석 사 학 위 논 문

점탄성 기둥과 긴장재를 이용한 교량의 진동제어

하 준 식(河 俊 植)

건 설 및 환 경 공 학 과

한 국 과 학 기 술 원

2003

점탄성 기둥과 긴장재를 이용한 교량의 진동제어

Vibration Control of Bridges using Visco-elastic Post and Tendon

Vibration Control of Bridges using Visco-elastic Post and Tendon

Advisor : Professor In-Won Lee

by

Jun-Sik Ha

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

점탄성 기둥과 긴장재를 이용한 교량의 진동제어

하 준 식

위 논문은 한국과학기술원 석사학위논문으로 학위논문 심사위원회에서 심사 통과하였음.

2002 년 **12** 월 **23** 일

심사 위원장 이 인 원

심 사 위 원 윤 정 방

심 사 위 원 곽 효 경

MCE 20013630

하 준식. Jun-Sik Ha. Vibration Control of Bridges using Visco-elastic Post and Tendon. 점탄성 기둥과 긴장재를 이용한 교량의 진동제어. Department of Civil and Environmental Engineering. 2003. 46p. Advisor: Professor In-Won Lee

ABSTRACT

This paper presents a new passive vibration control system for reducing excessive traffic-induced vibration of bridges. The proposed system is developed by combining merits of king-post and tuned mass damper mechanism. The king-post mechanism that increases the stiffness of the bridge is used to reduce transient response of bridges when vehicles are on the bridge and the tuned mass damper mechanism that absorbs vibration energy is used to reduce steady state response after vehicles cross the bridge. To verify the performance of the proposed system, a numerical simulation conducted on the existing bridge undergoing vibration problems due to moving vehicles. The simulation results show that the maximum displacement and acceleration at mid-span are more efficiently diminished than king-post or tuned mass damper alone. Therefore, the proposed system can be used to improve the serviceability and the structural safety of bridges under serious traffic-induced vibration.

목 차

ABSTRACT ………………………………………………………………………………….. i
목차 ………………………………………………………………………………………….. ii
그림 및 표 목록 ……………………………………………………………………………… iv

제 1 장 서론 ……………………………………………………………………………….... 1
1.1 연구 배경 ……………………………………………………………………..…. 1
1.2 기존 연구 ………………………………………………………………………… 2
1.3 연구 목적 및 범위 ……………………………………………………………… 4

제 2 장 제안 장치의 수치해석 모델 및 운동방정식 ……………………………………. 5
2.1 교량-진동제어 장치의 수치해석 모델 ..……………………………………… 5
2.2 진동제어 장치의 평형 및 운동방정식 …………...…………………………… 7
2.3 일반적인 교량의 운동방정식 …………...……………………………………… 10
2.3.1 자유진동해석 …………………………………………..……………… 10
2.3.2 동적응답 ……….……………………………………….……………… 15

제 3 장 수치 해석 ……………………………………………………………………….... 23
3.1 교량의 제원 및 차량하중 ……………………………………………………… 23
3.1.1 교량의 제원 ………….……………………………….……………… 23
3.1.2 차량 하중 ………….……………………………….………………… 25
3.2 차량의 속도 ……………………………………………………………………... 28
3.3 진동제어 장치의 제원 ……………………....…………………………………… 30
3.3.1 긴장재의 물성치 …….……………………………..…………………… 30
3.3.2 감쇠 장치 및 스프링의 최적값의 결정 ….……………………… 31

3.4 결과 해석 ……..…………………..………..……………………………… 34
3.4.1 비제어시 교량의 응답 ..………………….…………………………. 34
3.4.2 King-Post Mechanism 설치 시 교량의 응답 ……………..……. 36
3.4.3 TMD 설치 시 교량의 응답 ………………………..…….……. 38
3.4.4 제안된 진동제어 장치 설치 시 교량의 응답 ………………. 40
3.4.5 교량 중앙부의 응답의 비교 ……………………..…….……. 42

제 4 장 결론 ………………………………………………..……………...………… 45
참고 문헌 ………………………………………………………………………………. 46

그림 및 표 목록

그림 [1] 제안 된 수동형 진동제어장치가 설치 된 교량의 개략도 ………………… 5
그림 [2] 교량 및 제안 된 수동형 진동제어장치의 모델링 ……………………..…..... 6
그림 [3] 진동제어장치의 자유물체도 ……………………………………………..…..…. 7
그림 [4] 교량에 작용하는 하중 ……………………..………………..…………………...… 18
그림 [5] 금호대교 ……………………………………..………………..…………………...… 23
그림 [6] 단경간 교량의 단면 ……………………………………..…………………...… 24
그림 [7] DB 하중 …………………………..…………………………..……………………… 25
그림 [8] 교량에 가장 불리한 응력을 주도록 차량 하중을 재하한 경우 ………….. 26
그림 [9] 보에 발생되는 반력의 영향선 …………...…………….…………….……….. 27
그림 [10] 차량 속도와 최대변위의 관계(ADINA) ………...……………….……….………. 28
그림 [11] 차량 속도와 최대가속도의 관계(ADINA) …....……………………..……… 28
그림 [12] 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 변위의 감소효과 ………………….. 32
그림 [13] 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 가속도의 감소효과 …...………….... 32
그림 [14] 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 성능함수(*J*) …...…………….…..... 33
그림 [15] 비제어시 교량 중앙부의 변위 ………………..……….………….………. 34
그림 [16] 비제어시 교량 중앙부의 가속도 …..……………..……….……….………. 35
그림 [17] 비제어시와 King-Post 를 설치하였을 경우 변위의 비교 ...……………….…… 36
그림 [18] 비제어시와 King-Post 를 설치하였을 경우 가속도의 비교 ..…….…….…. 36
그림 [19] 비제어시와 TMD 를 설치하였을 경우 변위의 비교 ...………….………..…. 38
그림 [20] 비제어시와 TMD 를 설치하였을 경우 가속도의 비교 ...…………………… 39
그림 [21] 비제어시와 제안 된 진동제어 장치를 설치하였을 경우 변위의 비교 ….. 40
그림 [22] 비제어시와 제안 된 진동제어 장치를 설치하였을 경우 가속도의 비교 ... 41
그림 [23] 변위 감소 효과의 비교 ……………………………………………….………… 42
그림 [24] 가속도 감소 효과의 비교 ...………….……………….………….…..…… 43

표 [1] 교량 단면의 물성치 ………………………………………………………………….. 24
표 [2] DB 하중 ……………………………………………………………………………… 26
표 [3] 긴장재의 물성치 …………………………………………………………………… 30
표 [4] 교량 중앙부의 응답 감소량 비교 ………………………………………………….. 43

제 1 장 서론

1.1 연구 배경

최근 물류증가에 따라 운송수단이 점차 고속화, 대형화 되어가는 반면 새로운 설계 및 시공기술의 발달로 유연하고 경량화 된 교량은 오히려 증가하고 있다. 이로 인해 교량은 차량과 같은 이동하중에 더욱 취약해져 안정성과 사용성에 문제가 발생하는 경우가 늘어가고 있으며 특히 사용성에 있어서 교량을 이용하는 통행자 즉, 운전자, 승객 및 보행자들이 진동에 대한 불안감을 호소하는 사례가 빈번히 발생하고 있다.

이동하중과 같은 동적하중이 교량에 작용할 때 정적하중과 다른 점은 동일한 크기의 정적하중에 의한 효과를 교량의 특성에 따라 증폭시키는 점과 진동을 발생시키는 점이다. 이동하중에 의한 증폭효과는 교량에 과다한 처짐과 최대응력을 발생시키고 이는 교량의 진동과 결합하여 안정성과 사용성의 문제, 즉 최대응력이 반복적으로 작용하는 경우에 해당하는 피로파괴의 문제와 과다한 처짐이 반복적으로 발생하는 경우에 통행자가 느끼는 불안감의 문제를 야기시킨다. 따라서, 신설될 교량 및 이미 시공된 교량을 대상으로 이러한 이동하중이 작용 할 때 과다한 처짐, 최대응력 및 진동을 효과적으로 감소시켜 안정성과 사용성을 동시에 확보할 수 있는 방법이 절실한 실정이나 이와 관련된 연구는 그 중요성과 달리 아직 미진한 상태이므로 이에 대한 연구가 필요하다.

1.2 기존 연구

이동 하중이 작용하는 교량의 진동을 저감하기 위한 방법은 크게 노면의 평탄화나 조인트 제거 같은 일부 진동원에 대한 대책을 제시하는 방법과 교량의 구조단면을 증가 시켜서 교량의 안전성을 확보하려는 방법 및 교량의 충격•진동을 흡수하거나 감쇠하는 진동제어 장치를 추가로 설치하는 방법이 있다. 첫 번째 방법은 비용에 비하여 진동감소율이 미미하여 비효율적이고 두 번째 방법은 기존 교량의 경우 구조단면의 증가가 어렵다는 단점이 있다. 세 번째 방법은 기존 교량과 신설 교량 모두 적용 가능하고 효과적인 진동제어가 가능하다는 장점이 있다.

구조물의 응답을 감소시키기 위하여 사용하는 진동제어 장치는 크게 수동형(Passive type)과 능동형(Active type) 및 반능동형(Semi-active type)으로 나눌 수 있다. 수동형 진동제어 장치는 구조물의 진동에너지를 감소시키는 장치로 수명이 영구적이며 설치 및 유지관리가 편리하고 외부 동력이 필요치 않다는 장점이 있다. 능동형 진동제어 장치의 경우는 상대적으로 거대한 교량을 제어하기 위해 큰 전원이 필요하고 지속적인 유지 관리를 해주어야 하는 문제점이 있고 반능동 제어장치의 경우는 능동형 진동제어 장치에 비해 소규모 전원으로 작동이 가능하지만 역시 계속적인 유지관리가 필요하다는 문제로 인해 실제 적용되기가 힘들다. 따라서 수동형 진동제어 장치를 중심으로 진동 응답을 억제하거나 감소시키려는 방법들이 제시되어 왔는데 국내에서는 TMD 를 이용한 교량의 진동제어를 권호철(1998)[1]이 제안 하였고 휨 제어 장치를 이용한 교량의 진동 제어를 권순덕(1999)[2]이 시도하였다. 기존의 수동형 진동제어 장치 중 TMD 의 경우는 교량의 응답 중 동적인 응답을 감소하는 효과는 좋지만 차량에 의한 정적 변위의 감소효과가 미미하다는 단점이 있다. 또한 휨 제어 장치를 이용한 교량의 진동제어의 경우는 수직 변형보다 크기가 작은 휨 변형을 사용하였기 때문에 진동 제어 효과가 충분하지 못하다는 단점이 있다.

따라서 이러한 기술장치의 단점을 개선하고 특히 진동감소 효과가 뛰어난 진동제어 장치의 개발은 시급한 사항이며 또한 기존의 사용성 측면이 고려되지 않은 교량에도 설치가 편리하며 사용성을 개선할 수 있는 효율적인 진동제어장치의 개발이 필요하다.

1.3 연구 목적 및 범위

본 연구의 목적은 기존의 TMD 와 King-post Mechanism 을 결합하여 이동하중을 받는 교량의 진동을 저감하는 수동형 진동제어장치를 개발하는 것이다. 이를 위해, 기존의 TMD 와 King-post Mechanism 을 결합한 새로운 수동형 진동제어 장치를 제안하였고 장치의 효율성과 적용성을 수치예제를 통해 검증하였다. 본 제안 장치는 King-post Mechanism 의 정적 변위를 제어하는 효과와 TMD 의 동적 응답을 제어하는 효과를 모두 가지며 휨 변형을 이용한 진동제어 장치보다 더 큰 진동제어 효과를 얻기 위해서 처짐의 크기가 큰 수직 변형을 진동 저감에 직접 이용하였다. 해석에 사용한 교량은 1 등급 교량으로 사용하중은 DB-24 를 사용하였다. 제안 된 수동형 진동제어장치는 교량의 응답이 최대가 되는 부분에 설치하였으며 기둥 부분의 점성계수(Damping Coefficient)와 스프링계수(Spring Constant)의 값은 Pareto optimization technique 을 사용하여 교량 응답의 진동제어 효과를 최대로 하는 값을 사용하였다. 모드중첩법에 의해 진동제어 장치를 설치 전•후에 해당하는 운동방정식을 유도하였고 해를 구하기 위하여 $t + \Delta t$ 시간에서의 평형방정식으로부터 거동을 구하는 Newmark β방법의 평균가속도법(Average-acceleration Method)을 사용하였다. 변위의 경우는 첫번째 모드가 지배적이므로 첫번째 모드만으로도 충분히 정확한 값을 얻을 수 있지만 변위와 가속도 모두 충분히 정확한 결과를 얻기 위하여 총 5 개의 모드를 고려하여 해석을 수행하였으며 처짐이 가장 크게 발생하는 주보의 중앙부에서 제어 전과 제어 후의 가속도와 변위를 비교하였다.

제 2 장 제안 장치의 수치해석 모델 및 운동방정식

2.1 교량-진동제어장치의 수치해석 모델

교량에 제안 된 수동형 진동제어장치를 설치 했을 때의 기본적 개념은 그림 [1]과 같다.

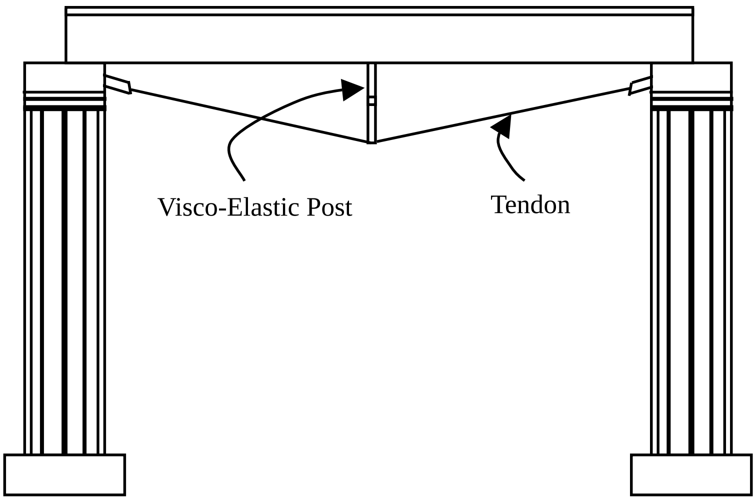


그림 [1]. 제안 된 수동형 진동제어장치가 설치 된 교량의 개략도

탄성체와 점탄성 물질을 이용하여 진동을 제어하도록 고안하였으며 탄성체는 설치가 간단한 스프링을 사용하였다. 본 장치는 교량상판의 진동을 전달받아 탄성체와 점탄성 물질이 에너지를 소산·흡수하여 진동을 저감하는 효과를 발생시킨다.

그림 [2]는 진동제어장치를 설치한 교량의 진동해석을 위한 모델의 개략도이다. 교량은 양단 단순 지지 된 보로 모델링을 하였다. 수동형 진동제어 장치를 고정하기 위하여 King-Post Mechanism 의 개념을 적용 해 긴장재(Cable)를 이용하여 진동 제어장치를 고정하였다. 긴장재를 인장하여 탄성체와 점탄성 물질이 교량 상판의 처짐에 의해 발생하는 힘을 지지할 수 있도록 하였다.

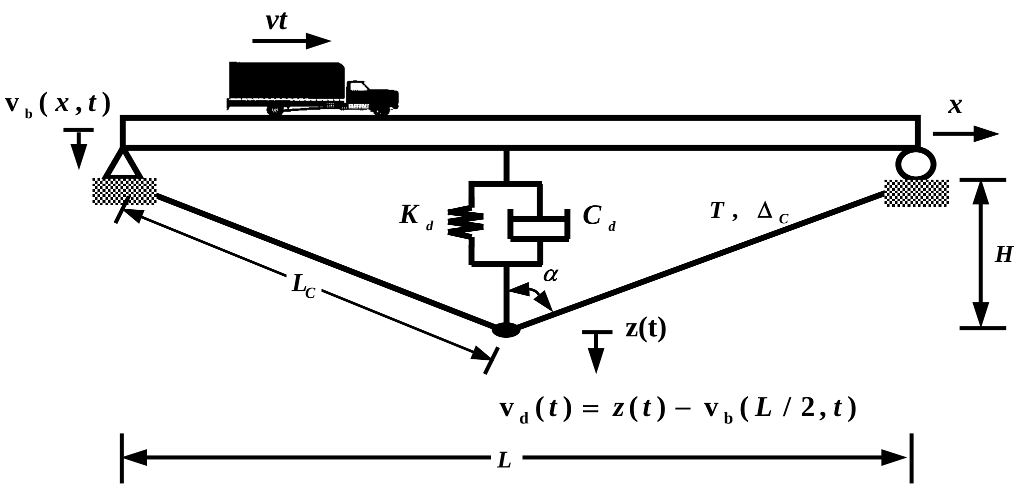


그림 [2]. 교량 및 제안 된 수동형 진동제어장치의 모델링

2.2 진동제어 장치의 평형 및 운동방정식

제안 된 진동 제어 장치와 교량 간의 힘의 평형을 나타내면 다음 그림과 같다.

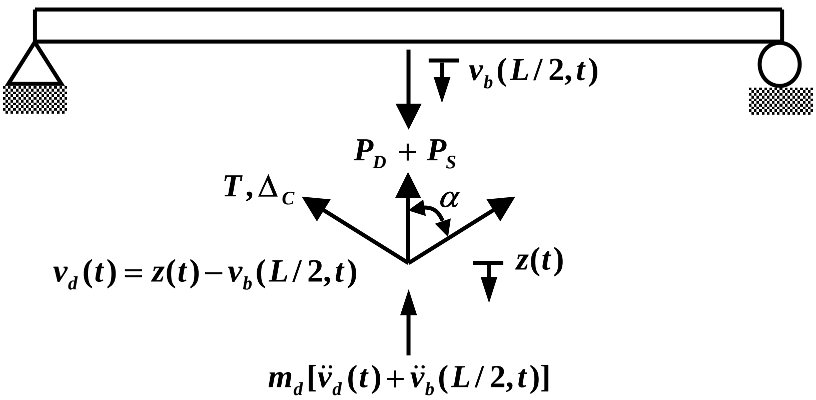


그림 [3]. 진동제어장치의 자유물체도

여기서 **T** 는 긴장재에 작용하는 장력을, P_D, P_S 는 각각 감쇠장치와 스프링에 의해 발생하는 힘을, **M** 은 긴장재의 질량을 양단에 **1/2** 씩 영향을 주는 집중 질량으로 고려하였으며 α 는 긴장재와 **Post** 의 사잇각이다. $v_b(L/2,t)$ 는 교량 중앙부의 수직 변위이고 $z(t)$ 는 긴장재의 집중하중의 수직변위로 두가지 모두 절대좌표이다. $v_d(t)$ 는 긴장재의 집중하중의 수직변위를 상대좌표로 나타낸 것이다. 힘의 평형 조건으로부터 긴장재 의 장력 **T** 는 다음과 같다.

$$T = -\frac{P_D + P_S + m_d(\ddot{v}_d(t) + \ddot{v}_b(L/2,t))}{2\cos\alpha} \quad \textbf{(2-1)}$$

긴장재의 길이 변화(Δ_C)는 다음과 같이 케이블에 작용하는 장력과 긴장재의 물성치로 나타낼 수 있다.

$$\Delta_C = \frac{TL_C}{E_C A_C} \tag{2-2}$$

여기서 E_C는 긴장재의 탄성계수이고 A_C는 긴장재의 단면적이다. 또한 L_C는 긴장재의 길이로써 그림 [2]로부터 제안 장치의 설치높이 H에 관한 식으로 나타낼 수 있다.

$$\Delta_C = -\frac{[P_D + P_S + m_d(\ddot{v}_d(t) + \ddot{v}_b(L/2,t))]H}{2E_C A_C \cos^2\alpha} \tag{2-3}$$

그러므로 진동제어 장치와 긴장재의 연결 부분의 응답은 다음과 같이 긴장재의 길이 변화에 관한 식으로 나타낼 수 있다.

$$v_d(t) + v_b(L/2,t) = \frac{\Delta_C}{\cos\alpha} \tag{2-4}$$

여기서 식 (2-3)을 대입하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$v_d(t)+v_b(L/2,t)=-\frac{[P_D+P_S+m_d(\ddot{v}_d(t)+\ddot{v}_b(L/2,t))]H}{2E_C A_C\cos^3\alpha} \tag{2-5}$$

식 (2-5)를 변형하면 다음과 같다.

$$m_d(\ddot{v}_d(t)+\ddot{v}_b(t))+P_D+P_S+\frac{2E_C A_C\cos^3\alpha}{H}\{v_d(t)+v_b(L/2,t)\}=0 \tag{2-6}$$

여기서 탄성체와 점성체에 의해 발생하는 힘은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} P_D &= C_d\cdot\dot{v}_d(t) \\ P_S &= K_d\cdot v_d(t) \end{aligned} \tag{2-7}$$

그러므로 식 (2-6)과 식 (2-7)로부터 얻어지는 집중질량 m_d 의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} &m_d\ddot{v}_b(L/2,t)+\frac{2E_C A_C\cos^3\alpha}{H}v_b(L/2,t) \\ &\quad +m_d\ddot{v}_d(t)+C_d\dot{v}_d(t)+\left(K_d+\frac{2E_C A_C\cos^3\alpha}{H}\right)v_d(t)=0 \end{aligned} \tag{2-8}$$

2.3 일반적인 교량의 운동방정식[3]

2.3.1 자유진동해석

종방향 진동을 하는 **Bernoulli-Euler** 보의 자유 진동에 관한 운동방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 \mathrm{v}(x,t)}{\partial x^2}\right)+\rho A\frac{\partial^2 \mathrm{v}(x,t)}{\partial t^2}=0 \qquad \textbf{(2-9)}$$

식 (2-9)에서 ρ 는 교량의 밀도이며 A 는 교량의 단면적, E 는 교량의 탄성계수, I 는 교량의 단면 2 차 모멘트를 나타낸다. 여기서 보의 운동을 조화운동이라고 가정하면 변위 $\mathrm{v}(x,t)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\mathrm{v}(x,t)=\phi(x)\cos(\omega t-\alpha) \qquad \textbf{(2-10)}$$

이 식을 식 (2-9)에 대입하면 다음을 얻을 수 있다.

$$\frac{d^4\phi}{dx^4}+\lambda^4\phi=0 \qquad \textbf{(2-11)}$$

여기서

$$\lambda^4=\frac{\rho A\omega^2}{EI} \qquad \textbf{(2-12)}$$

식 (2-11)의 미분방정식의 해를 구하면 **mode shape** ϕ 는 다음과 같다.

$$\phi(x) = C_1 \sinh \lambda x + C_2 \cosh \lambda x + C_3 \sin \lambda x + C_4 \cos \lambda x \tag{2-13}$$

여기서 C_1, C_2, C_3 와 C_4 는 단순보의 경계 조건으로부터 구할 수 있으며 교량이 양단 단순지지 보인 경우 다음의 경계조건을 만족해야 한다.

$$\begin{aligned} &\phi(0) = 0 \\ &\left.\frac{d^2\phi}{dx^2}\right|_{x=0} = 0 \\ &\phi(L) = 0 \\ &\left.\frac{d^2\phi}{dx^2}\right|_{x=L} = 0 \end{aligned} \tag{2-14}$$

식 (2-14)의 경계조건은 $x = 0$, L 인 점의 처짐이 0 이고 모멘트가 0 임을 의미한다. 또한 식 (2-13)에 위 식 (2-14)의 경계조건을 대입하기 위해 식 (2-13)을 x 에 대해 두번 미분하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} = \lambda^2 (C_1 \sinh \lambda x + C_2 \cosh \lambda x - C_3 \sin \lambda x - C_4 \cos \lambda x) \tag{2-15}$$

x=0 인 지점에서 경계조건을 이용하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} & C_2 + C_4 = 0 \\ & \lambda^2 (C_2 - C_4) = 0 \end{aligned} \tag{2-16}$$

그러므로 $C_2 = C_4 = 0$ 이 된다. 나머지 경계조건을 이용하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} C_1 \sinh \lambda L + C_3 \sin \lambda L = 0 \\ \lambda^2 (C_1 \sinh \lambda L - C_3 \sin \lambda L) = 0 \end{aligned} \tag{2-17}$$

식 (2-17)은 C_1 과 C_3 에 관한 선형 대수 방정식이다. 이 식은 오직 다음의 조건을 만족할 때만 유용해(nontrivial solution)가 존재하게 된다.

$$\begin{vmatrix} \sinh \lambda L & \sin \lambda L \\ \lambda^2 \sinh \lambda L & -\lambda^2 \sin \lambda L \end{vmatrix} = 0 \tag{2-18}$$

식 (2-18)을 정리하면

$$-2\lambda^2 \sinh \lambda L \sin \lambda L = 0 \tag{2-19}$$

$$\sinh \lambda L \sin \lambda L = 0 \tag{2-20}$$

식 (2-20)에서 $\sinh \lambda L = 0$ 이려면 $\lambda L = 0$ 이어야만 한다. 하지만 $L \neq 0$ 이므로 $\lambda = 0$ 이 되고 이는 무용해(trivial solution)이다. 그러므로 식 (2-20)의 유용해는 다음의 조건으로 부터 얻어진다.

$$\sin \lambda L = 0 \tag{2-21}$$

식 (2-21)을 특성 방정식이라고 한다. 식 (2-21)을 식 (2-17)에 대입하면 다음과 같은 계수 값을 구할 수 있다.

$$C_1 = 0 \tag{2-22}$$

$$C_1 = C_2 = C_4 = 0 \tag{2-23}$$

식 (2-22)와 식 (2-23)을 식 (2-13)에 대입하면 최종적으로 구해지는 **mode shape** ϕ는 다음과 같다.

$$\phi(x) = C \sin \lambda x \tag{2-24}$$

여기서 **C** 는 임의의 계수이고 고유치 λ_i 는 식 (2-21)로부터 다음과 같이 결정된다.

$$\begin{gathered} \lambda_1 L = \pi \\ \lambda_2 L = 2\pi \\ \vdots \\ \lambda_n L = n\pi \end{gathered} \tag{2-25}$$

또한 교량의 고유 진동수 ω_i는 식 (2-12)로부터 구할 수 있다.

$$\omega_i = \left(\frac{i\pi}{L}\right)^2 \left(\frac{EI}{\rho A}\right)^{1/2}, \quad i = 1,2,\ldots \tag{2-26}$$

식 (2-25)를 식 (2-24)에 대입하면 교량의 **mode shape** ϕ는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi_i(x) = C\sin\left(\frac{i\pi x}{L}\right), \quad i = 1,2,\ldots \tag{2-27}$$

2.3.2 동적응답

본 절은 2.2.1 의 자유진동 해석결과를 이용하여 교량의 동적응답을 구하는 과정을 다루고 있다. 균일한 물성을 가지는 단순 지지보의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\rho A \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} + C \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} + EI \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} = f(x,t) \quad (2\text{-}28)$$

식 (2-28)에서 ρ, C, K 는 각각 교량의 밀도, 감쇠, 강성이며 A 는 교량의 단면적, E 는 탄성계수, I 는 단면 2 차 모멘트를 나타내며 $f(x,t)$ 는 교량에 작용하는 하중을 나타낸다. 모드중첩법을 이용하면 수직변위 $v(x,t)$ 는 앞 절에서 구한 자유모드 형상인 $\phi(x)$ 과 일반화 좌표계의 변위 $q(t)$ 의 곱으로 표현할 수 있다.

$$v(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i(x) \cdot q_i(t) \quad (2\text{-}29)$$

식 (2-27)을 식(2-29)에 대입하면 다음과 같은 운동 방정식을 얻을 수 있다.

$$\rho A \sum_{i=1}^{\infty} \phi_r(x) \ddot{q}_r(t) + C \sum_{i=1}^{\infty} \phi_r(x) \dot{q}_r(t) + EI \sum_{i=1}^{\infty} \phi_r''''(x) q_r(t) = f(x,t) \quad (2\text{-}30)$$

양변에 $\phi_s(s \neq r)$ 를 곱하면

$$\rho A\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r(x)\ddot{q}_r(t)+C\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r(x)\dot{q}_r(t) + EI\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r''''(x)q_r(t)=\phi_s(x)f(x,t) \tag{2-31}$$

식 (2-31)을 교량의 길이방향으로 적분하면

$$\int_0^L \rho A\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r(x)\ddot{q}_r(t)dx+\int_0^L C\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r(x)\dot{q}_r(t)dx + \int_0^L EI\phi_s(x)\sum_{i=1}^{\infty}\phi_r''''(x)q_r(t)dx=\int_0^L \phi_s(x)f(x,t)dx \tag{2-32}$$

모우드의 직교 조건은 다음과 같다.

$$\int_0^L \rho A\phi_s\phi_r dx = 0,\quad s\neq r \tag{2-33}$$

$$\int_0^L \phi_s\frac{d^2}{dx^2}\left[EI\frac{d^2\phi_r}{dx^2}\right]dx = 0,\quad s\neq r \tag{2-34}$$

$$\int_0^L \phi_s\frac{d^2}{dx^2}\left[EI\frac{d^2\phi_s}{dx^2}\right]dx = \omega_s^2\int_0^L \rho A\phi_s^2 dx \tag{2-35}$$

식 (2-33), (2-34)와 식 (2-35)를 식 (2-32)에 대입하면 일반적인 교량의 운동방

정식을 구할 수 있다.

$$\int_0^L \rho A\phi_i^2(x)dx\ddot{q}_i(t) + C\int_0^L \phi_i^2(x)dx\dot{q}_i(t) + \omega_i^2\int_0^L \rho A\phi_i^2(x)dxq_i(t) = \int_0^L \phi_i(x)f(x,t)dx \quad (i=1,2,\ldots) \tag{2-36}$$

식 (2-36)의 양변을 $\int_0^L \rho A\phi_i^2(x)dx$ 으로 나누어 주고 식 (2-22)의 모드 형상 $\phi_i(x)$ 를 대입하면 식 (2-28)은 일반화 좌표계의 변위 $q_i(t)$ 에 관한 식으로 나타낼 수 있다.

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = \frac{\int_0^L \sin\frac{i\pi x}{L} f(x,t)dx}{\int_0^L \rho A\left(\sin\frac{i\pi x}{L}\right)^2 dx} \quad (i=1,2,\ldots) \tag{2-37}$$

식 (2-37)의 오른쪽 항의 분모는 다음과 같다.

$$\int_0^L \rho A\left(\sin\frac{i\pi x}{L}\right)^2 dx = \frac{\rho AL}{2} \tag{2-38}$$

차량과 제안장치에 의한 하중 $f(x,t)$ 는 그림 [4]로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f(x,t) = P_w \cdot \delta(x - vt) + f_C \cdot \delta(x - L/2) \tag{2-39}$$

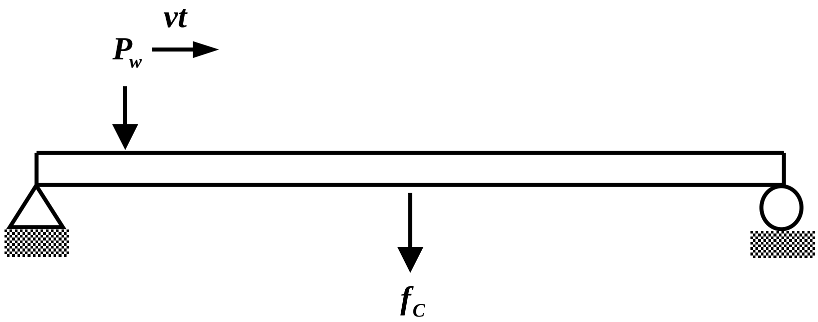


그림 [4]. 교량에 작용하는 하중

여기서 P_w 는 차량 하중으로 임의의 시간 t 에 vt 라는 위치에 존재하고 v 는 차량의 이동속도를 의미하며 f_C 는 진동제어 장치에 의해 교량에 작용하는 하중으로 식 (2-7)을 이용하면 다음식과 같다.

$$f_C = P_D + P_S = C_d \dot{v}_d(t) + K_d v_d(t) \tag{2-40}$$

식 (2-39)와 식 (2-40)을 이용하면 식 (2-37)의 오른쪽 항의 분자는 다음과 같다.

$$\int_0^L [f(x,t)\sin\frac{i\pi x}{L}]dx = P_w \sin\frac{i\pi vt}{L} + [C_d \dot{v}_d(t) + K_d v_d(t)] \cdot \sin\frac{i\pi}{2} \tag{2-41}$$

위 식 (2-41)을 이용하여 식 (2-37)을 다시 정리하면 교량의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}&\ddot{q}_i(t)+2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t)+\omega_i^2 q_i(t)\\&=\frac{2}{\rho AL}\left[P_w\sin\frac{i\pi vt}{L}+\{C_d\dot{v}_d(t)+K_d v_d(t)\}\cdot\sin\frac{i\pi}{2}\right]\quad(i=1,2,\ldots)\end{aligned}\tag{2-42}$$

식 (2-42)를 오른쪽에 차량 하중에 의한 하중 항을 왼쪽에는 교량과 진동제어 장치의 하중으로 정리하면 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned}&\ddot{q}_i(t)+2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t)+\omega_i^2 q_i(t)\\&-\frac{2C_d}{\rho AL}\sin\frac{i\pi}{2}\dot{v}_d(t)-\frac{2K_d}{\rho AL}\sin\frac{i\pi}{2}v_d(t)=\frac{2P_w}{\rho AL}\sin\frac{i\pi vt}{L}\quad(i=1,2,\ldots)\end{aligned}\tag{2-43}$$

여기에 진동제어 장치의 집중질량 m_d 의 운동방정식을 이용하여 진동제어 장치와 진동제어 장치가 설치된 교량의 최종적인 운동방정식을 구할 수 있으며 2.2 절에서 유도한 진동제어 장치의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}&m_d\ddot{v}_b(L/2,t)+\frac{2E_C A_C\cos^3\alpha}{H}v_b(L/2,t)\\&+m_d\ddot{v}_d(t)+C_d\dot{v}_d(t)+\left\{K_d+\frac{2E_C A_C\cos^3\alpha}{H}\right\}v_d(t)=0\end{aligned}\tag{2-44}$$

식 (2-43)와 (2-44)을 정리하면 다음과 같은 교량-진동제어 장치의 운동방정식을 구할 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{11} & \boldsymbol{M}_{12} \\ \boldsymbol{M}_{21} & \boldsymbol{M}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{Q}} \\ \ddot{\boldsymbol{v}}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{11} & \boldsymbol{C}_{12} \\ \boldsymbol{C}_{21} & \boldsymbol{C}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{Q}} \\ \dot{\boldsymbol{v}}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{11} & \boldsymbol{K}_{12} \\ \boldsymbol{K}_{21} & \boldsymbol{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{Q} \\ \boldsymbol{v}_d \end{Bmatrix} = \frac{2\boldsymbol{P}_w}{\rho \boldsymbol{AL}} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{U} \\ \boldsymbol{0} \end{Bmatrix} \tag{2-45}$$

교량의 응답의 일반화 좌표를 나타내는 $\boldsymbol{Q}$ 는 다음과 같다.

$$\boldsymbol{Q} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{q}_1 \\ \boldsymbol{q}_2 \\ \vdots \\ \boldsymbol{q}_n \end{Bmatrix}_{n\times 1} \tag{2-46}$$

여기서 n 은 해석 시에 고려한 모드의 개수이다. 또한 운동방정식의 질량, 감쇠, 탄성 행렬은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}_{11} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & 1 & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & 0 & 1 \end{bmatrix}_{n\times n} \\ \boldsymbol{M}_{12} &= \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}_{n\times 1} \\ \boldsymbol{M}_{21} &= \boldsymbol{m}_d \begin{bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} & \sin\frac{2\pi}{2} & \cdots & \sin\frac{n\pi}{2} \end{bmatrix}_{1\times n} \\ \boldsymbol{M}_{22} &= \begin{bmatrix} \boldsymbol{m}_d \end{bmatrix}_{1\times 1} \end{aligned} \tag{2-47}$$

$$\mathbf{C}_{11} = \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_1 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & 2\xi_2\omega_2 & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & 0 & 2\xi_n\omega_n \end{bmatrix}_{n\times n}$$

$$\mathbf{C}_{12} = \frac{-2C_d}{\rho AL}\begin{bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} \\ \sin\frac{2\pi}{2} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi}{2} \end{bmatrix}_{n\times 1} \tag{2-48}$$

$$\mathbf{C}_{21} = \begin{bmatrix} 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix}_{1\times n}$$

$$\mathbf{C}_{22} = \begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{1\times 1}$$

$$\mathbf{K}_{11} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & \omega_2^2 & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix}_{n\times n}$$

$$\mathbf{K}_{12} = \frac{-2K_d}{\rho AL}\begin{bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} \\ \sin\frac{2\pi}{2} \\ \vdots \\ \sin\frac{n\pi}{2} \end{bmatrix}_{n\times 1} \tag{2-49}$$

$$\mathbf{K}_{21} = \frac{2E_C A_C \cos^3\alpha}{H}\begin{bmatrix} \sin\frac{\pi}{2} & \sin\frac{2\pi}{2} & \cdots & \sin\frac{n\pi}{2} \end{bmatrix}_{n\times 1}$$

$$\mathbf{K}_{22} = \begin{bmatrix} K_d + \frac{2E_C A_C \cos^3\alpha}{H} \end{bmatrix}_{1\times 1}$$

하중 행렬 $\boldsymbol{U}$ 는 다음과 같다.

$$\boldsymbol{U} = \begin{Bmatrix} \sin\dfrac{\pi v t}{L} \\ \sin\dfrac{2\pi v t}{L} \\ \vdots \\ \sin\dfrac{n\pi v t}{L} \end{Bmatrix}_{n\times 1} \tag{2-50}$$

제 3 장 수치 해석

3.1 교량의 제원 및 차량하중

3.1.1 교량의 제원

해석 대상 단경간 교량은 현재 진동 문제로 민원이 제기 되고 있는 경부고속도로 서울-서대구 구간 내의 금호대교를 선택하였다. 금호대교의 평면도는 그림[5]와 같고 여러 경간 중에 특히 진동이 심하게 관측 된 S-7(b)구간을 선택하여 해석하였다. 이 구간은 경간 42(m)이고 주보는 단면이 P.C. Beam 으로 지간을 따라 단면크기와 Tendon 의 개수 및 위치가 변하는 불균일 단면으로써 단면이 변화는 위치와 이 단면에서의 단면 계수는 그림 [6] 및 표 [1]와 같다.

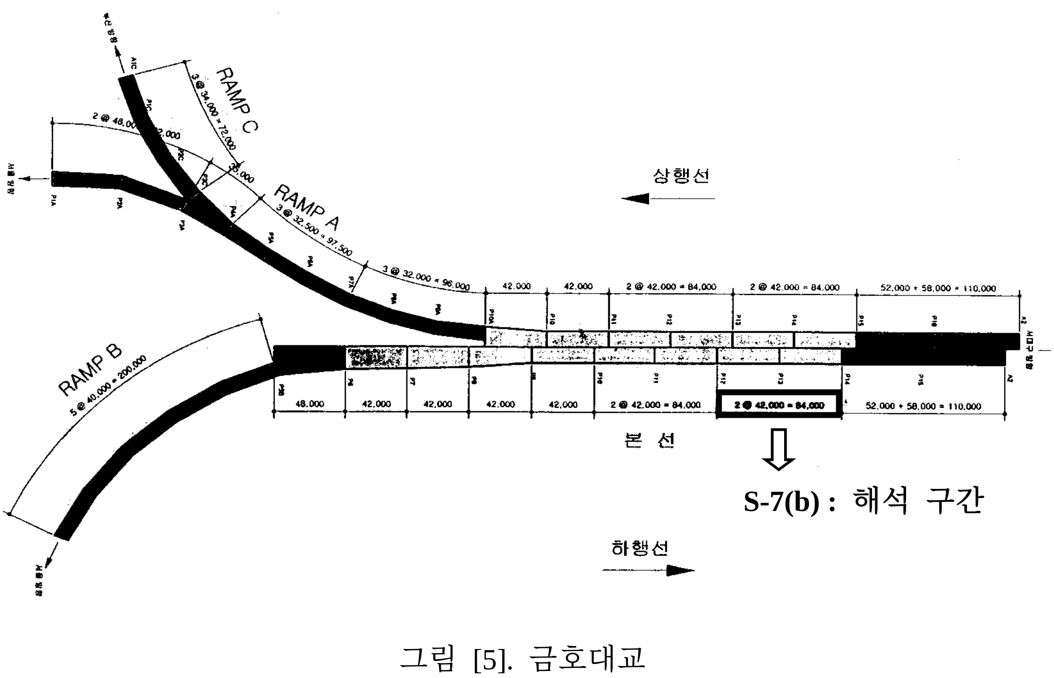


그림 [5]. 금호대교

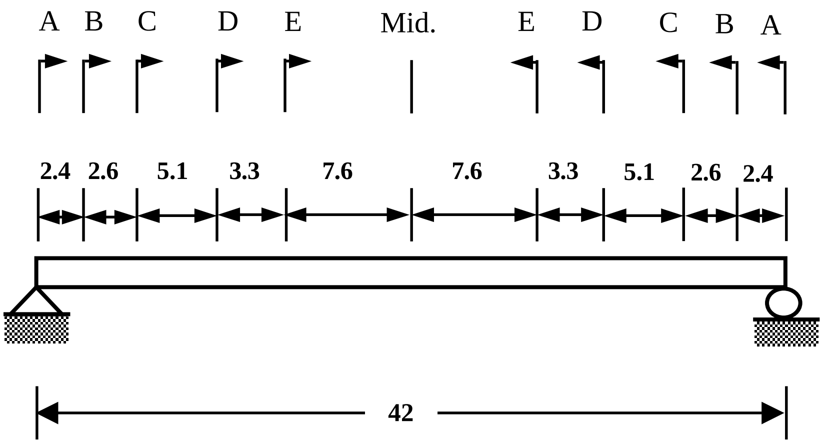


그림 [6]. 단경간 교량의 단면 (단위: m)

표 [1]. 교량 단면의 물성치

	단위 길이 당 질량	휨 강 성
	$\rho A\ (kg/m)$	$EI\ (N \cdot m^2)$
A	**612.17**	$\mathbf{2.0874 \times 10^9}$
B	**629.05**	$\mathbf{2.6901 \times 10^9}$
C	**645.84**	$\mathbf{3.2928 \times 10^9}$
D	**635.78**	$\mathbf{4.1748 \times 10^9}$
E	**656.03**	$\mathbf{4.4982 \times 10^9}$
Mid.	**674.53**	$\mathbf{5.0862 \times 10^9}$

3.1.2 차량 하중

차량 하중 $\boldsymbol{P_w}$ 는 도로교설계기준을 참조하여 결정하였으며 그 상세는 그림 [7]과 표 [2]와 같다.[4]

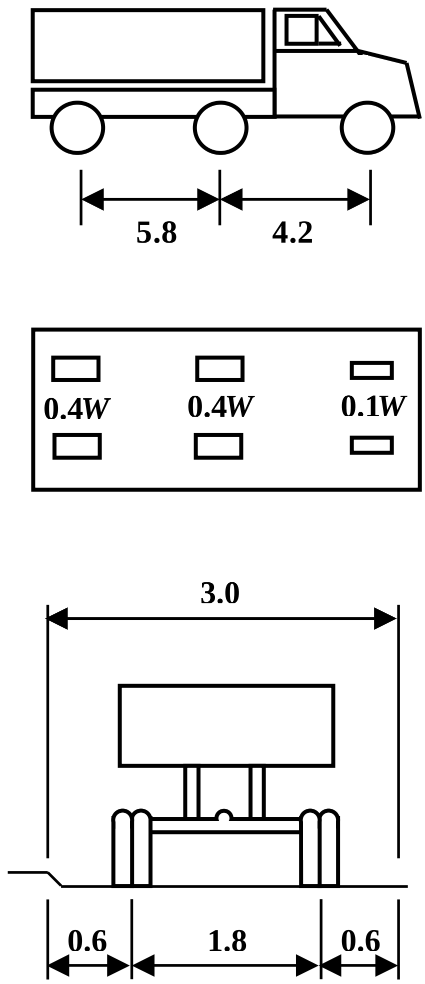


그림 [7]. DB 하중 (단위: m)

표 [2]. DB 하중

교량 등급	하 중 W(tonf)	총 중 량 1.8W(tonf)	전륜 하중 0.1W(kgf)	후륜 하중 0.4W(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

교량에 차량 하중을 재하 할 때 그림 [8]과 같이 보의 윗부분에 바퀴의 한쪽 부분인 하중을 재하하고 나머지 한쪽의 차량하중은 그림 [9]와 같이 영향선의 크기에 하중을 곱한 부분이 보에 영향을 주는 것으로 고려하였다.

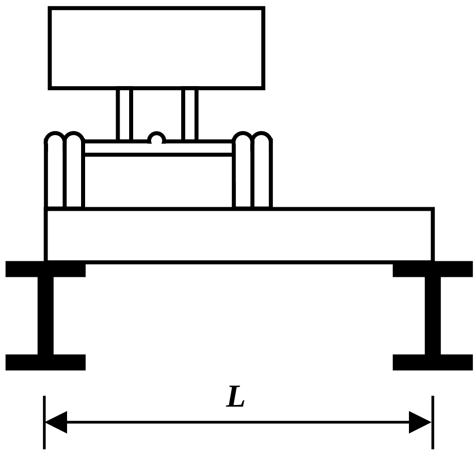
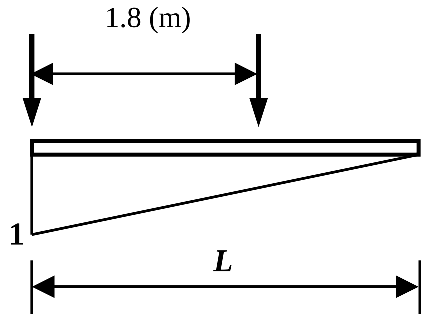


그림 [8]. 교량에 가장 불리한 응력을 주도록 차량 하중을 재하한 경우



그림[9]. 보에 발생되는 반력의 영향선

교량에 가장 불리한 응력을 주는 경우의 차량 하중의 크기는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} P_w = {} & 0.1W(1+\frac{L-1.8}{L})\delta(x-vt)+0.4W(1+\frac{L-1.8}{L})\delta(x-vt-4.2) \\ & +0.4W(1+\frac{L-1.8}{L})\delta(x-vt-10) \end{aligned} \quad (3\text{-}1)$$

3.2 차량의 속도

차량속도가 변화함에 따라 교량의 주보의 중앙부에 발생되는 최대변위와 최대가속도는 변화한다.

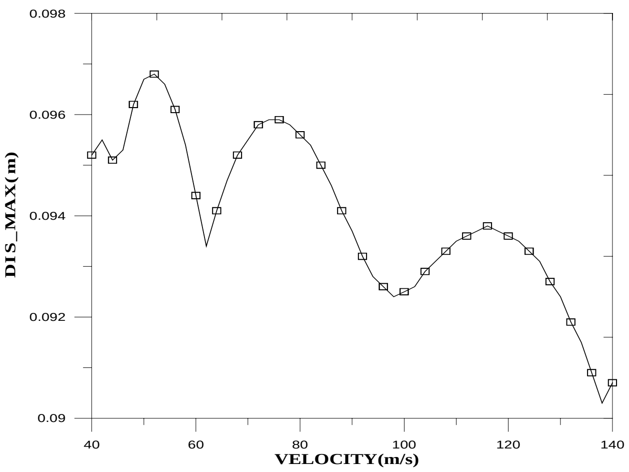


그림 [10]. 차량속도와 최대변위의 관계(ADINA)

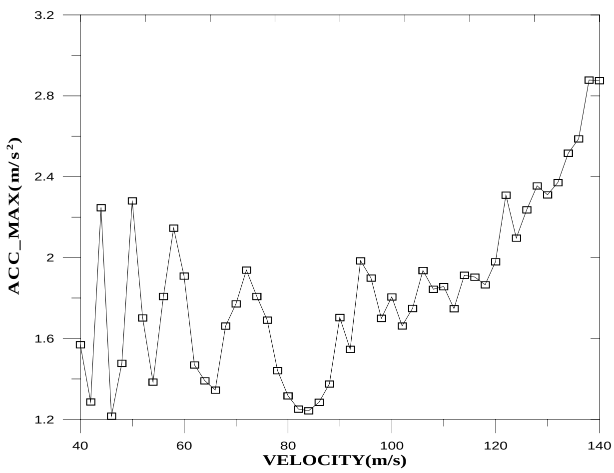


그림 [11]. 차량속도와 최대가속도의 관계(ADINA)

그림 [10]과 [11]은 차량속도를 40 ~ 140(km/h)로 변화시켰을 때의 주보 중앙부의 최대 가속도와 최대 변위의 변화를 보여준다. 주보 중앙부의 최대 변위는 특정 속도에서 극값을 보이고 있다. 최대가속도의 경우는 80(km/h)를 기점으로 오른쪽에서는 가속도가 전반적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며 왼쪽에서는 특정 속도에서 극치 값을 보이고 있다. 교량이 고속도로에 설치된 교량임을 감안하여 차량 속도를 60 ~ 100(km/h)로 가정하고 이 구간 내에서 최대 변위와 최대 가속도에서 가장 큰 값을 보이는 속도를 이용하여 수치해석을 실행하는 것이 가장 합리적이다. 따라서 본 수치해석에서는 이 속도 구간 내에서 최대 변위와 최대 가속도가 상대적으로 크게 발생하는 시속 72(km/h)를 차량 속도로 선택하였다.

3.3 진동제어 장치의 제원

제안된 수동형 진동제어 장치는 크게 감쇠장치, 스프링 및 긴장재의 세 부분으로 구성되어 있으며, 각 부분에 대한 물성치는 다음과 같이 설정하였다.

3.3.1 긴장재의 물성치

수치 해석에 사용된 긴장재의 물성치는 표 [3]과 같다.

표 [3]. 긴장재의 물성치

특 성	기 호	제 원
탄성 계수	$E_C(N/m^2)$	2.1×10^{11}
단 면 적	$A_C(m^2)$	**0.0028**
밀 도	$\rho(kg/m^3)$	**7500**

또한 긴장재의 설치 높이는 교량의 경간 길이가 42(m)이므로 이를 고려하여 3 (m)로 하였다.

3.3.2 감쇠 장치 및 스프링의 최적값의 결정

최적의 C_d 와 K_d 값을 구하기 위하여 J 라는 성능함수(Performance function)를 다음과 같이 정의하고 Pareto optimization technique 을 사용하여 이 J 값을 최소로 하는 C_d, K_d 값을 최적의 C_d 및 K_d 값으로 고려하였다.

$$J = \alpha \cdot \frac{|d_{con-\max}|}{|d_{uncon-\max}|} + (1-\alpha)\frac{|a_{con-\max}|}{|a_{uncon-\max}|} \quad \textbf{(3-2)}$$

여기서 $d_{\max}$ 는 변위의 최대값, $a_{\max}$ 는 가속도의 최대값을 의미한다. α 는 가속도와 변위의 제어 효과를 결정하는 요소이다. 변위와 가속도의 제어정도를 무차원 값으로 나타내어 성능함수의 크기를 결정한다. 임의의 α 값에서 성능함수를 최소로 하는 C_d 와 K_d 값이 최적의 제어 효과를 나타내는 제어 변수의 값이다.

제안된 수동형 진동제어 장치의 설치가 필요한 교량이 가진 진동문제가 가속도에 더 큰 문제가 있는 교량이라면 α 의 값을 작게 하고 변위에 더 큰 문제가 있는 경우에는 α 의 값을 크게 해서 진동문제를 보이는 교량의 제어 효과를 가장 효율적으로 할 수 있는 성능함수의 최소값과 최적 제어 변수 값을 구할 수 있다. 점성계수와 스프링계수를 구하기 위해 점성계수와 스프링 계수의 변화에 따른 가속도와 변위의 감소효과를 구하였다. 점성계수 C_d 는 $1\times10^4 \sim 1\times10^7 (N \cdot s/m)$ 사이에서 변화 시켰으며 스프링계수 K_d 는 $1\times10^4 \sim 1\times10^7 (N/m)$사이에서 변화 시키면서 각각 최대 변위와 최대 가속도를 살펴보았다.

(a) $\alpha = \mathbf{1}$ 인 경우

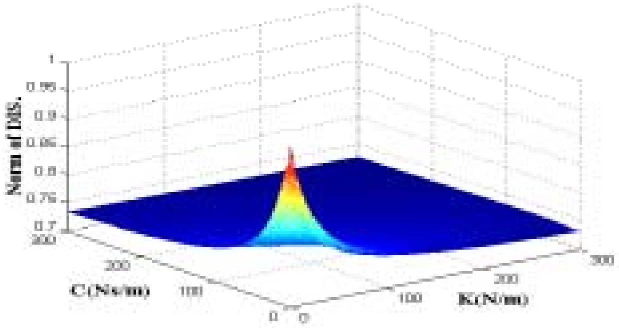


그림 [12]. 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 변위의 감소효과

그림 [12]에서 알 수 있듯이 변위의 경우에는 점성계수와 스프링계수가 증가함에 따라 변위의 감소효과도 증가하며 최대 변위 감소량은 약 28%임을 알 수 있다. 여기서 최대변위 감소량을 증가시키기 위해서는 진동제어 장치의 높이(H)를 증가시키거나 긴장재의 단면적을 증가시키면 감소시킬 수 있다.

(b) $\alpha = \mathbf{0}$ 인 경우

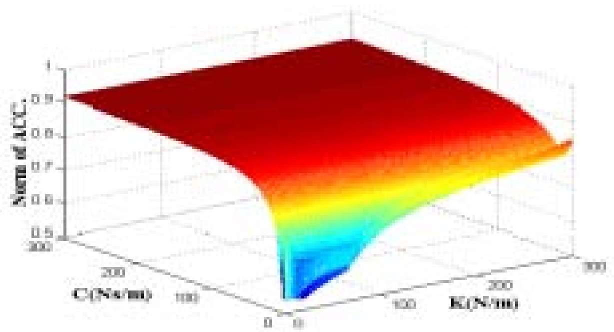


그림 [13]. 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 가속도의 감소효과

그림 [13]에서 알 수 있듯이 가속도의 경우에는 특정 점성계수와 스프링계수에서 가장 큰 가속도 감소량을 보이고 있다. 처음에는 점성계수와 스프링계수가 증가함에 따라 가속도의 감소량이 증가하지만 특정한 값 이후에는 점성계수와 스프링 계수가 증가함에 따라 가속도의 감소량이 작아짐을 알 수 있다. 가속도의 경우에 최대 가속도 감소량은 약 47%이다.

(c) $\alpha = \mathbf{0.5}$ 인 경우

본 교량의 진동 제어를 위한 최적의 점성계수와 스프링계수의 산정에 있어서는 성능함수를 최소로 하는 진동제어장치의 점성계수와 스프링계수를 사용하였다. 그리고 본 해석에서는 변위와 가속도의 균형적인 감소를 위해 $\alpha = \mathbf{0.5}$ 를 사용하였다.

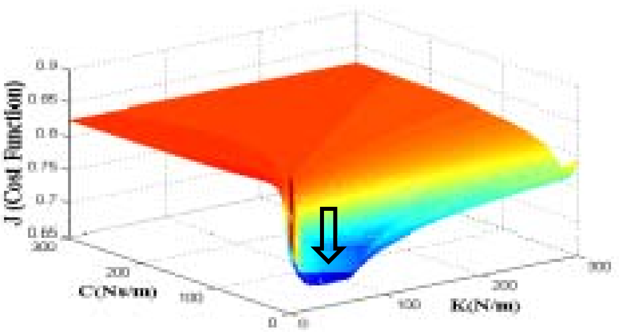


그림 [14]. 점성계수와 스프링계수의 변화에 따른 성능함수(J)

그림 [14]에서 화살표가 가리키는 부분이 $J_{\min}$ 이다. 그때의 점성계수와 스프링계수는 각각 $C_d = 7.6823 \times 10^4 (N \cdot s/m), K_d = 1.3130 \times 10^6 (N/m)$ 이며 이 값이 성능함수를 최소로 하는 즉, 진동제어의 효과를 최대로 하는 최적의 점성계수와 스프링계수 값이다. 여기서 구한 진동제어 장치의 제원을 사용하여 비제어시와 제어시의 교량의 중앙부의 응답을 비교 하였다.

3.4 결과 해석

3.4.1 비제어시 교량의 응답

금호대교의 해석 구간의 제안된 수동형 진동제어 장치를 설치하지 않았을 경우의 응답은 다음과 같다. 해석 구간 중에 단경간 으로 보고 해석하였으며 해석 교량은 고속도로에 위치한 1 등급 교량이므로 한 대의 차량인 DB-24 를 차량하중으로 재하 하였다. 교량의 응답은 모드의 형태등을 고려하고 일반적으로 1 차 모드가 가장 지배적인 경향을 나타내므로 주보 중앙부에서 가장 지배적인 응답이 나타나므로 주보 중앙부의 응답을 나타내었다. 그림 [15]는 차량이 교량을 건너기 시작한 후 20 초 동안의 변위응답을 그림 [16]은 주보 중앙부의 가속도를 나타낸다.

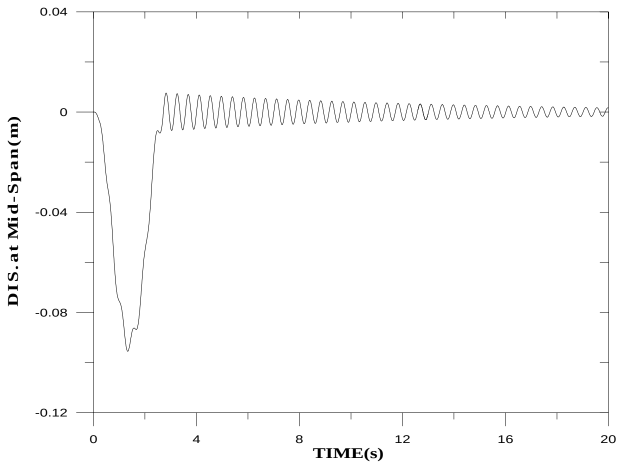


그림 [15]. 비제어시 교량 중앙부의 변위

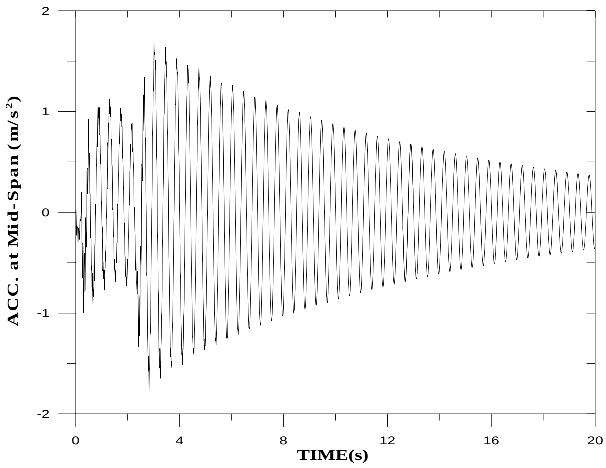


그림 [16]. 비제어시 교량 중앙부의 가속도

그림에서 알 수 있듯이 변위의 최대값은 0.0955(m)이고 자유진동 구간도 20초 이상 진행 됨을 알 수 있다. 또한 가속도의 최대값은 1.7711(m/s^2)이고 20초 이상 가속도는 0 으로 수렴하지 않음을 알 수 있다.

3.4.2 King-Post Mechanism 설치 시 교량의 응답

금호대교의 해석구간 중앙부에 King-Post 를 설치하였을 경우의 응답을 구하여 보았다. King-Post 의 물성치는 제안된 진동제어 장치와 같은 것을 사용하였다.

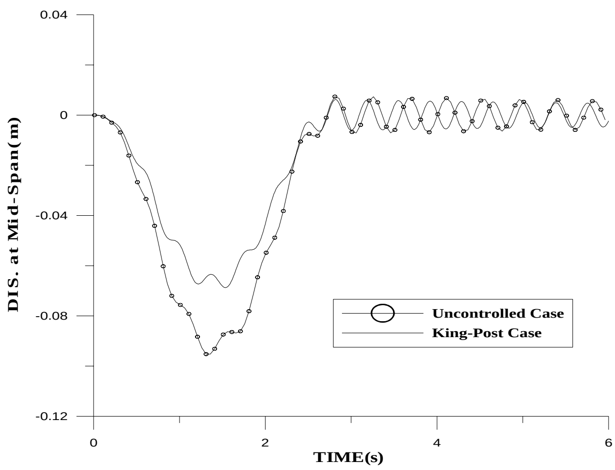


그림 [17]. 비제어시와 King-Post 를 설치하였을 경우 변위의 비교

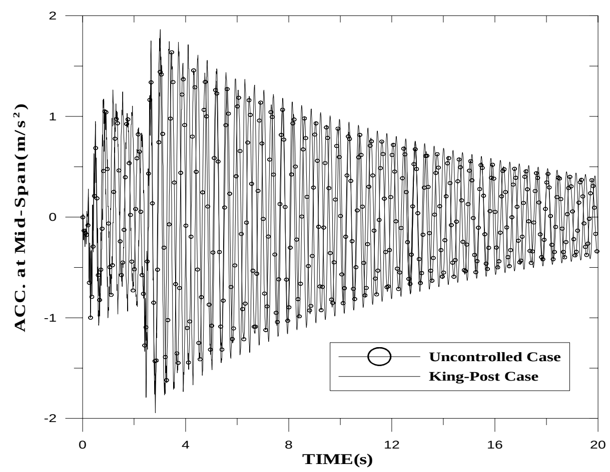


그림 [18]. 비제어시와 King-Post 를 설치하였을 경우 가속도의 비교

그림 [17]은 비제어시와 King-Post 를 설치하였을 때 주보 중앙부의 변위를 나타내며, 그림 [18]는 가속도를 나타낸다. King-Post 는 정적 변위 ,즉 변위의 최대값은 28% 감소 하였지만 가속도는 감소시키지 못하였고 이것은 King-Post 를 설치할 때 교량의 동적 응답의 감소 효과가 미미함을 의미한다.

3.4.3 TMD 설치 시 교량의 응답

금호대교의 해석구간 주보의 중앙부에 TMD 를 설치하였을 경우의 응답을 구하여 보았다. TMD 의 질량은 교량 질량의 3%를 사용하였으며 감쇠계수와 스프링 계수는 Den Hartog[10]가 제안한 최적 기준을 사용하여 결정하였다. 그림 [19]는 비제어시와 TMD 를 설치하였을 때 주보 중앙부의 변위를 나타내며, 그림 [20]은 가속도를 나타낸다. TMD 를 설치하였을 경우에는 동적 응답의 감소효과인 자유진동 구간과 가속도의 진동감소효과는 뛰어나지만 교량의 초기 변위인 정적 변위의 감소효과는 미미하며 새로운 질량의 추가로 인해 교량에 미치는 영향 또한 무시할 수 없다. 또한 그림 [20]에서 볼 수 있듯이 가속도의 경우 0 으로 수렴하는 시간이 크게 감소되지 않았음을 알 수 있으며 이것은 TMD 에 추가된 질량으로 인해 공진 현상을 일으키기 때문인 것으로 보인다.

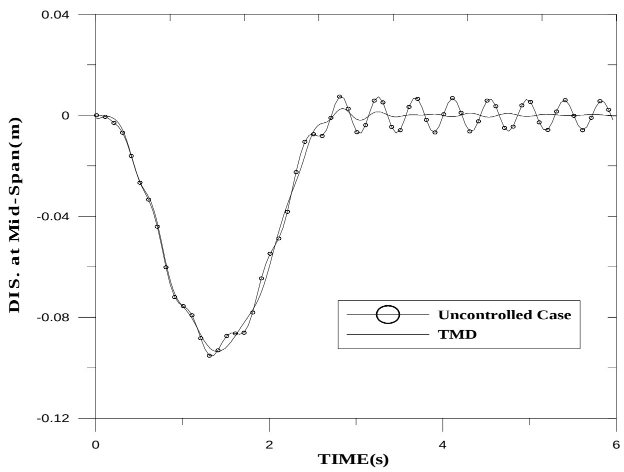


그림 [19]. 비제어시와 TMD 를 설치할 때 변위의 비교

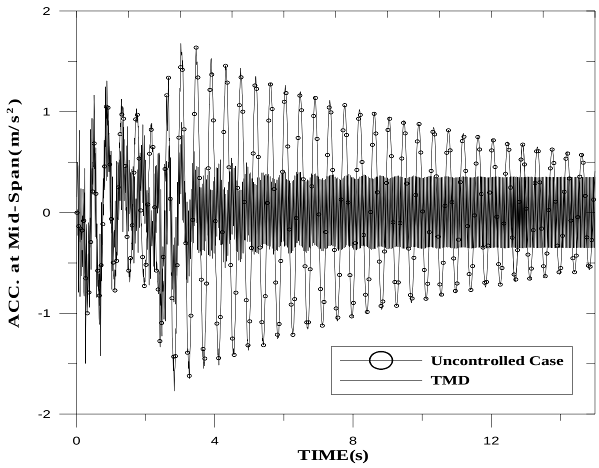


그림 [20]. 비제어시와 TMD를 설치할 때 가속도의 비교

3.4.4 제안된 진동제어 장치 설치 시 교량의 응답

기존의 제어 장치 중 하나인 King-Post Mechanism 은 정적 변위의 감소효과가 크다는 장점이 있지만 자유진동 구간의 제어가 힘들고 가속도의 제어 효과가 미미하다는 단점이 있다. 또한 TMD 의 경우는 자유진동 구간과 가속도의 제어 효과가 좋지만 정적인 변위의 제어가 어렵고 가속도가 0 으로 수렴하지 않는 단점이 있었다. 이를 보완한 것이 본 논문에서 제안 한 진동 제어 장치이다. 본 수동형 진동제어 장치는 정적 변위의 제어와 함께 동적 변위의 제어 효과도 뛰어나며 가속도의 제어효과 또한 뛰어나고 진동의 지속시간의 감소효과도 탁월하다. 그림 [21]에서 볼 수 있듯이 초기변위 값인 정적 변위의 제어 효과가 기존의 King-Post 설치 시와 큰 차이가 없으면서 주보 중앙부 변위의 자유진동 부분의 제어 효과가 탁월함을 알 수 있다. 또한 그림 [22]에서 볼 수 있듯이 가속도의 최대값도 감소하였고 교량에 작용하는 가속도의 지속시간이 크게 감소하였다. 이상에서 알 수 있듯이 본 논문에서 제안한 진동제어 장치의 진동 제어 효과가 탁월함을 알 수 있다.

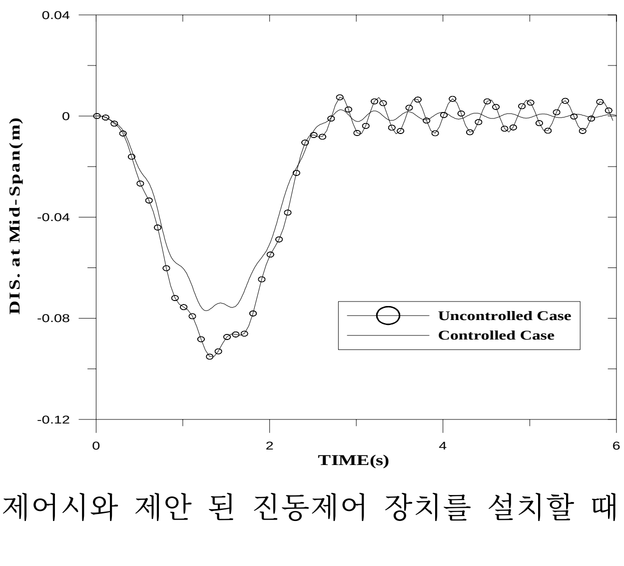


그림 [21]. 비제어시와 제안 된 진동제어 장치를 설치할 때 변위의 비교

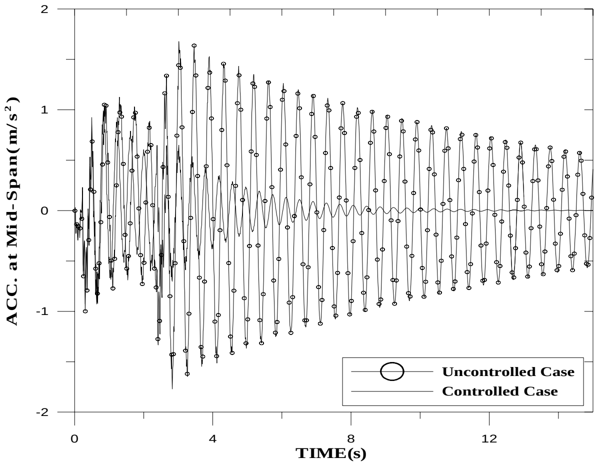


그림 [22]. 비제어시와 제안 된 진동제어장치를 설치할 때 가속도의 비교

3.4.5 교량 중앙부의 응답의 비교

해석결과는 그림 [23]과 그림[24]에서 변위와 가속도의 감소효과를 나타내며 이를 정리하면 표 [4]와 같다. 비제어시와 King-Post, TMD 를 설치하였을 경우와 제안 된 진동제어 장치를 설치 하였을 경우의 DB-24 인 차량하중을 받는 주보 중앙부의 응답을 비교하였다. 주보 중앙부의 응답의 경우는 최대값의 크기가 줄어드는 것과 함께 교량에게 해를 주거나 또는 사람에게 불쾌감을 줄 수 있는 시간이 줄어드는 것도 중요하다. 그렇기 때문에 응답이 0 으로 수렴하는 시간 또한 중요하다. 이러한 이유로 최대값만으로 표현하기에는 부족함이 있으므로 여기서는 최대값과 RMS(Root mean square)두 가지를 모두 비교하였고 RMS 값을 고려하는데 있어서는 본 수동형 진동제어 장치를 설치하였을 때 약 6 초 이후부터 변위와 가속도의 크기가 0 에 거의 수렴하므로 6 초까지의 값을 비교하였다.

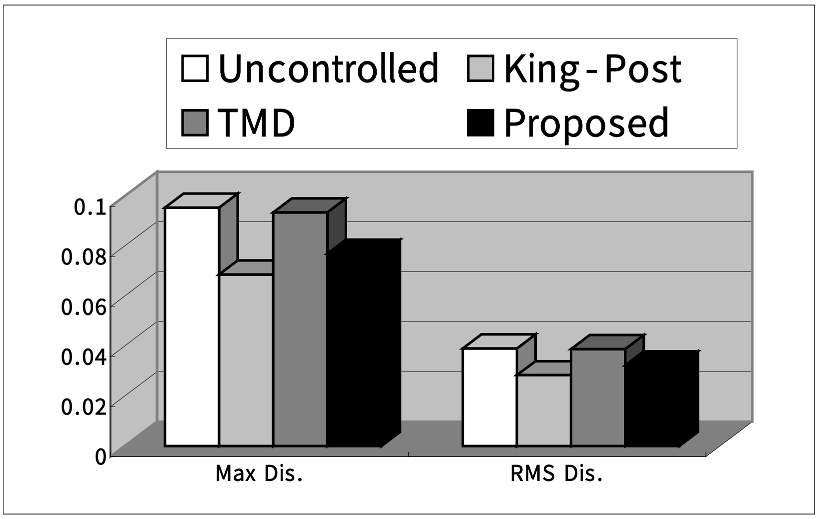


그림 [23]. 변위 감소 효과의 비교

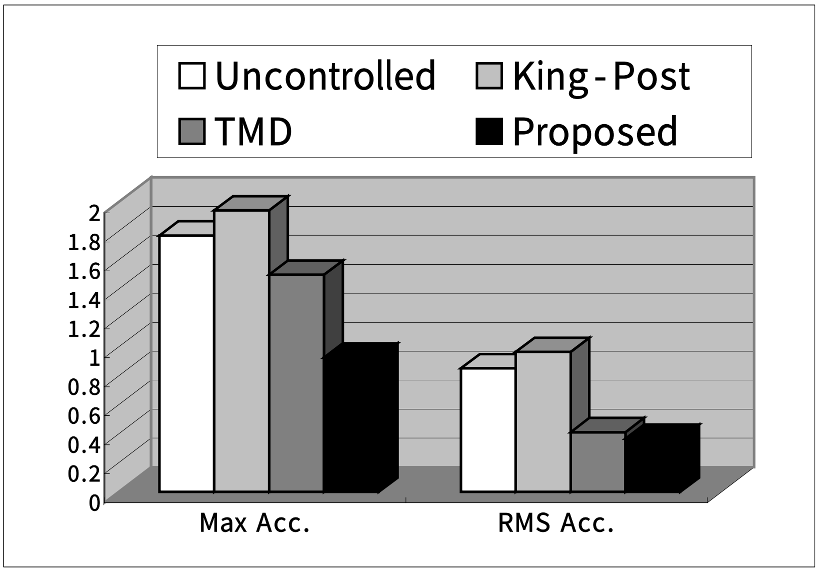


그림 [24]. 가속도 감소 효과의 비교

표 [4]. 교량 중앙부의 응답 감소량 비교

	King – Post Mechanism	TMD	제안 된 진동 제어 장치
최대 변위 감소량(m)	0.0268(28.1 %)	0.0019(2.0%)	0.0185(19.4 %)
변위 RMS 감소량(m)	0.0107(27.4 %)	0.0002(0.5%)	0.0068(17.4 %)
최대가속도 감소량(m/s^2)	-0.1741(-9.8 %)	0.2715(15.3 %)	0.8431(47.6 %)
가속도 RMS 감소량(m/s^2)	-0.1128(-13.2 %)	0.4421(51.7 %)	0.4869(57.0 %)

여기에서와 같이 본 논문에서 제안된 진동제어 장치는 최대 변위의 감소효과가 King-Post 를 이용한 진동제어 장치에 비해 크게 떨어지지 않으며 TMD 에 비해서는 탁월하다. 변위 RMS 의 경우도 최대변위의 경우와 비슷한 경향을 보이며 제안된 진동제어 장치가 변위의 제어에 우수함을 알 수 있다. 가속도의 경우는 King-Post 는 오히려 최대가속도와 가속도 RMS 를 감소하기보단 오히려 증가시키고 있다. TMD 의 경우 가속도 RMS 의 감소효과는 우수하나 최대가속도의 감소효과가 크지 않음을 볼 수 있다. 하지만 본 논문에서 제안된 진동제어 장치는 최대가속도의 감소효과가 탁월할 뿐 아니라 가속도 RMS 의 감소율 또한 탁월하며 가속도의 수렴 시간도 크게 줄어 들었음을 볼 수 있다.

제 4 장 결론

본 논문에서는 차량 하중과 같은 이동하중이 작용하는 교량의 진동을 감소시키기 위하여 기존의 TMD 와 King-Post Mechanism 을 결합한 새로운 수동형 진동제어 장치를 제안하고 이의 효율성을 입증하였다. 본 논문의 수치해석 결과에서 살펴본 바와 같이 본 제안장치는 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

첫째, 차량하중을 받는 교량에 본 진동제어 장치를 설치하였을 경우 장치의 설치전과 비교하여 교량의 최대변위는 약 19.4(%), 6 초 동안 변위의 RMS 는 17.4(%), 최대가속도는 약 47.6(%), 6 초 동안 가속도의 RMS 는 57(%) 감소하였다.

둘째, 본 진동제어 장치는 교량의 변위와 가속도, 두가지 모두를 동시에 효율적으로 제어할 수 있음을 입증하였다.

셋째, 기존의 TMD 나 King-Post Mechanism 을 사용하였을 경우보다도 진동제어 성능이 우수하였다.

제안 된 장치는 수동형 진동제어장치로 유지관리가 용이하고 기존교량의 경우에도 교통혼잡 등의 문제 없이 시공이 가능하므로 신설교량 및 이미 시공되어 있는 교량 중 진동문제가 발생하는 경우 널리 사용될 수 있을 것이다.

참고 문헌

[1] Ho-Chul Kwon, Man-Cheol Kim & In-Won Lee, “Vibration Control of Bridges under Moving Loads”, ***Computers and Structures***, Vol. 66, No. 4, pp. 473-480, 1998.

[2] 권순덕, 이일근, “연행 이동하중을 받는 교량의 수동 진동 제어”, *대한토목학회 논문집*, Vol. 19, No I-2, pp. 215-225, 1999.

[3] Roy R. Craig, Jr., “Structural Dynamics An Introduction to Computer Methods”, John Wiley & Sons, 1981.

[4] 건설교통부, “도로교 설계기준, 한국도로교통협회”, 2000.

[5] 김준형, “ 수정된 King-Post Mechanism 을 이용한 교량 구조물의 최적진동제어” , *석사학위 논문*, KAIST, 1996.

[6] 권순덕, 이일근, “ 차량하중에 의한 진동을 완화하는 수동제어장치의 실교 적용” , *대한토목학회 논문집*, Vol. 20, No 2-A, pp. 265-272.

[7] G. Visweswara Rao, “Linear Dynamics of an Elastic Beam Under Moving load”, ***Journal of Vibration and Acoustics***, Vol. 122, pp. 281-289. 2000.

[8] J. J. Connor, “Introduction to Structural Motion Control”, pp. 261-299.

[9] Soong. T. T. and Dargush, G.F., “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering”, John Wiley & Sons, 1997.

[10] D. Hartog, “Mechanical Vibration”, Dover Publication, Inc., 1985.

[11] E. P. Popov, “Mechanics of Materials”, Prentice-hall, Inc., 1976.

감사의 글

할렐루야! 하나님 아버지, 당신께 이 모든 영광과 기쁨을 올려 드립니다.

지난 2년을 되돌아봅니다. 지혜와 경험이 부족했으며 준비되지도 않았던 제가 앞으로 나아가야만 하는 상황이 힘들었지만 항상 도와주시고 격려해주시는 많은 분들로 인해 잘 해낼 수 있었던 것 같습니다. 그리고 이제는 두려움과 걱정이 아닌 믿음과 기대감으로 나아갈 수 있게 되었습니다. 이에 함께 해주신 모든 분들에게 감사를 드립니다.

먼저 저에게 학문의 방향과 인생에 있어서 올바른 가르침으로 또한 관심과 사랑으로 이끌어 주셨고 어떤 연구라도 해낼 수 있다는 자신감을 부어주신 이인원 교수님께 감사 드립니다. 부족한 논문에 대해 관심과 조언을 주신 최창근 교수님과 윤정방 교수님께도 감사 드립니다. 그리고 훌륭하고 성실한 강의로 많은 가르침을 주신 토목공학과 교수님들께도 감사를 드립니다. 그리고 제가 한국과학기술원에서 학문을 연구할 수 있도록 그 터를 허락해 준 한국과학기술원에도 감사 드립니다.

2년 동안 한 방에서 함께 해준 실험실 사람들에게 감사를 드립니다. 훌륭한 능력과 참된 인격으로 모범이 되어주신 형조형, 부족한 저에게 많은 것을 알려주셨고 가족을 사랑하는 모범적인 모습 또한 보여주신 지성이형, 뛰어난 능력과 꼼꼼함으로 무엇이든 해낼 것 같은 든든한 병완이형, 화목한 실험실 분위기를 만들기 위해 노력하시고 넓은 마음으로 많은 것들을 이해해주셨던 상원이형, 선배로써 많은 모범을 보여주셨고 많은 것들을 이해해주시고 전수해 주신 파워유저 규식이형, 호기심이 많고 많은 조언을 해주었던 Thanh, 이해심과 사랑이 많아 저에게 많은 모범을 보여주었던 강민이, 1년간 함께 해준 룸메이트이며 솔직함으로 모범을 보여준 영종이, 실험실 동기로 많은 것들을 도와주었고 함께 해주었던 동두, 항상 웃는 얼굴로 귀여운 혈기남이자 순진남인 헌재, 성격 좋고 인간성도 좋은 스마일맨 성진이, 보기보단 귀염성이 있고 착한 사랑스런 후배 종우에게도 감사의 마음을 전합니다.

오랜 시간을 함께 해준 경기과학고 12기 친구들에게도 감사의 마음을 전합니다. 학창 시절부터 함께 해주었던 힘든 시기를 함께 해준 친구들이기에 그 감사함은 더욱더 크게만 느껴집니다.

주님이 주신 큰 기쁨이자 소중한 분들인 창대교회 여러분께도 너무나 감사 드립니다. 항상 기도해주시고 걱정해 주시고 많은 조언을 해주시는 이문선 목사님 그리고 격려해주시고 기도해주시는 유승자 사모님께도 감사의 말씀을 전합니다.

또한 사랑스런 우리 청년회 친구들. 맑은 영혼을 소유하고 있으며 또한 주님께 순종하려고 하는 보라, 주님의 딸로 불리며 신앙의 모범이 되어주는 귀여운 소연이, 발랄하고 사려깊은 유진이, 멀리 독일에서 멋지게 신앙을 키워가고 있는 지중이와 안나, 혜인, 광영이에게도 감사의 마음을 전합니다. 또한 교회를 위해 큰 일을 해주시는 장년부와 또한 우리교회의 희망인 유초중고등부 아이들에게도 감사의 마음을 전합니다.

또한 건설 및 환경공학과 석사 2002 동기들인 준웅, 윤기, 광영, 신애, 지만, 윤숙, 대원, 태환, 진용, 수준, 수미, 정수에게도 감사의 마음을 전합니다.

지난 3년간 함께 해주었고 부족한 저에게 모범이 되어주었고 또 힘들 때마다 맑은 웃음으로 큰 기쁨이 되어주었던 순민이에게 진심으로 감사와 사랑을 표합니다. 또 항상 좋은 말씀 해주셨고 맛난 식사를 대접해 주셨던 순민이 어머님께도 감사의 마음을 전하고 싶습니다. 더 많은 관심과 사랑을 주지 못했던 저를 큰 형으로 믿어주고 존중해주었던 사랑스러운 동생들 인식이와 명식이에게도 감사의 마음을 전하고 싶습니다. 무엇보다 지난 20여년간 끊임없는 믿음, 격려와 칭찬으로 키워주시고 사랑을 가르쳐 주신 어머니, 아버지께 존경의 뜻을 전합니다. 항상 기도해주시고 참된 삶을 가르쳐 주셨던 어머님과 책임감과 성실함을 보여주셨던 아버지께 두분의 사랑에 조그마한 보답으로 이 논문을 바칩니다.

이 력 서

성　　명 :　　하 준 식

생년월일 :　　1978 년 10 월 23 일

출 생 지 :　　서울특별시

본　　적 :　　대구광역시 동구 신암동 405번지

학　　력

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

연 구 논 문

학위논문

1. 하준식, (2003), “점탄성 기둥과 긴장재를 이용한 교량의 진동제어,” 석사학위 논문, 한국과학기술원.

학술회의 발표 논문

1. 하준식, 조지성, 박선규, 이인원, (2002), “교량의 사용성 증가를 위한 진동제어,” 2002년도 가을 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집, 2002. 10. 18-19, pp. 362–369.

2. 하준식, 조지성, 박선규, 이인원, (2002), “차량하중을 받는 교량의 진동제어,” 2002년도 대한토목학회 학술발표회 논문집, 2002. 11. 8-9