

고속전철 교량 감쇠 연구

A Study on Damping Value of Bridge in High-speed Railway

최은석¹, 진원종², 곽종원², 박성용¹, 강제윤¹, 김영진², 김병석³

Eun-Suk Choi, Won-Jong Chin, Jong-Won Kwark, Sung-Yong Park, Jae-yoon Kang, Young-Jin Kim, Byung-Suk Kim

keyword : Damping ratio (감쇠비), Natural frequency (고유진동수)
Unbalance mass rotary exciter (불균형 질량 회전 가진기)

Abstract

The dynamic characteristics such as natural frequency, mode shape and damping ratio are most important parameters in the high-speed railway bridges rather than general roadway bridges. Also, the need to know the dynamic behavior of bridges greatly increased in recent years.

In the early of 1990s, to design the high-speed railway bridges, damping ratio recommended in general code was 2.5~7.5%. However, these values were not applied in all cases. Therefore, obtaining the damping value of specific structures is important to get the correct variable for design of high-speed railway bridges.

The purpose of this study is mainly to obtain the damping ratio of high-speed railway bridges. The average damping ratio of high-speed railway bridges evaluated from a field test is about 2.4%.

1. 서론

본 논문은 고속전철 6-1공구 대전 갑천교 현장에서, 불균형 질량이 회전하면서 주기적으로 진동을 가하는 가진기를 사용하여 감쇠시험을 실시하였고, 가진기에 의해 발생하는 동적응답인 교량 상부구조의 가속도를 측정, 분석하여 감쇠비를 구하였다. 질량과 강성의 산정에 비하여 감쇠는 일반적인 실제 구조물에서의 에너지손실 현상이 제대로 규명되지 않은 관계로 그 산정이 매우 어렵다. 일반적인 운동방정식에서 적용되고 있는 점성감쇠, 즉 속도에 비례관계가 있다고 가정되는 감쇠의 작용은 실제로 매우 복잡하다. 고속으로 주행하는 열차를 지지하는 경부고속철도 그러나, 실험적인 방법에 의하면 적절한 등가의 점성감쇠를

구할 수 있다.

교량은 저속 주행하는 차량의 주행을 위한 일반 교량과 달리 교량의 동적거동이 매우 중요한 설계변수이다. 현재건설중인 경부고속철도 교량은 상자형 교량이 대부분이고 실제 사용속도 내에서 공진이 발생할 수 있으며, 공진이 발생하게 되면 열차의 주행 안전성에 심각한 영향을 미칠 수 있다. 비감쇠 구조물에서 공진이 발생하는 경우에는 이론적으로 응답이 무한대가 발생하나, 실제적으로 존재하는 감쇠로 인하여 일정 한계 내에 도달하게 된다. 이러한 감쇠의 역할은 공진이 발생하는 진동수에서 매우 민감하게 작용하므로 해석 및 설계검토에 적용하는 감쇠비의 선택은 신중을 기해야 한다.

1990년대 초반에 수행된 경부고속철도 교량구조물의 동적거동 분석에서는 2.5~7.5%의 감쇠비가 사용되었다. 이러한 감쇠비는 정확한 근거가 없으며, 일반적으로 알려진 콘크리트구조물의 감쇠비를 기준으로

*1 비회원, 한국건설기술연구원 구조시스템그룹 연구원

*2 정회원, 한국건설기술연구원 구조시스템그룹 선임연구원

*3 정회원, 한국건설기술연구원 구조시스템그룹 수석연구원

추정된 값이다. 그러므로 실측을 통한 구조물의 정확한 감쇠비의 산정이 요구되며, 고속전철 교량은 일반 도로교량과는 달리 도상이 설치되므로 도상의 유무에 따른 감쇠비의 변화를 통하여 도상이 감쇠비에 미치는 정도를 파악할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서, 경부고속철도 교량은 몇 가지의 대표적인 형식으로 규격화되어 있으므로 실측을 통한 감쇠비의 산정은 차후 교량설계시 실제적인 자료로 사용될 수 있고, 건설된 교량의 동적거동 분석 및 예측에도 적용할 수 있다.

2. 국내·외 교량의 감쇠비

국내·외 교량의 실제 감쇠비를 교량 형식에 따라서 분류하여 조사하였다. 조사한 내용중 국내자료는 건설부와 국립건설시험소에서 발간한 교량내하력보고서를 참고하여 수집하였으며, 국외자료는 Proceedings of the International Modal Analysis Conference의 내용을 중심으로 조사하였다. (Table 1, 2 참조)

Table 1 Damping value of concrete bridges

교량명	위치	경간 구성	1차 모드 진동수(Hz)	1차 모드 감쇠(%)
장평교	한국	단순T형 (11.0m)		2.68
강구대교	한국	단순T형 (12.3m)		1.91
흑천교	한국	단순T형 (15.0m)		3.09
문막교	한국	단순I형 (15.0m)		2.21
향호교	한국	단순I형 (12.0m)		3.09
괴산교	한국	3경간연속 T형(3@9m)		1.11
동진교	한국	3경간연속 T형		1.32
천평교	한국	단순RC 슬래브(11m)		2.55
서상교	한국	단순T형 (11m)		1.75
오산교	한국	단순T형 (6m)		1.5
군포교	한국	단순I형거더 (12m)		1.83
포대교	한국	3경간연속 (12.5m)		2.1

교량명	위치	경간 구성	1차 모드 진동수(Hz)	1차 모드 감쇠(%)
남면교	한국	단순T형 (13.5m)		1.12
단성교	한국	단순T형 (17.8m)		1.87
궁촌교	한국	8경간연속 (8@10m)		2.04
다문교	한국	단순RC 슬래브(7.3m)		6.94
양양교	한국	단순I형 (12.4m)		6.57
청운교	한국	단순T형 (6.3m)		8.34
호산교	한국	단순I형 (12.0m)		1.22
마룡교	한국	RC연속슬래브 (8@7.30m)		5.63
주수교	한국	단순T형(10m)		2.52
		단순I형(10m)		4.87
Drift Road	영국	PC box 4경간연속 (4@15.7+21.95+21.95+15.7m)	6.8	1.9
Lower Earley	영국	PC box 3경간 precast 역T형(3@22.2+22.4+22.2m)	5.7	4.5
Taunton Motorway		RC 4경간연속 (4@11.8+18.2+18.2+11.8m)	6.3	2.85
Ticino	이태리	RC 11경간(308m)	4.73	2.53
B13	벨기에	I형(31.5+39.3+31.5)	1.92	3.59
B14	벨기에	I형(25.25+38.5+25.25)	2.355	1.72
B15	벨기에	PC box (35.8+53+35.8)	1.88	1.09
Lavic Road Overpass		RC (37.5+36.5)	3.1	3.5
Z24		PC box (14.30+30+14)	3.94	1.07
Arrabida		중앙경간 아치(270m)	0.72	2.2
McCoy's		RC 단순 (4 beam)		3.49
McCoy's		RC 단순 (3 beam)		4.1

교량명	위치	경간 구성	1차 모드 진동수(Hz)	1차 모드 감쇠(%)
Pottneuf 교	캐나다	1형(16.8+39.6 +16.8) 판형교	4	1.2
		(12.37+16.70 +19.70+20.48 +18.52+16.53)	7	1.6
		(12.37+16.70 +19.70+20.48 +18.52+16.53)	6.8	2.4
Yamaage 교	일본	6경간연속 (6@41.05m)	2.5	6.8

Table 2 Damping value of steel bridges

교량명	위치	경간 구성	1차 모드 진동수(Hz)	1차 모드 감쇠(%)
2nd Tagus River		(62+70.6+72+420 +72+70.6+62)	0.295	1.23
Guradiana		중앙경간 (324m)	0.25	2.4
Arade		중앙경간 (256m)	0.25	2.4
Figueira da Foz		중앙경간 (225m)	0.51	1.6
Tancarville		중앙경간 (608m)	0.163	0.7
Normandie		중앙경간 (856m)	0.171	0.6
Vasco da Gama		중앙경간 (420m)	0.293	1.1
I-40		(39.9+49.7+39.9)	2.48	
East Bound Route 22		단경간 (25.86m)	4.92	1.78
Tilghman street		(14.86+53.34+14. 86)	5.47	2.33
Seymour Avenue		(12.2+15.2+12.2)	7.15	2.32
Butler County		(22+28+22)	2.69	2.05
Walnut Creek		(4@30.5m)	2.54	2.4

교량명	위치	경간 구성	1차 모드 진동수(Hz)	1차 모드 감쇠(%)
Dala		(65+82+65)	0.62	6.5
Queen brough		(56+96+56)	1.12	1.94
QuianTang Great		23경간-1322.1m	3.29	1.23
Sandaokan Yellow River		단경간 (28m)	3.54	1.64
J.W. Bridge		(22+28.4+22)	2.64	1.74
Alamosa Canyon		단순I형 거도 (15.2m)	7.37	1.51
QuianTang Great		23경간-1322.1m	3.29	1.23
Sandaokan Yellow River		단경간 (28m)	3.54	1.64
J.W. Bridge		(22+28.4+22)	2.64	1.74
Alamosa Canyon		단순I형 거도 (15.2m)	7.37	1.51

Fig. 1과 Fig. 2는 Table. 1과 Table. 2의 감쇠치를 그래프로 나타낸 것이다. 국내 콘크리트 교량의 실측 감쇠비의 평균은 약 2.15이며, 국외 콘크리트 교량의 감쇠비 평균은 2.32이고 강교량은 1.57로 나타났다.

Cantieni는 198개 콘크리트 교량의 감쇠비를 Logarithmic decrement방법으로 측정하였는데, 감쇠비의 평균은 1.31%(0.3~5.7%)이며, 이 중에서 장경간이고

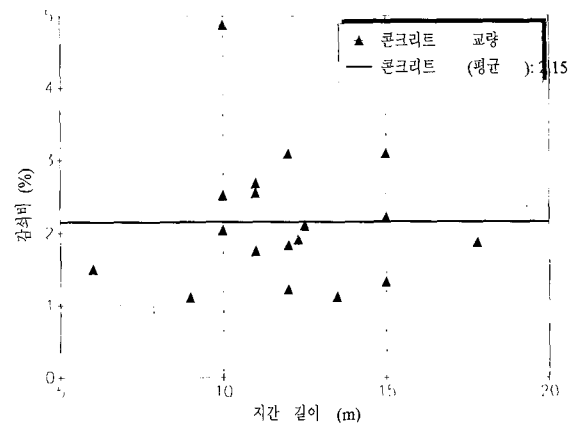


Fig. 1 Damping ratio of con'c bridges (domestic)

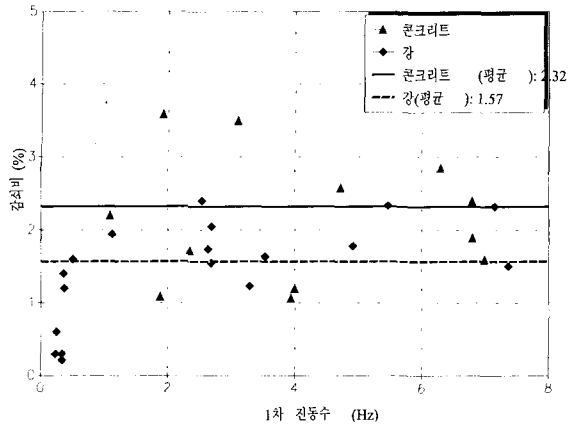


Fig. 2 Damping ratio - natural frequency of con'c & steel bridges (the other country)

직선인 협교에서는 평균 0.76%(0.48~1.26%)이고 단경간이고 곡선인 광폭교에서는 평균 1.59%(0.59~4.77%)인 것으로 나타났다. 이러한 감쇠비는 일반적인 측정값보다 다소 작은 수치를 나타내고 있다. Fig. 3은 그 결과를 도시하고 있다.

3. 감쇠실험

3.1 가진 시험

교량과 같이 중량 구조물의 가진시에는 상당한 크기의 가진력이 요구된다. 교량의 고유진동수와 감쇠비 등의 동특성치를 측정하는 방법에는 가진력의 종류에 따라 크게 강제진동시험과 상시진동시험으로 나눌 수 있다. 장대교량과 같이 유연한 구조물의 경우에는 바람이나 통과차량 또는 지진의 가진에 의한 특정이 이루어 질 수 있고, 일반 교량의 경우에는 차량을 통과하는 동안에 특정을 할 수 있다. 그러나, 본 교량은 시공이 진행중인 노선에 있는 고속철도를 위한 교량이므로 통과차량에 의한 가진이 불가능하고 교량이 유연한 구조가 아니므로 바람에 의한 가진도 용이하지 못하다. 따라서 강제진동에 의한 측정이 이루어져야 한다. 강제 진동에 의한 가진으로는 다음과 같은 다양한 방법이 존재한다.

- 단차를 이용한 차량의 낙하
- 교량에 초기 처짐을 가한 후, 순간적인 풀림을 이용한 가진
- 물통이나 질량체의 낙하를 이용한 가진
- 로켓의 순간적인 연소를 이용한 가진

- 유압 가진기를 이용한 가진

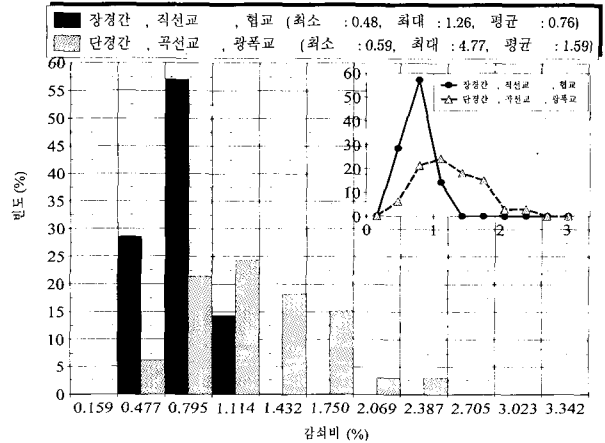
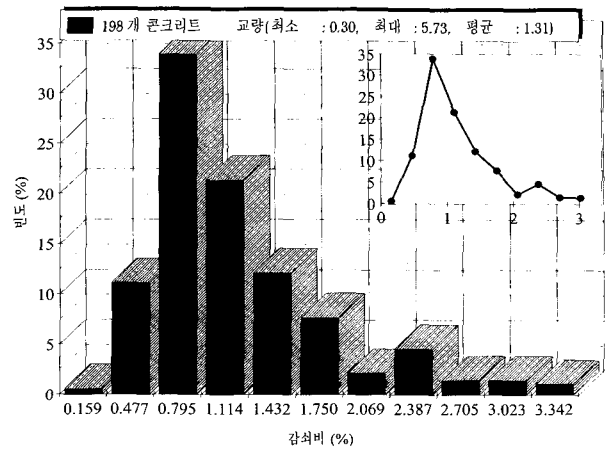


Fig. 3 Damping ratio of concrete bridge (Cantieni)

- 불균형 질량의 회전에 의한 가진
- 증장비를 이용한 가진

이 밖에도 순간적인 외력을 가할 수 있는 다양한 방법을 이용한 가진이 있을 수 있다. 본 시험에서는 불균형 질량이 회전하면서 주기적으로 진동을 가하는 가진기를 사용하여 감쇠시험을 실시하였고, 가진기에 의해 발생하는 동적 응답인 교량 상부구조의 가속도를 측정, 분석하여 감쇠비를 구하였다.

3.2 자유진동 해석

교량의 감쇠비 현장 측정을 수행하기 전에 유한 요소법을 이용하여 교량의 고유진동수와 모드형상을 구하였다(Fig. 4 참조). 해석은 ANSYS의 쉘요소를 사용하였으며 첫 번째 휨모드가 4.5Hz, 두 번째 휨모드가

6.9 Hz로 해석되었다. 두 번째 휨모드는 첫 번째 휨모드가 중앙 지점을 중심으로 역대칭 형상인데 반하여 대칭모드를 갖고 있다.

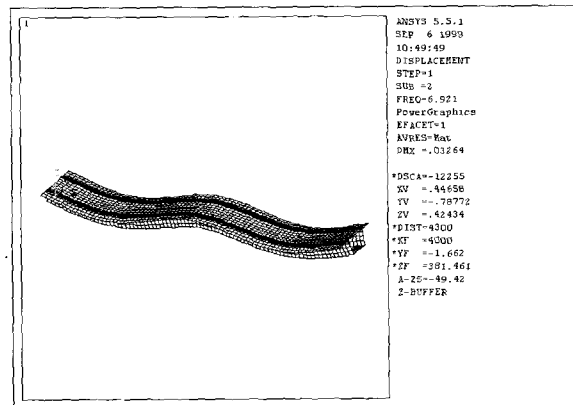
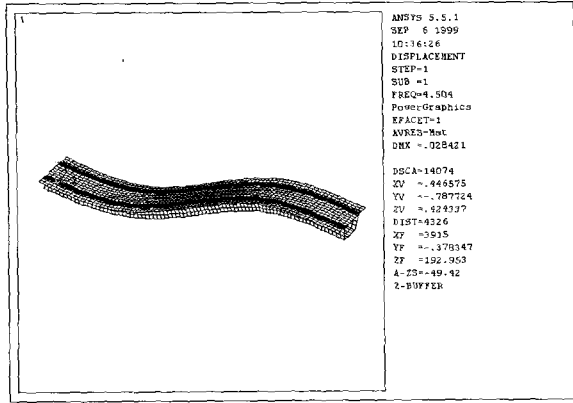


Fig. 4 1st bending Mode (4.5 Hz) and 2nd bending Mode (6.9 Hz)

3.3 실험대상 교량 및 가진위치

실험대상 교량은 6-1공구의 갑천교(2@40m)로써, 교량형식은 PSC 박스거더교, 상부구조는 시험선 구간과 단면이 같은 고속철도 교량의 가장 일반적인 단면인 1-cell 박스이며, 하부구조는 원형 중공단면 교각이다.

갑천교를 실험대상 교량으로 선정한 이유는 고속철도 교량의 상부구조가 대부분 몇 가지의 대표적인 형식으로 규격화되어 있고, 하부구조는 각 현장에 따라 다소 차이는 있지만 원형 중공단면을 가진 교각과 사각형 중공단면으로 된 교각이 대부분을 차지하고 있다. 따라서 갑천교의 상부구조 단면이 가장 일반적인 단면이므로 대표단면으로 가정하고 실험대상 교량으로 선정하였다.

아래의 Fig. 5는 갑천교의 전경이다.

실험위치는 pier 19와 pier 20번 사이의 거더이고 가진기의 위치는 교량의 종방향으로는 거더의 1/2지점을,

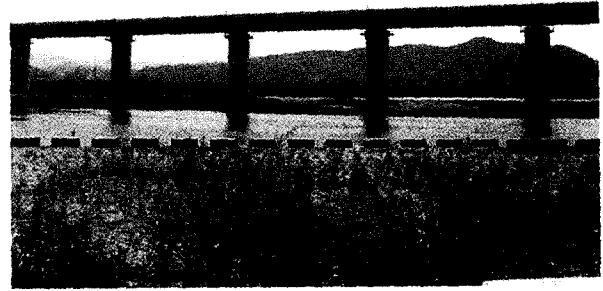


Fig. 5 Gap-chun Bridge

횡방향으로는 web의 윗부분 중앙에 가진기를 설치하였다. 교량의 종방향으로 거더의 1/2지점을 선택한 이유는 교량 모드형상의 가장 지배적인 1차 모드형상을 볼 수 있고, 상부구조의 국부거동보다 전체거동에 대한 응답을 위해서 교량의 횡방향으로 web의 바로 윗부분을 선택하였다. Fig. 6은 거더의 횡단면과 가진기의 가진 위치, 그리고 Fig. 7은 불균형 질량 회전 가진기이다.

3.4 계측시스템

본 실험에서 사용된 가진기는 불균형 질량이 회전하면서 주기적으로 진동을 가하는 원리이다(Fig 7 참조). 가진기의 중심축을 중심으로 원의 1/3 크기의 불균형 질량이 양쪽 2개의 모터에 연결되어 있고, 한쪽 질량이 시계방향으로 회전하면 반대편 질량은 반 시계 방향으로 회전한다. 따라서 상·하 방향으로는 힘이 전달되지만 좌·우 방향으로는 서로 힘이 상쇠 된다.

따라서 질량의 회전수를 제어하여 원하는 주기의 가진력을 발생시킨다. 220V 3상 전원으로 구동되는 가진기는 인버터를 이용하여 전원 주파수를 변화시키면서 불균형 질량의 회전수를 조절, 원하는 진동수를 얻어 교량에 가진한다. Fig. 11은 전원 Hz와 모터의 Hz를 제어해 주는 인버터이다.

센서는 Force Transducer(Fig. 8 참조)와 저진동수 영역에 적합한 Kistler사의 K-beam형식의 가속도계(Fig. 10 참조)를 사용하였다. Force Transducer는 가진기가 구동하면서 발생하는 가진력을 측정하기 위하

여 가진기의 밑부분 4곳에 설치하였고, 가속도계는 가진기의 중앙 하부지점인 교량 종방향 1/2지점과 1/4지점에 설치하였다. 이렇게 설치된 Force Transducer와 가속도계로부터 발생하는 신호는 Amplifier (Fig. 9 참조)를 통과하고 Megadec Dynamic Logger로 데이터를 수집하였다.

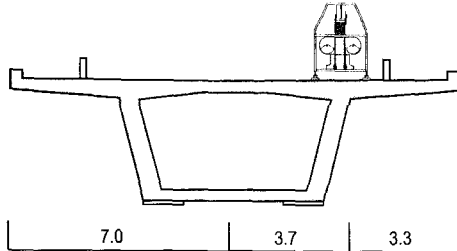


Fig. 6 Cross section of superstructure



Fig. 7 Unbalance mass rotary exciter

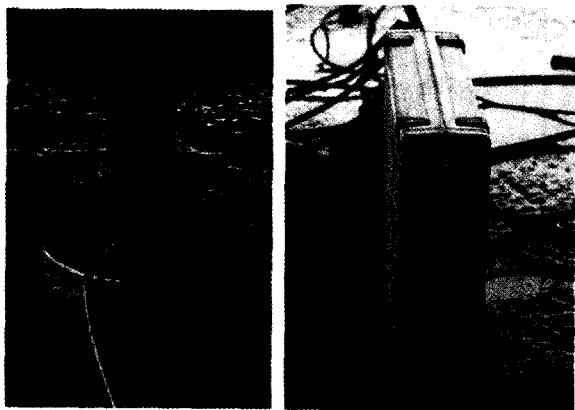


Fig. 8 Force Transducer Fig. 9 Amplifier

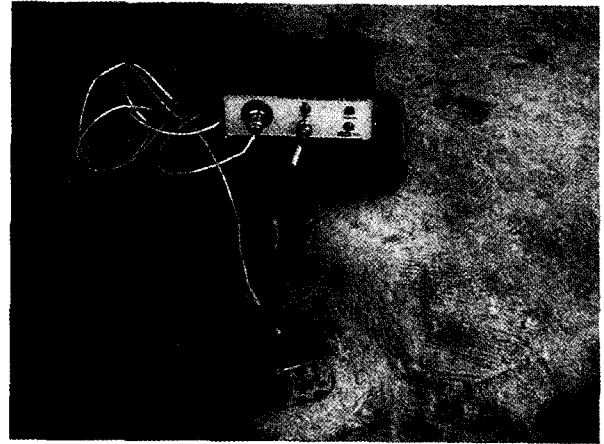


Fig. 10 Accelerometer



Fig. 11 Inverter

4. 실험결과

실험은 2차례로 나누어 실시하였다. Sampling rate 은 100Hz를 기본으로 하여 50Hz와 500Hz도 측정하였다. 아래의 그림들은 가진력과 가속도 시간이력의 전형적인 그래프이다.

Fig. 12는 가진력을 일정하게 가한 경우와 일정하지 않은 경우의 가진력 응답 시간이력이며, Fig. 13은 가진력이 일정한 경우와 변하는 경우의 가속도 시간이력의 한 예이다.

그리고 Fig. 14는 시간이력의 마지막 부분에 해당하는 가속도 신호가 줄어드는 부분의 그래프로서 자유진동을 거쳐 감쇠가 이루어지는 부분을 잘 보여주고 있다.

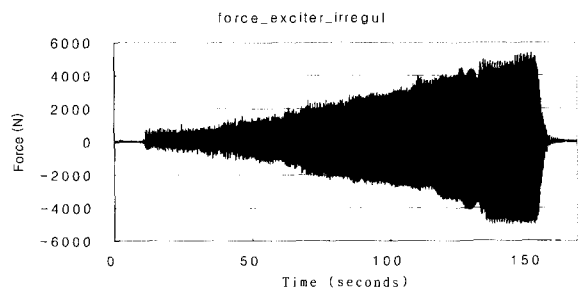
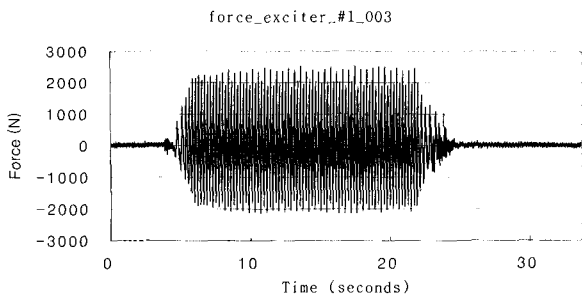


Fig. 12 Excitation force time-history (regular & irregular rotation)

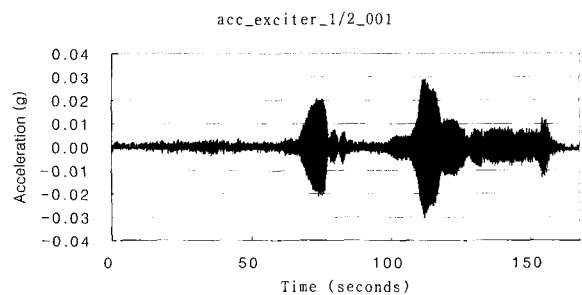
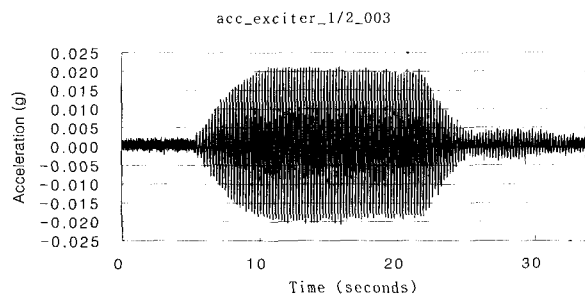


Fig. 13 Acceleration time-history (regular & irregular rotation)

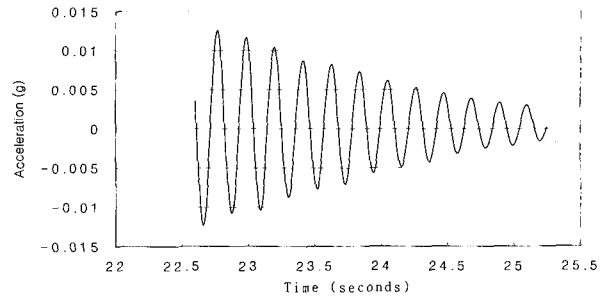


Fig. 14 End-signal of Acceleration time-history

계측으로 구한 응답 시간이력은 다시 nSOFT 프로그램을 이용하여 고유진동수와 감쇠값을 구하였다. 고유진동수의 해석치는 1차, 2차, 3차 모드에서 각각 4.5Hz, 6.9Hz, 7.7Hz(휨)이었으며 현장측정으로는 1차와 2차모드가 각각 4.75Hz, 6.37Hz임을 확인하였다.

1차모드의 감쇠비를 구하기 위하여 4.75Hz로 가진을 하여 교량의 공진을 유발시키고 가속도계를 사용하여 응답으로부터 대수감쇠비를 구하였다.

Table 3은 1차와 2차 실험의 감쇠비 결과이다. Table 3에서 감쇠비는 2.2%에서 약 2.6%의 양상을 보여주고 있으며 평균 약 2.4 %로 측정되었다.

Table 3 Damping ratio

1차 실험		2차 실험
	0.012	0.026
	0.018	0.022
	0.028	0.022
	0.020	0.024
	0.026	0.033
	0.026	0.032
	0.023	0.020
평균	0.022	0.026
표준편차	0.006	0.005

5. 결론

본 시험은 대전 갑천교 현장에서 실시하였으며, 불균형 질량이 회전하면서 주기적으로 진동을 가하는 가진기를 사용하여 감쇠시험을 실시하였고, 동적 응답인 교량 상부구조의 가속도를 측정, 분석한 결과

다음과 같은 결과를 얻었다.

- 실험대상 교량의 감쇠비는 2.2%에서 2.6%로 측정되었다.
- 가진시의 가진력은 센서 1개당 최대 6,000N 정도로 총 가진력은 24kN이었으며, 가진시의 최대가속도는 0.03g로 측정되었다.
- 대상 교량의 감쇠비가 동적 안정성 검토시 적용되던 감쇠비와 비교하면 2.5% 수준으로 기준치에 포함되지만, 강교량이 아닌 콘크리트 교량으로 판단하면 낮은 수치를 보이고 있다.
- 향후, 도상이 설치된 후에 도상에 의한 감쇠특성 변화를 파악할 필요가 있다.
- 대상 교량 이외의 형식이 다른 고속철도 교량, 특히 강교량과 지간이 짧은 교량의 감쇠특성 측정이 요구된다.

the 15th International Modal Analysis Conference, 1997, pp. 271-277

9. Cantieni, R., "Dynamische Belastungsversuche an der Bergspurbrücke Deiböei," EMPA, Dezember, 1988.
10. Society for experimental mechanics, inc, "Proceedings of the International Modal Analysis conference", 1990-1997.
11. Cantieni, R., "Dynamic Load Testing of Highway Bridges," IABSE, Proceedings P-75/84, 1984, pp. 57-72

감사의 글

본 실험연구는 건설교통부 G7프로젝트인 "고속전철 구조물 안전성 기술개발 과제"의 일환으로 수행되고 있으며, 현장 실험에 적극적으로 협조해 주신 한국고속철도건설공단과 한진건설, 벽산엔지니어링 관계자들에게 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 건설교통부, 산업자원부, 과학기술부, "고속전철 구조물 안전성 기술 개발(교량부문)", 2000.10
2. 건설교통부, 산업자원부, 과학기술부, "고속전철 교량/터널구조 및 유지관리 시스템 개발(교량부문)", 1999.10
3. 서울대학교 공학연구소, "경부고속철도 교량 및 고가구조물의 동적특성에 대한 안정성 검토보고서", 1994.12
4. 건설부, 국립건설시험소, "교량내하력조사(구조물안전도연구)", 1986-1990
5. Chopra, A.K, Dynamics of Structures, Prentice Hall
6. Charles R. Farrar, et al. "Variability of Modal parameters measured on the Alamosa Canyon Bridge", IMAC, Proceedings of the 15th International Modal Analysis Conference, 1997, pp.257-263
7. Scot W. Doebling, et al. "A Statistical Comparison of Impact and Ambient testing Results from the Alamosa Canyon Bridge", IMAC, Proceedings of the 15th International Modal Analysis Conference, 1997, pp.264-270
8. N. Haritos, T. J. Chalko, 'Using EMA to Determine the In-service Condition of Bridges', IMAC, Proceedings of