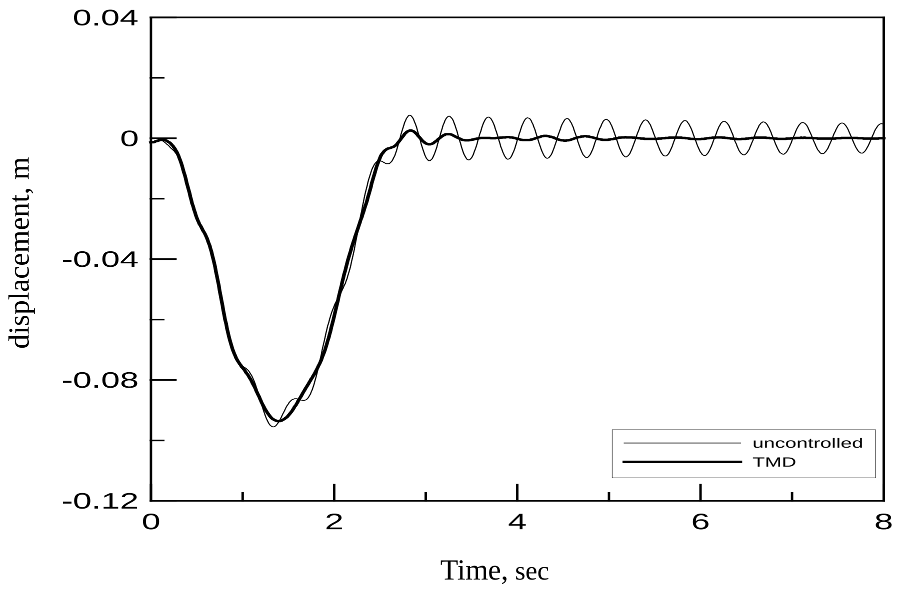



그림 [10] TMD 설치 전·후의 교량 중앙점의 변위

그림 [10]을 보면 교량 진동부분을 크게 차량이 지나가고 있는 강제 진동 부분과 지나간 후의 자유 진동 부분으로 나눌 수 있다. 제어하지 않은 경우 교량 중앙점의 최대변위는 0.0955 m, TMD 를 설치한 경우 최대변위는 0.0936 m 이다. 약 2 % 의 진동감소로 강제 진동 부분에서는 거의 효과가 없음을 알 수 있다. 하지만 그림 [10]에서 볼 수 있듯이 TMD 를 설치한 경우 그렇지 않은 경우보다 자유 진동 부분의 진동은 상당부분 없애주고 있음을 볼 수 있다. 일반적으로 TMD 를 사용한 진동제어시 초기의 강제진동을 제어하기 어려우나 자유진동이 빠르게 감소하는 특징과 잘 일치하고 있다. 다음의 FFT(Fast Fourier Transform)의 결과를 통해 자유진동의 감소를 확인할 수 있다.

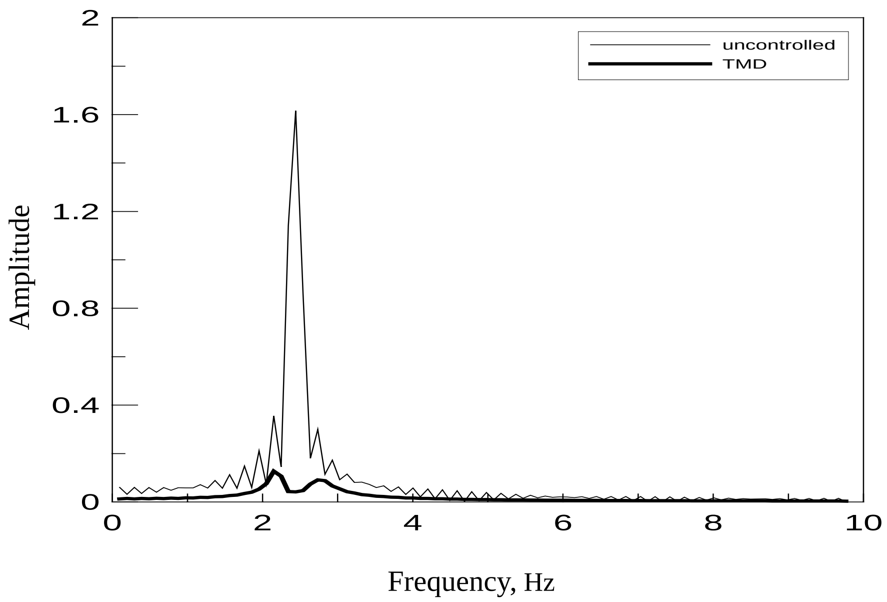



그림 [11] TMD 설치 전·후의 FFT

**2) 가속도**

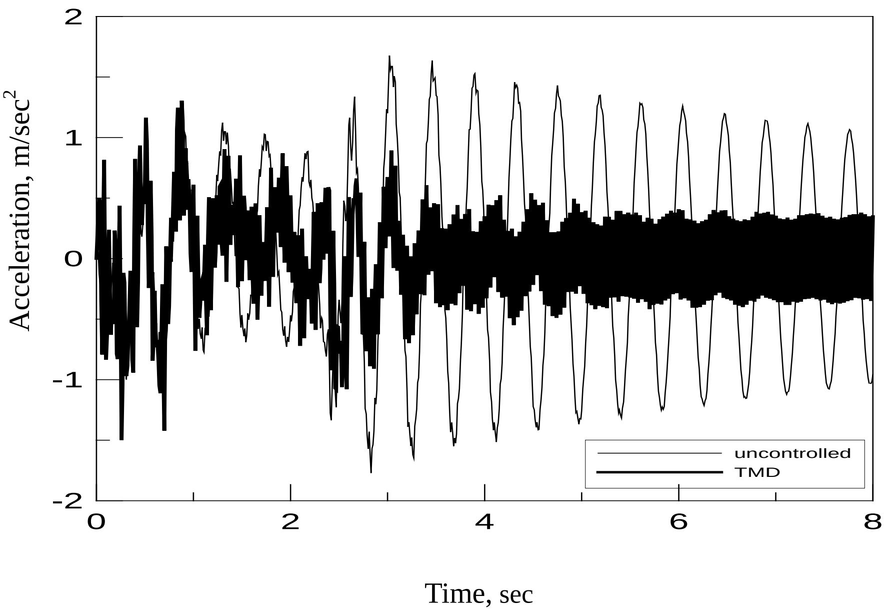



그림 [12] TMD 설치 전·후의 교량 중앙점 가속도

그림 [12]는 TMD 설치 전·후의 교량 중앙점 가속도를 나타낸다. TMD의 설치 이후 가속도의 진동은 증가하였지만, 실제 가속도의 진동은 물리적으로 큰 의미가 없으며 절대값의 크기와 Root mean square(RMS)값이 의미를 갖는다. TMD 설치 전 교량 중앙점의 최대 가속도는 1.7710m/sec$^2$ 이고 설치 후의 최대 가속도는 1.4496 m/sec$^2$ 으로 약 15.3 % 의 가속도 감소가 일어났다. RMS값은 설치 전 0.8443 m/sec$^2$ 에서 설치 후 0.3781 m/sec$^2$로 약 55.22 % 의 감소가 일어났다.

**3) TMD의 응답**

TMD는 주구조물 대신 진동함으로써 진동에너지를 감소시켜 제어효과를 얻는 장치이다. 따라서 TMD의 응답은 주구조물의 응답에 비해 크다. 이러한 현상은 실제 시공을 불가능하게 할 수 있는 중요한 문제로 최근 주구조물의 응답과 함께 TMD의 응답을 동시에 감소시키는 연구가 진행단계에 있다. 아래의 그림 [13]은 교량의 중앙점에 설치된 TMD의 변위를 나타내는 그림으로서, 교량 자체의 응답에 비해 최대값에서 약 11.8% 더 큰 응답을 갖는다.

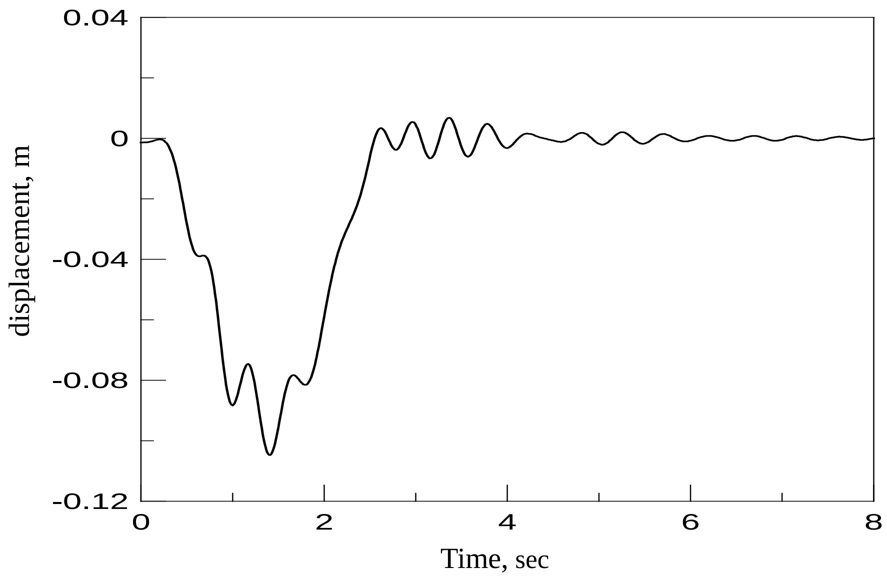



그림 [13] TMD의 연직변위

### 4.6.2 King-Post

**1) 변위**

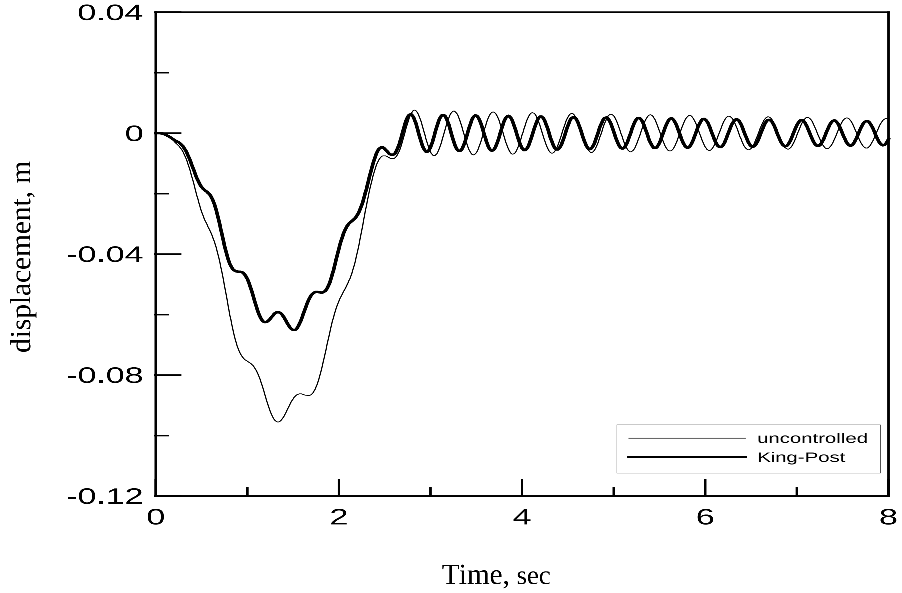



그림 [14] King-Post 설치 전·후의 교량 중앙점 변위

그림 [14]는 King-Post 설치 전·후의 교량 중앙점의 변위를 나타낸다. King-Post 를 설치한 경우 TMD 를 설치한 경우와는 대조적으로 강제 진동 부분은 잘 제어를 하지만 자유진동 부분은 상대적으로 제어가 안되고 있음을 볼 수 있다. king-Post 를 설치한 경우의 최대 변위는 0.0651 m 로 설치 전에 비해 약 31.8 %의 진동 감소 효과를 보였다. King-Post 를 설치하는 것은 교량의 강성을 증가시켜주는 것으로 교량의 강성을 증가시켜주는 것만으로는 진동을 완전히 제어할 수 없음을 보여주고 있다. King-Post 만을 설치했을 때의 단점은 이 부분뿐만 아니라 가속도에서도 나타나고 있다.

**2) 가속도**

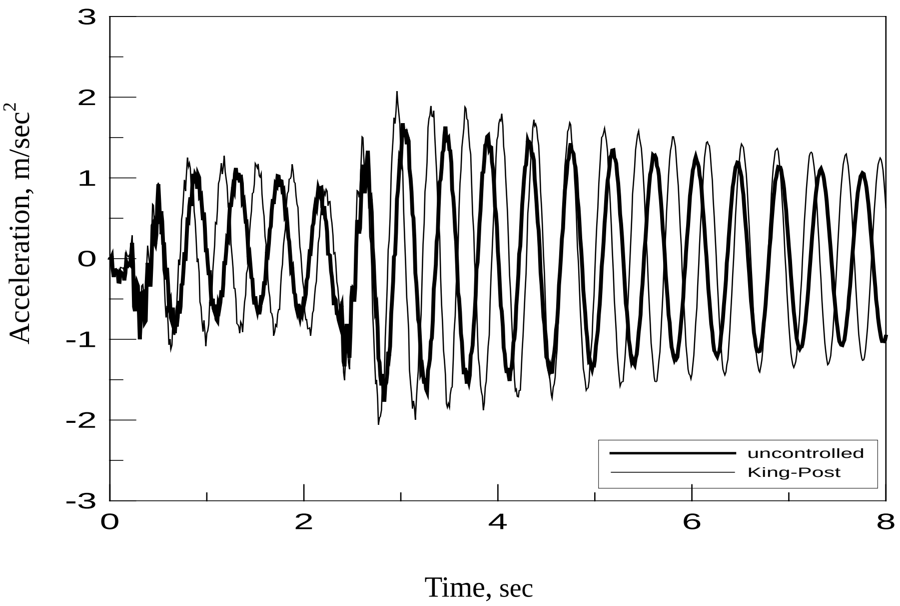



그림 [15] King-Post 설치 전·후의 교량 중앙점의 가속도

그림 [15]는 King-Post 설치 전·후의 교량 중앙점의 가속도를 나타내고 있다. King-Post 설치 후의 가속도는 설치 전보다 오히려 증가함을 볼 수 있다. 설치 전 최대 가속도는 1.7710 m/sec$^2$ 인데 반해 설치 후의 최대 가속도는 2.0733 m/sec$^2$ 으로 약 17 % 의 증가가 발생하였다. RMS 값 또한 1.0049 m/sec$^2$ 로 설치 전에 비해 19.02 %의 증가가 발생하였다. 이는 King-Post 의 설치로 인한 교량의 강성 증대로 발생한 현상인데, 결국 King-Post 만 설치했을 경우 변위의 최대값은 줄일 수 있지만 자유진동부분의 진동이나 교량의 가속도는 제어할 수

없음을 알 수 있다.

### 4.6.3 제안 시스템

#### 1) 변위

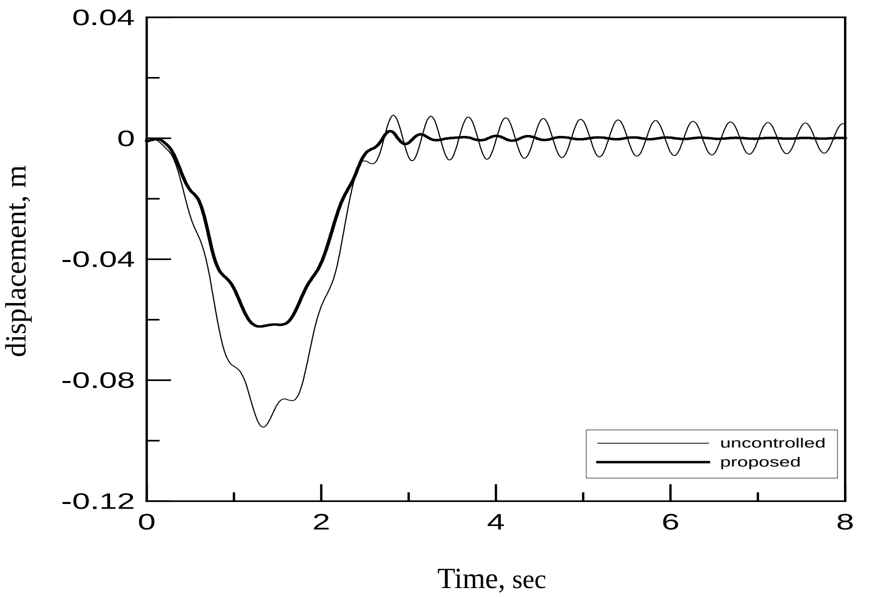



그림 [16] 제안된 제어시스템 설치 전·후의 교량 중앙점 변위

제안된 시스템의 설치 전·후의 교량 중앙점에서의 변위가 그림 [16]에 나타나 있다. 제안된 시스템이 설치 된 후 교량의 최대변위는 0.0622m 로 설치 전에 비해 약 34.9% 의 진동 감소 효과가 발생했다. 또한 자유진동 부분의 진동 역시 잘 제어함을 볼 수 있다. 즉, 제안된 시스템은 TMD 의 자유진동 감소 능

력과 King-Post 의 강제 진동 감소능력을 모두 갖춘 효율적인 진동제어 시스템임을 확인 할 수 있다. 다음의 FFT(Fast Fourier Transform)의 결과를 통해 자유진동의 감소를 확인할 수 있다.

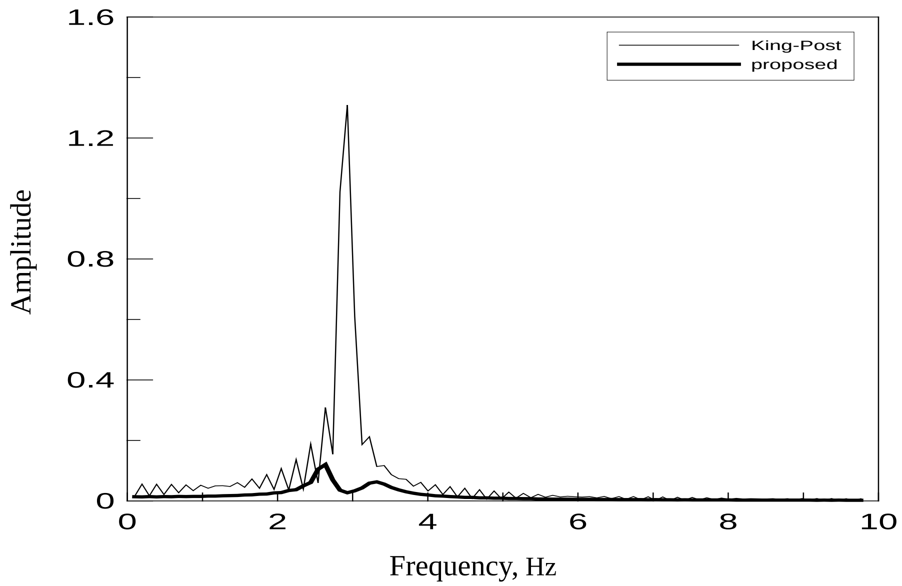



그림 [17] 제안된 제어 시스템의 설치 전·후의 FFT

**2) 가속도**

그림 [18]은 제안된 제어 시스템의 설치 전·후의 교량 중앙점 가속도를 나타낸다. TMD 의 설치한 경우와 마찬가지로 가속도의 진동은 증가하였다. 제안된 시스템의 설치 전 교량 중앙점의 최대 가속도는 1.7710 m/sec$^2$ 이고 설치 후의

최대 가속도는 1.3310 m/sec$^2$ 로 약 24.8 % 의 가속도 감소가 일어났다. 또한 RMS 값은 설치 전 0.8448 m/sec$^2$ 에서 0.3730 m/sec$^2$ 으로 55.82% 감소하였다.

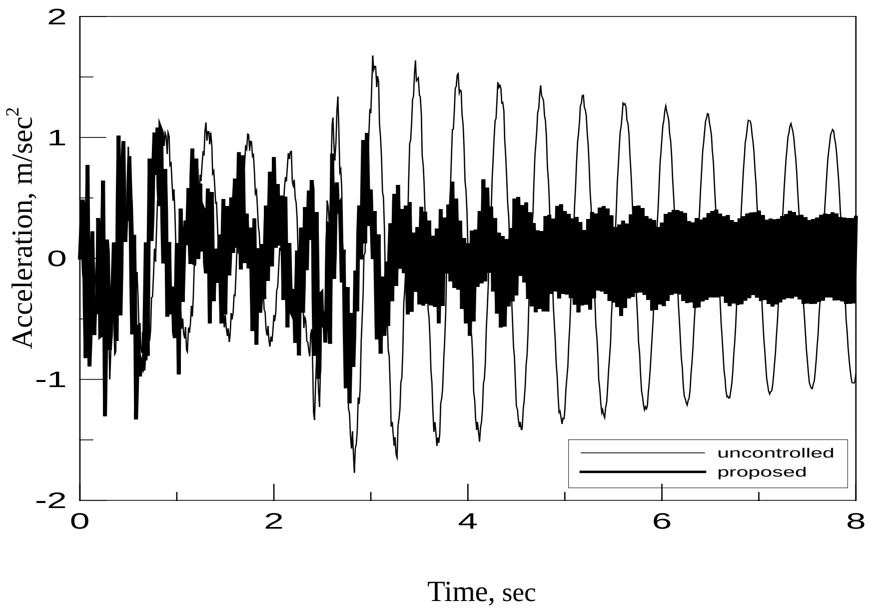
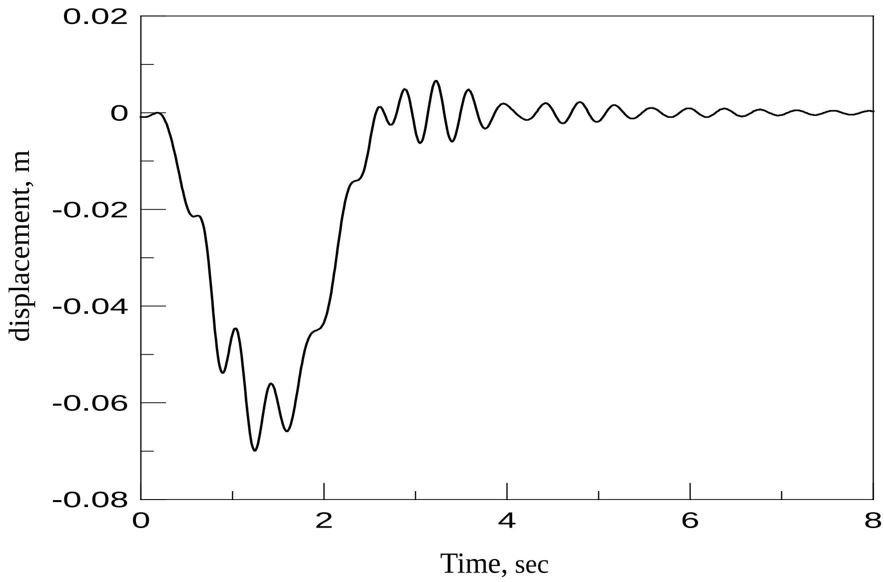



그림 [18] 제안된 제어 시스템의 설치 전·후의 교량 중앙점의 가속도

**3) TMD 의 응답**

아래의 그림 [19]는 교량의 중앙점에 설치된 TMD 의 변위를 나타내는 그림으로서, 교량 자체의 응답에 비해 최대값에서 약 12.4% 더 큰 응답을 갖는다.




그림[19]  TMD 의 연직 변위

이상의 결과를 표로써 다음과 같이 정리할 수 있다. 괄호 안의 %는 제어하지 않은 경우에 대한 감소한 양의 백분율을 나타내며 + 부호는 증가, - 부호는 감소를 나타낸다.

표 [4] 교량 중앙부의 응답

| | uncontrolled | TMD | King-Post | Proposed |
|---|---|---|---|---|
| 최대 변위 (m) | 0.0955 | 0.0936 (-2%) | 0.0651 (-31.8%) | 0.0622 (-34.9%) |
| 최대 가속도 (m/sec$^2$) | 1.7710 | 1.4996 (-15.3%) | 2.0733 (+17%) | 1.3310 (-24.8%) |
| RMS (m/sec$^2$) | 0.8443 | 0.3781 (-55.22%) | 1.0049 (+19.02%) | 0.3730 (-55.82%) |

# 제 5 장 결론

## 5.1 결론

본 논문에서는 트럭하중을 이동 집중 하중으로 모델링하여 단경간 교량에 대한 교량의 응답을 구하였고, 이러한 동적응답을 감소시키기 위해 설치된 제안된 진동제어시스템의 효율성을 입증하였다. 제안된 진동제어시스템은 동조질량감쇠기의 초기변위 제어에 대한 약점을 극복하기 위해 King-Post 를 동조질량감쇠기와 결합하였고 수치해석을 통해 그 효율성을 알아보았다. 본문의 수치해석 결과에서 살펴본 바와 같이 본 논문은 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

첫째, King-Post 와 결합한 형태의 개선된 동조질량감쇠기를 제안하였다.

둘째, 제안된 제어시스템은 자유진동변위의 제어 뿐 아니라 초기변위의 제어에도 훌륭한 성능을 발휘하였다.

셋째, 제안된 제어시스템은 또한 동조질량감쇠기와 king-post 보다 변위에서 뿐만 아니라 가속도에서도 나은 제어효과를 보였다.

## 5.2 추후 연구과제

본 연구에서는 Moving Force Model 로 가정한 이동하중을 단경간 교량에 재하하여 교량의 응답을 구했다. 그러나 보다 정확한 동적 거동을 파악하기 위해서는 이동하중의 관성효과를 고려한 Moving Mass Model 로 이동하중을 모델링 해야 한다. 또한 다경간 교량에 대해서도 수치해석을 수행해 제안장치의 성능을 파악해야 한다.

# 참고 문헌


[1] Ho-Chul Kwon, Man-Cheol Kim & In-Won Lee, "Vibration Control of Bridges under Moving Loads", *Computers and Structures*, 66(4), pp. 473-480, Feb. 1998.

[2] M. Abdel-Mooty and J. Roorda, "Optimal Configuration of Active-Control Mechanism", *Journal of Engineering Mechanics*, 120(3), pp. 535-555, 1994.

[3] J. Z. Cha, J. M. Pitarresi and T. T. Soong, "Optimal Design Procedures for Active Structures", *Journal of Structural Engineering*, 114(12), pp. 2710-2723, 1988.

[4] J. M. Biggs. *Introduction to Structural Dynamics*, McGraw-Hill Inc., 1982.

[5] K. J. Bathe. *Finite Element Procedures* Prentice Hall, 1996.

[6] *도로교설계기준*, 한국도로교통협회, 2000.

[7] D. Hartog, *Mechanical Vibration*, Dover Publications, Inc., 1985.

[8] 권순덕, 이일근. "연행 이동하중을 받는 교량의 수동 진동 제어", *대한토목학회논문집*, 19(I-2), pp. 215-226, 1999.

[9] T. Pinkaew., Y. Fujino. and B. K. Bhartia., "Control of traffic-induced vibrations of elevated urban highways", *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 11, pp. 333-341, 1996.

[10] S. J. Shelley., K. T. Lee. and A. E. Aktan., "Active-control and forced-vibration studies on highway bridge", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, pp. 1306-1312, (1995).

[11] W. N. Patten., R. L. Sack. and Q. He., "Controlled semiactive hydraulic vibration absorbers for bridges", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, pp. 187-192, 1996.

# 감사의 글

인생의 가장 소중한 시기이며 또 다른 출발점이 될 이 순간에 그 동안 저를 도와주시고 격려해 주신 많은 분들게 감사 드리고자 합니다.

먼저 부족한 저에게 학문과 인생에 있어 크나 큰 가르침을 주신 이인원 교수님께 깊은 감사를 드립니다. 세심한 심사와 조언으로 부족한 논문을 더욱 빛나게 해주신 김진근 교수님과 곽효경 교수님께 감사 드립니다. 또한 훌륭하고 성실한 강의를 통해 지금의 저를 있게 해주신 최창근 교수님, 윤정방 교수님, 신항식 교수님, 이승래 교수님, 박희경 교수님, 김동수 교수님 그리고 한국과학기술원 모든 교수님들에게 감사 드립니다. 매주 세미나에 참석하셔서 훌륭한 조언을 해주신 오주원 교수님, 박선규 교수님, 이종헌 교수님, 그리고 김운학 교수님께 감사드립니다.

대학원이라는 새로운 생활동안 서투른 저를 도와주시고 이끌어주신 지성이형, 형조형, 병완이형, 상원이형, 규식이형, Than 그리고 선배라고 하기 뭐한 영종이와 강민이에게 감사의 마음을 전합니다. 그리고 랩메이트로서 많은 일을 해온 준식이, 헌재와 못난 선배 둔 탓에 고생한 성진이와 종우에게 고마움을 전합니다. 또한 졸업하신 동현이형, 현택이형, 승우형, 홍기형에게도 그 동안의 많은 도움에 감사드립니다.

대학 생활을 시작하면서 지금까지도 언제나 함께 있었던 동아리 동기들에게도 감사합니다. 언제 어디서든 지금과 같은 소중함, 좋은 느낌 변하지 않길 바랍니다.

작년 방도 같이 쓰고 이래저래 많이 어울린 웅과 붕, 동아리 선배로 이것저것 많이 챙겨주신 연욱 브라더 등 동아리 선후배, 한 해 먼저 사회에 나가 있는 준보 옹, 술 사라 장재 등 주변 고마운 사람들에게도 감사의 마음을 전합니다.

고등학교 친구들, 미개인, 인규, 완섭 등에게도 감사합니다. 지금과 같은 우리 우정 변치 않길 바랍니다.

학부과정에서, 그리고 석사과정에서 같이 공부해온 동기들의 우정에 감사의 마음을 전합니다.

끝으로 저를 있게 해주신 부모님, 뒷바라지 해주신 분들, 동생, 시골에 계신 조부모님 등 가족들에게 이 작은 결실으로나마 감사의 마음을 대신합니다.

그 동안의 많은 분들로 인해 제가 있을 수 있음을 언제나 마음 깊이 간직하고 많은 노력과 땀으로 만이 그 은혜와 사랑에 보답하는 길임을 잊지 않겠습니다.

# 이 력 서

성　　명 :　　장 동 두

생년월일 :　　1977 년 8 월 13 일

출 생 지 :　　충남 서산시

본　　적 :　　충남 서산시 대산읍 기은리 31

## 학　　력

1996.3 – 2001.2 한국과학기술원 토목공학과 학사과정 (B.S.)
2001.2 – 2003.2 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 석사과정(M.S.)