Tuned Mass Damper(TMD)를 이용한 보도교의 진동제어에 대한 연구

Study on the Vibration Control of Footbridge by Using Tuned Mass Damper(TMD)

권 영 록* 최 광 규**
Kwon, Young Rog Choi, Kwang Kyu

국문요약

본 연구는 기존 보도교의 TMD를 이용한 진동제어에 대해 기술한 논문이다. 본 연구의 대상인 보도교는 단순 강 박스형 교량이고 주 경간이 47.7m이다. 교량의 중량은 11.17kN/m이고, 매우 작은 감쇠율을 갖고 있으며, 1차 고유진동수가 1.84Hz이다. 이 진동수는 인간의 보행 진동수인 2Hz와 근접하고 있다. 따라서 보행자의 보행에 의해 불안정한 공진진동이 자주 발생하였다. 본 연구에서는 이와 같은 보행자로 인한 보행 진동을 억제하기 위하여 TMD를 이용한 진동대책에 대해 기술한 논문이고, 진동대책에서 경제성과 시공성을 고려하여 보도교의 난간에 설치하는 소형의 TMD에 대해 기술하고 있다. TMD 설치 이후의 현장실험과 수치해석으로부터 보도교의 구조감쇠가 TMD 설치 이전의 감쇠율보다 약 13배 증가되었고 공진 진동이 거의 억제되었음을 확인하였다.

주요어 : 보도교, 보행 진동, TMD, 진동제어, 공진진동

ABSTRACT

This paper describes a vibration control by using tuned mass damper(i.e., TMD) for an existing footbridge. The footbridge is the simple steel box girder bridge with main span length of 47.7m. This bridge has light weight, low damping and the 1st bending frequency of 1.84Hz. Its frequency is close to a walking cycle, which is 2Hz. Therefore the uncomfortable resonant vibrations due to a pedestrian walking have occurred frequently. The vibration control by means of TMD for suppressing the pedestrian induced vibration was conducted. Taking into account economical benefits and the easiness of installation, a compact TMD installed within a handrail was designed. From field tests of the TMD, it was confirmed that the structural damping of the bridge via. the compact TMD was enhanced by 13 times and the resonant vibration due to pedestrian walking was suppressed.

Key words : footbridge, pedestrian induced vibration, TMD, vibration control, resonant vibration

1. 서 론

일반적으로 보도교는 길이가 길고 폭이 좁은 구조물이다. 보도교의 단위길이 당 질량이 작은 경우 교량을 보행하는 보행자에 의해 쉽게 진동이 발생하고, 특히 보도교의 고유진동수가 보행자의 보행 진동수와 근접할 경우 공진으로 인한 큰 진폭을 갖고 불안정한 진동이 발생한다. 일반적인 보행자의 보행 진동수는 평균적으로 2Hz 근방으로 알려져 있다. 가까운 일본의 예를 들면 입체횡단시설 기술기준(1979)[1]에서 이와 같은 공진현상을 피하기 위해 설계 시 보도교의 1차 고유진동수가 1.5Hz-2.3Hz의 범위를 벗어나도록 규정하고 있다.

본 연구의 대상이 된 보도교는 지간이 47.7m인 단순 박스형 교량이고 위에서 기술한 기준 이전에 설계, 시공된 교량이다. 그리고 단위길이 당 중량(11.17kN/m)이 작고, 1차 고유진동수가 1.84Hz인 고유특성을 갖는 교량이다. 긴 지간과 작은 단위길이 당 중량은 본 보도교가 보행자의 보행 시 큰 진폭과 불안정한 진동을 유발하는 주 원인이 되고 있다. 이와 같은 진동현상을 제어하기 위해서는 구조물 자체의 강성이나 중량을 증가 또는 감소 시켜야 한다. 그러나 이와 같은 방법은 대규모의 공사이고, 상부뿐만 아니라 하부구조까지 보강해야 하는 비경제적인 보강 방법이다.

본 연구에서는 Tuned Mass Damper(TMD)를 이용한 진동제어 방법이 강구되었다. 보도교의 난간에 설치하는 소형의 TMD가 시공의 용이함과 경제성을 고려하여 채택되었다. 본 연구에서 고려된 보도교는 차량통행량이 많은 국도 상에 위치해 있고 보행자 수는 그렇게 많지 않는 교량이다. 특히, 군집하중과 같은 대규모의 보행하중이 없는 교량이므로 본 연구에서는 보행자의 단독 보행에 대한 하중을 대상으로 진동 제어를 평가하였다. 본 논문은 TMD 설치 이전의 교량에 대하여 현장계측과 실험에 의하여 보도교의 진동 사용성을 평가하였고, TMD 설치 이후 현장실험과 교량의 수치해석에 의하여 진동 제어 평가를 수행한 연구이다.

2. 대상 보도교의 개요

본 연구의 대상이 된 보도교는 차량 통행이 잦은 국도 상에 위치한 횡단보도용 교량이고, 표 1과 같은 제원을 갖는 지간 47.7m의 단순 박스형교이며 그림 1에 보도교의 일반도를 나타내고 있다. 본 연구에 대상이 된 보도교는 보행자의 통행량이 빈번하지 않는 보도교이다. 보도교가 위치하고 있는 가까운 곳에 초등학교가 있고 이 보도교는 초등학교의 등 하교시에 자주 이용되는 보행수단이다. 그리고 보도교의 아래

* Bridge Dept. of Nichizotech Inc., Japan(대표저자 : youngyog@nichizotech.co.jp)
** 정회원 · 동아대학교 토목해양학부 토목공학전공, 교수
본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2003. 2. 5 / 심사종료일 : 2003. 12. 2)

Table 1 Design specification of the footbridge

Headline	Type & Value	
Section Type	Main girder	Box section
	Slope	I section
Span length	47.7m	
Deck width	Main girder	2.25m
	Slope	2,25m
	Stairs	1.5m
Clearance under bridge deck	4.7m	
Dead load	11.17kN/m	

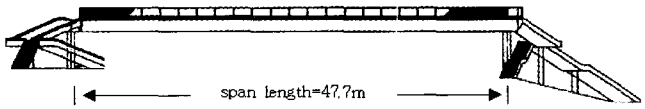


Fig.1 General view of the footbridge

에는 국도를 건너는 입체횡단보도가 설치되어 있어 성인들의 대부분은 이 횡단보도를 이용하고 있는 실정이다. 초등학교 학생들 대부분이 거주하고 있는 마을과는 방향이 일치하고 있지 않는 관계로 등 하교시 학생들이 모여 군집으로 보도교를 보행하는 모습은 자주 보이지 않는 실정이다. 본 보도교는 횡단보도교로서는 지간이 긴 교량이고, 참고문헌 1에서 나타낸 입체횡단시설 기술기준 이전에 가설된 교량이다.

3. TMD 설치 이전의 진동 응답 특성

본 보도교의 고유 진동 응답특성과 보행자 보행에 의한 공진응답을 계측하고, 보행실험에 의해 계측된 보행 진동 응답을 기존의 연구자들이 제시하고 있는 교량의 진동 사용성 평가에 의해 본 보도교의 진동 평가를 실시한다.

보도교의 진동 응답 특성과 공진보행 실험에는 가속도 센서(ASQ-2CA, 2G대응)를 교량의 중심 지간에 좌, 우 각각 한 개씩 설치해서 각 실험시의 응답치를 계측했다.

3.1 자유진동실험

보도교에서는 다양한 진동모드가 가능하지만 본 연구에서는 보도교의 진동 사용성 평가에 가장 영향이 크다고 생각되는 수직방향 1차 고유진동수를 대상으로 감쇠-자유진동 실험을 수행하였다. 그림 2는 수직 방향 1차모드의 감쇠 자유진동에 의한 계측결과를 나타내고 있고, 수차례의 자유 진동 실험을 실시 한 결과 본 교량의 고유진동수가 평균 1.84Hz임을 확인했다. 이 결과는 인간의 최적 보행진동수인 2Hz에 근접한 값이고 보행자의 보행 외력으로 교량과 인간의 보행이 공진하기 쉬운 교량으로 판단할 수가 있다. 또, 본 그림으로부터 교량의 대수감쇠율(δ=0.011, logarithmic decrement, 감쇠비(ζ)=0.0018에 상응)을 확인했다. 일반적으로 강재 보도교의 대수 감쇠율은 δ=0.1~0.3(h=0.016~0.048) 정도로 알려져 있다.

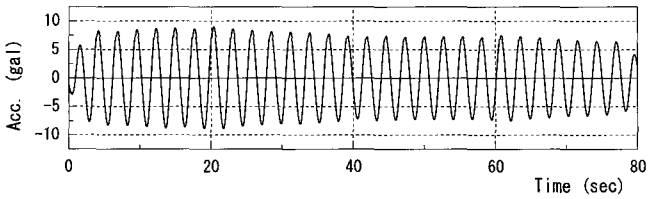


Fig. 2 Measured decaying oscillation of the footbridge(δ=0.011)

3.2 공진 보행 실험

공진 보행 하중에 의한 진동응답을 측정하기 위해 자유진동 실험에서 얻은 본 교량의 수직방향 1차 고유진동수(1.84Hz)에 맞추어 스피커 음을 발신시켜 이 발신음에 맞추어 보행하는 공진 보행을 실시하였다. 그림 3은 공진 보행시의 진동계측결과를 나타내고 있다. 가속도 센서에 의해 계측된 결과는 기존의 연구자들[2]의 진동 사용성 평가에 의해 제안된 진동속도로 변환시켜 사용하였다.

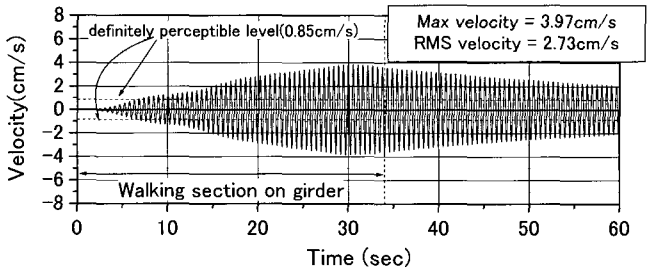


Fig. 3 Measured resonance vibration due to a synchronized walking

실험 결과는 교량을 통행하는 보행자가 느끼는 진동속도로 나타내며 이것은 다음과 같은 식으로 환산된다.

$$V_E = \frac{V_{max}}{\sqrt{2}} \quad (1)$$

여기서,

V_{max} : 현장 진동 속도(cm/sec)

V_E : RMS(Root Mean Square)진동속도(cm/sec)

본 연구에서는 교량의 진동 사용성을 평가하기 위하여 표 2와 같은 기존의 연구자에 의한 RMS속도에 대한 진동 사용성 평가를 이용하였다. 그림 3의 결과로부터 공진 보행 시는 <lightly hard to walk (1.7cm/sec)> 수준을 훨씬 초과하고 있고, <definitely hard to walk (2.7cm/sec)> 수준 이상의 응답을 나타내고 있다.

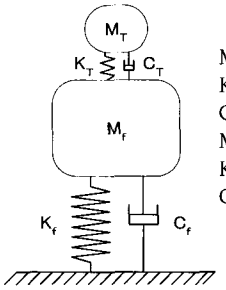
Table 2 Four categories of the vibration serviceability proposed by Kobori & Kajikawa[2]

Category	RMS Velocity(cm/sec)
lightly perceptible	0.42
definitely perceptible	0.85
lightly hard to walk	1.7
definitely hard to walk	2.7

4. TMD를 이용한 진동제어 모델의 수치해석

4.1 보행외력에 의한 진동응답

보행외력에 의한 진동응답을 구하기 위한 수치해석모델은 그림 4와 같다.



M_f : Equivalent mass of footbridge
K_f : Equivalent spring constant of footbridge
C_f : Equivalent damping coefficient of footbridge
M_T : Mass of TMD
K_T : Spring constant of TMD
C_T : Damping coefficient of TMD

Fig. 4 2 D.O.F Model of footbridge with TMD

보도교의 진동 사용성 평가를 위한 동적응답 해석은 이미 여러 연구자[3]에 의해 발표되었고, 동적응답 해석에 의해 사용성을 평가하는 방법도 일반화 되어 있다. 그러나 수치해석에서 구한 응답은 일반적으로 공진보행실험에서 얻은 계측값 보다 큰 값을 갖는 경향이 있다. 이것은 수치해석에 복잡한 보행외력을 정(+)과 부(-)의 주기적인 보행외력으로 치환하는 과정에서 발생한다. 따라서 본 연구에는 보행 하중 모델로 조화파와 조화파의 부(-)의 부분을 0으로 하는 반조화파의 두 모델을 상정하여 각각의 보행 하중 모델에 의한 속도응답을 구하였다. 해석에 이용한 보행 하중은 식 (2)와 같고 여기에서 사용한 보행자의 체중은 588N(체중 60kg에 해당)이다.

$$F(t)=\frac{W}{M_N} f(t)\cdot \Phi(t) \tag{2}$$

여기서,
W : 보행자의 체중
M_n : 보도교의 일반화질량
$f_{(t)}$: 외력함수(조화파, 반조화파)

$$\Phi(t)=\sin\left(\frac{\pi v t}{l}\right) \tag{3}$$

보행속도(v)는 1.4m/s로 가정하였다.[4]

위에서 기술한 조화파와 반조화파는 그림 5(a)와 그림 5(b)에서 나타낸다.

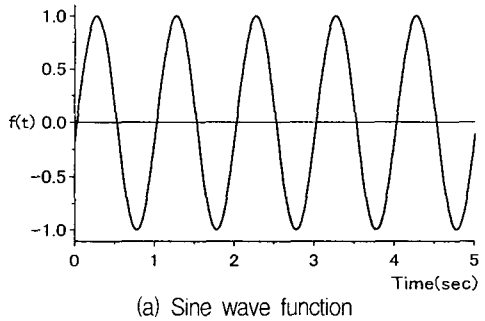
그림 6(a)와 그림 6(b)는 반조화파를 보행외력으로 입력한 경우의 응답과 현지계측 응답과 비교한 것이고, 양 응답이 거의 일치함을 나타내고 있다. 따라서 이후의 수치 응답해석에서 보행외력은 반조화파를 이용하기로 한다.

4.2 TMD에 의한 진동제어 결과

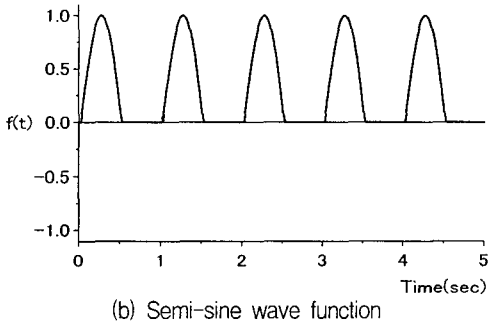
그림 4와 같은 수치모델을 사용하여, 보도교와 TMD 사이의 질량비를 매개변수로 하여 진동 감쇠 정도를 평가한다. TMD에 있어서는 교량과 TMD와의 질량비에 따라 반드시 진동수와 감쇠비의 최적값이 존재한다. 아래의 식은 질량비에 따른 최적 진동수와 최적 감쇠비를 구하는 식을 나타내고 있다.[1]

최적 진동수 : $(f_t)_{opt}=\frac{1}{1+\mu} f_s$ (4)

최적 감쇠비 : $(\delta_T)_{opt}=2\pi\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$ (5)

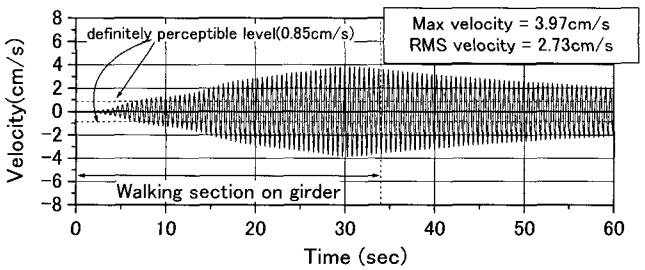


(a) Sine wave function

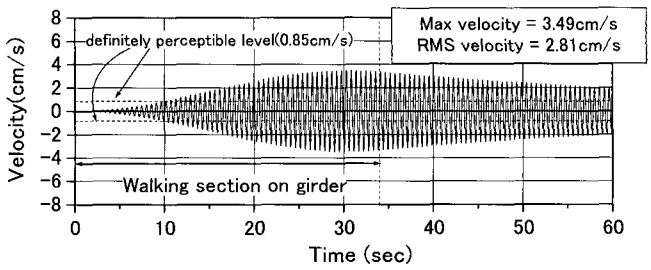


(b) Semi-sine wave function

Fig. 5 Sine and Semi-sine wave function



(a) Measured value



(b) Simulated value for semi-sine wave

Fig. 6 Measured and Simulated response for pedestrian walking force

여기서,

μ : TMD와 보도교의 질량비

f_s : 교량의 1차 고유진동수

수치모델에 사용된 값은 표 3에 나타낸다.

Table 3 Material properties used for numerical analysis

Bridge			TMD		
M_f (kN/m/s^2)	K_f (kN/m)	C_f (kN/m)	M_T (kN/m/s^2)	K_T (kN/m)	C_T (kN/m)
27.17	3631.96	1.1	0.5%~3% for M_f		Eq.(5)

여기서, 수치해석 모델중의 TMD의 질량, 강성, 감쇠계수는 보도교와의 질량비(0.5%~3%)를 고려한 값을 수치해석에서 이용한다.

그림 7은 질량비를 0.5%, 1%, 1.5%, 2%, 3%로 고려하였을 경우, 진동 응답의 기대치를 나타내고 있다. 질량비 0.5%의 경우에는 TMD를 고려하지 않은 경우의 응답과 비교하면 약84%의 응답 저감 효과가 있음을 나타내고 있다. 그리고 질량비 1% 이상의 경우를 고려한 경우의 진동 응답에서도 TMD를 설치하지 않은 응답에 비해 약88%~93% 정도의 진동 응답 저감을 기대할 수가 있음을 나타내고 있다. 그림 7에서 알 수 있듯이 질량비를 증가시키면 시킬수록 진동 응답 저감 기대치는 증가하고 있지만 그 기대치의 증가는 상대적으로 큰 차이가 없음을 나타내고 있다.

그림 8은 조화파 외력에 의한 TMD설치 후를 가정한 구조물의 동적응답배율을 나타낸 주파수응답곡선이다. 그림 8(a)는 구조물의 감쇠비(ζ_f)를 고정시켰을 때 구조물과 TMD의 질량비(μ)를 변화시켰을 때의 구조물의 동적응답배율을 나타낸다. 그림에서 알수 있듯이 TMD를 설치 하기 이전의 응답과 설치 이후의 응답과의 차이는 현저하고 질량비를 크게 하면 할수록 응답배율은 점점 감소함을 보여준다. 그림 8(b)는 구조물의 감쇠비(ζ_f)와 질량비(μ)를 고정시키고 구조물과 TMD의 동조비(λ)를 변화시켰을 때의 구조물의 동적응답배율을 나타내고 있다. 그림과 같이 동조오차의 차이에 의해 응답배율은 현저하게 차이가 남을 보여준다. 즉, TMD를 설치 할 때의 구조물과 TMD 사이에서 발생하는 동조오차를 줄이는 것이 중요함을 본 결과가 제시하고 있다. 그림 8의 구조물의 동적응답배율을 얻기에 이용한 식은 식 (6)과 같다.

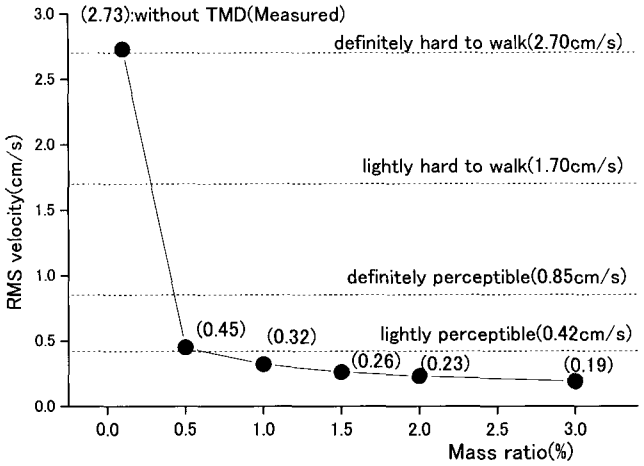


Fig. 7 Relation between RMS velocity and the mass ratio of TMD

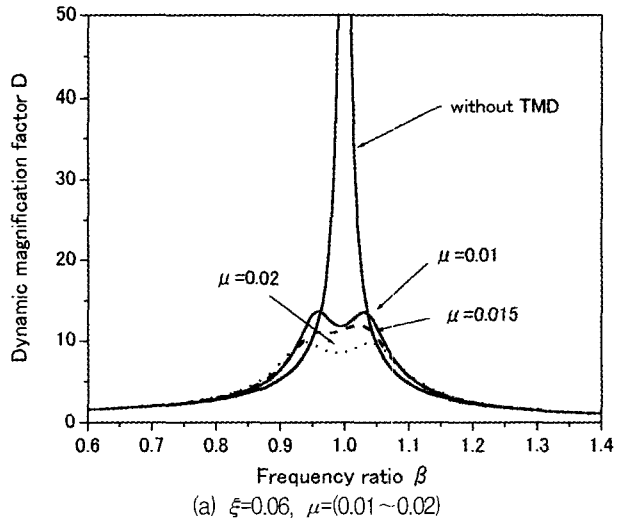
식 (6)에서,

μ : 구조물과 TMD의 질량비

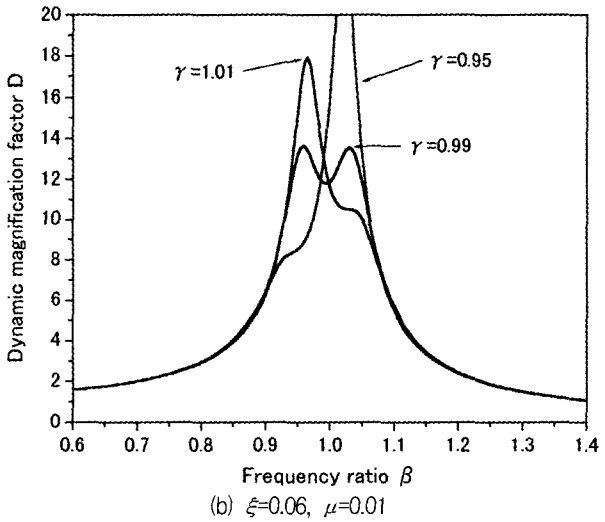
λ : 구조물과 TMD의 고유진동수비(동조비)

β : 외력 진동수비

$$D=\left|\frac{X_f}{F_f/K_f}\right| = \sqrt{\frac{(\lambda^2-\beta^2)^2+(2\xi_T\lambda\beta)^2}{\{(\lambda^2-\beta^2)(1-\beta^2)-\lambda^2\beta^2\mu\}^2+(2\xi_T\lambda\xi^2)^2\{1-(1+\mu)\xi^2\}^2+\{(2\xi_T\beta)(2\xi_T\lambda\beta)-\mu\beta^4\}^2+2(\xi_T\beta)^2(\lambda^2-\beta^2)^2-(\mu\beta^4)^2}} \quad (6)$$



(a) ξ=0.06, μ=(0.01~0.02)



(b) ξ=0.06, μ=0.01

Fig. 8 Frequency response curve of Bridge

상기의 질량비에 의한 진동 저감 기대치를 기준으로 본 교량에 대한 TMD를 이용한 진동제어 목표에 대해서 검토한다. 「기준」 1)에 의하면 교량의 동적 처짐량을 제한하기 위한 방법으로 활하중 처짐이 교량 지간의 1/600이하가 되도록 규정하고 있다. 그러나 동적 응답량 그 자체에 대한 명확한 한계는 규정되어 있지 않아서, 현재 제안되고 있는 진동제어의 기준에 사용되는 연구자들의 대표적인 예를 표 4에 나타낸다. 진동 제어는 당연히 보행자가 보행 시 진동을 느낄 수 없을 정도까지 억제하는 것이 이상적이지만 설치 공간의 제약, 경제성 그리고 교량에 대한 응력 검토 등을 고려하면 TMD의 질량을 무한정 크게 할 수만 있는 것이 아니므로 진동제어 목표수준을 설정하고 그 목표를 만족하도록 TMD 제원을 고려하는 것이 바람직하다고 생각된다. 본 연구에서는 이하의 표에서 나타내고 있는 진동제어 수준에서 Tanaka & Kato[5]가 제안한 기준치(RMS속도 0.85cm/sec)를 이용한다.

해석 결과로부터 공진응답 진폭이 RMS속도(0.85cm/sec) 이내가 되기 위해서는 해석에서 고려된 질량비 중 0.5%의 TMD를 고려하면 만족할 수 있는 진동 저감을 기대할 수가 있다. 그러나 그림 7의 결과는 어디까지나 최적 동조(Tuning)을 가정한 상태에서 얻은 수치 해석의 진동 응답치이다. 실제, TMD를 설치한 현장에서의 동조오차에 의한 진동제어 성능의 저하, 수치해석에서 이용한 보행외력 모델의 불확실성 등을 고려한다면 질량비 0.5%의 수치 해석 응답값으로서는 불안요소를 생각할 수가 있다. 그래서 이 이후의 TMD의 질량비는 1%를 고려해서 설치 후 진동 저감 효과를 기대한다.

5. TMD의 설계 개요

TMD의 설계시 고려해야 할 제약조건은 다음과 같다.

① TMD는 보행자의 보행이 있는 기존 보도교에 설치한다.
② 교통량이 많은 국도상의 보도교이고 가설공사시에 차선 규제를 포함한 대규모 공사의 어려움이 뒤따른다.
③ 시공성과 경제성의 향상을 기대하는 구조
④ 설치후의 경관등의 고려

본 TMD는 이상과 같은 제약조건을 바탕으로 설계되었고 보도교의 지간 중앙의 난간부를 일부 절단해서 절단 한 부분에 TMD를 삽입하는 박형 구조로 되어 있다. 그림 9는 TMD의 개요를 나타낸다. 그림에서 보여주는 TMD는 높이 1155mm×폭1100mm×두께200mm의 구조로 되어 있다.

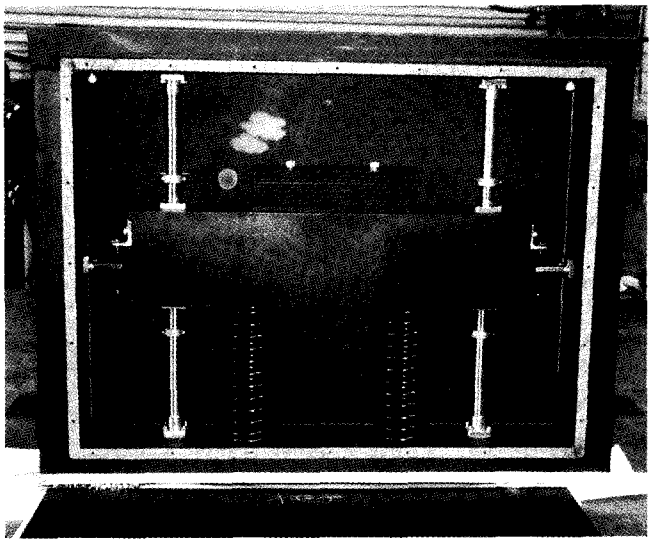


Fig. 9 General View of TMD

6. TMD 설치 이후의 성능 확인 실험

6.1 자유 진동 실험

TMD 설치 직전에 측정한 교량의 고유진동수는 설치 이전에 확인한 교량의 1차 진동수 1.84Hz에 비해 약간 낮은 1.80Hz가 실험결과로부터 얻어졌다. 그 원인은 TMD 설치에 앞서 본 보도교는 낙후 등의 요인으로 보도교의 노면보강, 도장 공사가 행해졌고 이와 같은 이유로 인해 교량의 1차 고유진동수의 변화가 발생했다고 생각된다. 따라서 TMD를 교량과 동조시키기 위해 고안된 조절용 추가 질량을 이용해서 TMD를 최적화 시켰다. 그림 10은 TMD를 설치한 이후 실시한 자유진동 실험결과를 나타낸다. 그림에서 알 수 있듯이 진동 응답 파형에서 맥놀이 현상(Beat Phenomenon)을 동반한 감쇠 파형이 나타나고 있음을 알 수 있다. TMD의 감쇠치는 현장설치 이전에 검토된 최적치로 조절을 했지만 설치 후 댐퍼 구동부의 마찰 감쇠의 영향이 변화함에 따라 최적치보다 약간 낮은 감쇠치가 나타났다. 맥놀이 현상을 동반하는 감쇠 파형으로부터 직접 구조감쇠치를 평가하는 것은 어렵기 때문에 2 자유도계의 단위 충격 응답 함수를 비선형 최소자승법으로 곡선 적합하는 방법[8]을 이용하여 보도교의 모드 감쇠를 산정한다. 그림 11은 모드 감쇠치를 산정한 결과이고 대수 감쇠율은 0.14이다. 따라서 TMD 설치 이전의 대수 감쇠율과 비교해 13배 정도의 감쇠치의 증가를 나타내고 있다.

Table 4 Vibration serviceability proposed by several researchers

verification method	Loading condition	Allowable level	Unit	Category of vibration serviceability
BS500, Blanchard[6]	Single resonance walking	$50f^{0.5}$	cm/sec^2(Max.)	Tolerance
Wheeler[4]	Single resonance walking	2.4	cm/sec(Max.)	Unpleasant
Kajikawa[7]	Single walking	1.7	cm/sec(RMS)	Slightly hard to walk
	Crowded walking	1.7		Slightly hard to walk
	Single running	2.7		Definitely hard to walk
Tanaka & Kato[5]		0.85	cm/sec(RMS)	Definitely perceptible

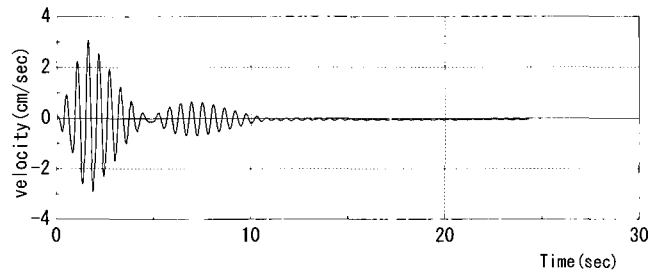


Fig. 10 Decaying Oscillation of the footbridge with TMD

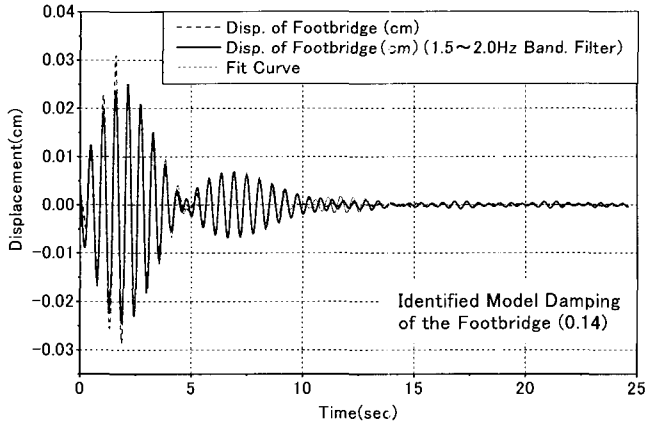


Fig. 11 Estimation of beating wave by system identification method

6.2 공진보행 실험

TMD를 설치한 이후, 보행 외력에 의한 공진응답을 실시한 진동 응답 결과는 그림 12과 같다. 유사한 공진 보행실험을 반복실시 한 결과 평균적으로 0.58cm/sec의 RMS 속도치를 얻었다. 이 값은 진동제어 목표치로 설정한 응답(RMS진동속도, 0.85cm/sec)을 만족하는 결과이다. 그러나 최적설계된 TMD의 해석결과(0.32cm/sec, 1%질량비)와 비교해 약 2배정도의 차이가 발생하고 있다. 그 원인은 다음과 같은 몇 가지 로서 생각할 수가 있다.

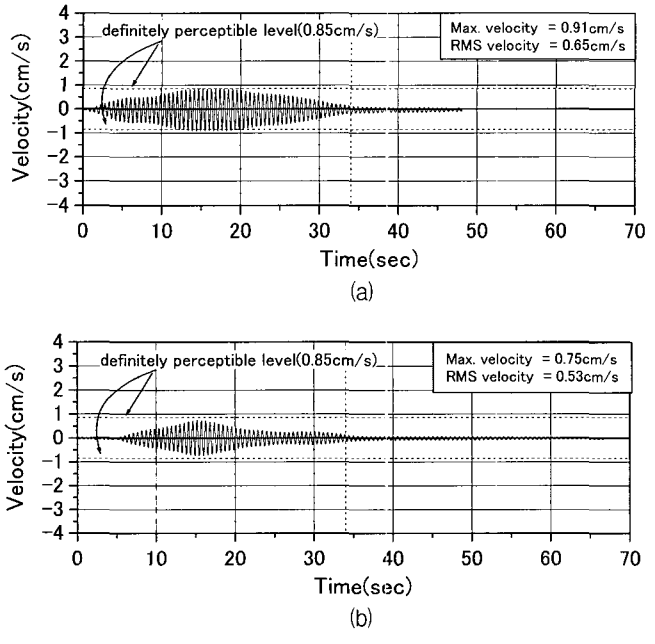


Fig. 12 Measured resonance vibration of the footbridge with TMD

① TMD 설치 이전에 실시한 보행 실험자와 설치 이후의 실험자와의 체중의 불일치
② TMD의 동조 오차
③ 보행자의 보행 실험시의 심리적 영향 등

수치해석에서 사용한 보행하중은 반조화파에 의한 보행하중을 가정하였지만 TMD 설치 이후의 보행 진동응답에서 알 수 있듯이 인간공학적인 관점을 고려한 최적의 보행외력 모델의 개발이 필요함을 지적하고 있다.

7. 결 론

본 연구에서는 보행자와의 공진현상이 발생하는 보도교에 대한 진동제어를 수행하기 위하여 현지 진동특성 조사와, 보도교의 진동 사용성에 평가를 실시했다. 그 결과 기존 연구자들이 제안하고 있는 「보행하기가 힘들다」의 값보다 상회하는 실측값을 얻었다. 그래서 본 연구에서는 보도교와 TMD의 질량비를 고려한 수치해석과 그 이후의 TMD 설치를 실시해서 진동 대책을 강구했다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

① 보행 시 공진현상으로 생각할 수 있는 큰 진폭이 발생한 보도교에 대한 진동 대책으로 강구한 TMD 설치 이후의 자유진동 실험을 실시한 결과, 보도교의 구조적 감쇠치는 TMD 설치 이전의 값보다 약 13배정도의 향상된 응답을 나타내었다. 그러나 TMD의 수치해석에 이용된 보도교의 1차 고유진동수(1.84Hz)의 차이와 약간 변화된 보도교의 고유특성으로 인해 최적 진동수의 차이가 발생해 감쇠 응답 파형에서 맥놀이 현상(Beat Phenomenon)이 나타났다.
② 공진보행 실험을 실시한 결과, 본 연구에서 목표로 설정한 진동 응답 수준(RMS, 0.85cm/sec)을 훨씬 상회하는 진동응답을 얻었다. 그러나 수치해석에 얻은 진동 응답보다는 약 2배정도의 응답의 차이가 생겼고, 그 이유는 보행하중을 가정해 수치해석을 실시할 경우 인간의 보행하중에 가장 적절한 보행 모델의 개발의 필요성을 지적할 수가 있다.

본 연구는 기존 보도교의 진동제어에 대해서 기술한 것이지만 인간이 사용하기 편리한 보도교의 유지관리에 대한 한 방법으로서 교량 기술자들에게 참고가 되기를 원한다.

참 고 문 헌

1. Japan Road Association, *The Technical Standard of Crossing Facilities*, Maruzen, 1979(in Japanese).
2. Kobori T. and Kajikawa Y., "Ergonomic Evaluation Methods for Bridge Vibrations," *Proc. of JSCE*, No. 230, 1974, pp. 114-122(in Japanese).
3. Kajikawa, Y., Kubo, S., Fukuda, S., and Kondoh, S.,

"Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Stress Ribbon Bridge with Slab deck," *Proc. of Colloquium on Bridge Vibration*, 2001. 10, pp. 97-104(in Japanese).

4. Wheeler, J. E., "Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Foot-Bridges," *J. of Strc. Div.* ASCE, Vol. 108, No.ST9, 1982, pp. 2045-2065.
5. Tanaka, S. and Kato, M., "Design Verification Criteria for Vibration Serviceability of Pedestrian Bridge," *Proc. of JSCE*, No. 471/I-24, 1993, pp. 77-84(in Japanese).
6. BSI, *Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2., Specification for Loads*, BS5400, 1978.
7. Kajikawa, Y., "Some Considerations on Ergonomical Serviceability Analysis of Pedestrian Bridge Vibrations," *Proc. of JSCE*, Vol. 325, 1982, pp. 23-31(in Japanese).
8. Okabayashi, T., Yamamori, K., Sanuki, Y., and Tamura, T., "Estimation of Dynamic Characteristics for Structures with Closely Spaced Eigenvalues," *Proc. of JSCE*, Vol. 633/"T-49, 1999, pp. 93-102(in Japanese).