

走行車輛에 의한 道路橋의 振動特性에 관한 實驗的 研究

An Experimental Study on Vibrational Characteristics of Highway Bridges
by a Running Vehicle

張	東	一*
Chang,	Dong	Il
郭	鍾	現**
Kwak,	Jong	Hyun
李	熙	賢***
Lee,	Hee	Hyun

Abstract

In this paper, main effects of bridge vibration were investigated by arranging static and dynamic test data on 30 highway bridges. The test were conducted using displacement transducers and strain gages attached at midspan of each bridges over which a heavy test vehicle was running. Then, vibrational characteristics of the bridges were obtained in the time domain analysis by distinguishing the forced and free vibration state.

The results obtained in this paper will be used properly to simulate the vibrational behaviour of the bridges which is in the state of the beginning in the domestic.

要 旨

本 論文에서는, 國內에 架設되어* 있는 30個 橋梁들에 대한 靜動的試驗으로 부터 얻어진 動的 特性에 관한 基本資料를 整理하여, 橋梁振動的 主된 原因이 되는 사항에 대해 살펴보았다.

試驗은 橋梁의 中央下部에 變位測定機와 變形게이지를 設置한 뒤 單一滿載車輛을 走行시켜 實施하였으며, 이때 얻어지는 動的데이터는 強制振動과 自由振動으로 區分하여 時間領域解析을 통하여 分析, 橋梁의 振動特性을 研究하였다. 여기서 얻어진 資料는 國內에서 초보적 단계에 있는 道路橋의 振動舉動豫測에 귀중한 資料를 제시할 것이다.

1. 序 論

오래전에 架設된 橋梁은 老朽化 및 그 당시의

낮은 設計荷重으로 耐荷力이 供用中에 있는 車輛에 못 미치는 橋梁이 상당수에 달하고 있으며 또한 現在는 設計時 가능한 斷面은 감소시키고, 支間길이를 길게 하려는 경향이 있는데 이러한 橋梁들에 있어서는 動的舉動 파악이 重要

* 正會員·漢陽大學校 工科大學 教授

** 大田市立大學 教授

*** 正會員·漢陽大學校 大學院 博士課程

한 문제가 된다.

그런데 走行車輛에 의한 橋梁의 실질적인 舉動은 車輛 및 橋梁의 動的特性, 접속도로 및 橋梁路面의 狀態等 여러 요인에 의해 일어나서, 여기에 포함된 變數들을 모두 고려하여 動的解析을 하는 것은 상당히 어려운 문제이다. 그리하여 여러 學者들은 모형실험 및 현장실험을 통해 얻어진 資料를 理論的 解析에 의한 것과 비교하여, 理論的 解析方法을 보다 單純化시켜 실제 거동의 문제로 접근시키고 있다.

그러나 실제 設計時 動的의 문제는 단지 충격계수와 최대허용치짐에 한계를 두어 처리되고 있다⁽¹⁾. 여기서 충격계수는 反復應力の 範圍를 제한하기 위한 것으로, 橋梁의 길이가 길어지면 충격계수가 감소한다는 經驗公式에 따라 구해지는 값이며, 이것은 橋梁의 動的特性的 문제를 合理的으로 생각하지 않고 計算된 값이다. 또한 최대허용치짐의 制限은, 過振動으로 인한 疲勞影響과 利用者의 心理的 不安感을 피하기 위하여 規程으로 車輛條件, 特性 및 橋梁의 初期運動等을 合理的으로 고려하지 않고 주어진 값이다.

한편, 現在 供用中에 있는 京釜高速道路上的 대부분의 교량은 現在 設計荷重인 1等橋荷重보다 낮은 2等橋荷重으로 設計되어 있는 橋梁이 상당수에 달하고 있으며⁽²⁾, 당시의 수배에 달하는 交通狀態를 고려한다면 道路橋의 動的舉動研究는 시급한 실정이라 하겠다.

이에 本 論文에서는 橋梁의 振動舉動豫測에 基本資料를 제시하기 위하여, 21個 橋梁들에 대한 靜, 動的試驗을 실시하여 얻은 資料⁽³⁾와 9個 橋梁들에 대한 既測定資料⁽⁴⁾를 分析하여, 橋梁의 固有振動數, 減衰係數, 衝擊係數 등의 分布를 살펴보고, 이 값들을 여러가지 經驗公式과 비교하여 經驗公式의 타당성에 대해 조사해보았으며, 또한 實測 衝擊係數로부터 車輛의 振動數範圍를 산출해 보았다.

2. 試驗車輛 및 橋梁의 諸元

試驗에 使用된 車輛은 8톤(2軸) 또는 15톤(3軸) 덤프트럭이었으며, 2軸 車輛인 경우의 荷

표 2-1. 시험차량의 제원

교 량 명	앞축하중(톤)	뒷축하중(톤)	합 계(톤)
속창교	5.0	13.5	18.5
청원육교	4.5	11.5	16.0
옥천 I/C교	5.3	13.7	19.0
	5.3	13.7	19.0
금강3교	5.3	14.1	19.4
작중교	4.5	9.8	14.3
	4.6	9.9	14.5
광평육교	5.5	12.9	18.4
부동상육교	4.9	11.9	16.8
매원천교	4.4	11.0	15.4
	4.7	11.0	15.7
칠곡교	4.5	10.9	15.4
	4.9	11.9	16.8
외동교	4.9	11.9	16.8
불로육교	4.7	11.4	16.1
이조천교	4.5	10.1	14.6
통도사육교	4.2	10.5	14.7
	4.2	10.1	14.3
내원교	4.3	11.1	15.4
초계교	4.1	10.6	14.7
양촌육교	4.1	12.4	16.5
장유육교	4.9	11.2	16.1
노포교	4.1	10.4	14.5
	5.3	11.9	17.2
입장천교	5.1	11.9	17.0
	4.6	10.2	14.8
초곡교	4.5	9.9	14.4
	4.1	10.4	14.5
매여천교	4.1	10.4	14.5
평 균	4.67 (전체중량의 29%)	11.4 (전체중량의 71%)	16.07

중分布는 표 2-1에서 보는 바와같이 앞축(前輪)에 약 30%, 뒷축(後輪)에 약 70% 정도의 荷重

이 작용하는 것으로 조사되었다. 표 2-2에는 試驗의 대상이 된 橋梁들의 諸元이 나타나 있다. 이 표에 주어진 길이는 교량전체의 길이가 아니고, 試驗對象이 된 길이만을 의미한다.

3. 試驗方法

變位測定機 및 變形게이지는 橋梁의 기하학적 조건을 고려하여, 單純橋의 경우는 中央下部에, 連續橋의 경우는 가장 긴 경간의 中央下部에 설치하여 測定하였으나, 現場 여건상 그곳에 설치할수 없는 경우는 다른곳에 부착하여 測定하도록 하였다. 本 研究에 使用된 變形게이지는 Shinkoh社 제품의 5mm Foil 게이지였으며, 變位測定機는 50mm 까지의 變位를 測定할수 있는 ID型 變位變換機를 使用하였다. 測定値는 6개의 채널을 갖는 動的增幅機(dynamic amplifier)에 의해 增幅되어 現場에서 멀티코더(multi-corder)로 도식적으로 나타나거나, 테이프 레코더(tape recorder)에 기록되어 필요시 마다 찾아볼수 있게 하였다. 시험과정의 흐름을 개략적으로 나타내면 그림 3.1과 같다.

로 나타내면 그림 3.1과 같다.

試驗은 모든 장비를 설치하고, 車輛의 統制를 完了한 후, crawl 走行, 走行試驗, 衝擊試驗의 순으로 실시하였다. 여기서 crawl 走行이란 車輛을 0에 가까운 아주 느린 速度로 走行시키는 것으로, 이때 얻어지는 最大값은 靜의 最大値와 같다고 알려져 있다^(5,6). 走行試驗은 車輛의 速度를 10km/h에서 시작하여 10km/h씩 증가시키면서 現場여건에 따라 最大速度까지 실시하였다. 그리고 일정한 크기를 갖는 角木(높이 : 65

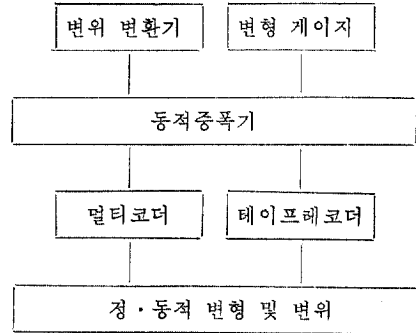


그림 3-1. 시험과정의 흐름도

표 2-2. 대상교량의 제원

교 량 명	준공년도(년)	구 조 형 식	길 이	평면선형	설계하중
속창교	1969	단순 I형강교	15	0°사각	DB-18
정원육교	1984	3경간연속박스형강교	18.2+35+18.2=71.4	20°사각	DB-24
옥천I/C교	1970	2경간연속R.C.라멘교	13+13=26	20°사각	DB-18
금강3교	1970	단순R.C.박스형교	25.5	0°사각	DB-18
작동교	1970	3경간연속R.C.슬래브교	11.5+14.5+11.5=37.5	0°사각	DB-18
광평육교	1970	단순P.C.형교	25	40°사각	DB-18
부동상육교	1970	3경간연속R.C.라멘교	9+28+9=46	0°사각	DB-18
매원천교	1970	2경간연속R.C. T형교	20+20=40	0°사각	DB-18
칠곡교	1970	3경간연속R.C.슬래브교	12+15+12=39	0°사각	DB-18
외천교	1970	3경간연속강판형교	50+50+50=150	0°사각	DB-18
블로육교	1970	3경간연속R.C. T형교	15.5+21+15.5=52	0°사각	DB-18
이조천교	1969	단순P.C.형교	20	0°사각	DB-18
통도사육교	1969	3경간연속R.C.슬래브교	12+15+12+39	0°사각	DB-18
내원교	1969	단순P.C.형교	25	0°사각	DB-18
초계교	1981	단순P.C.형교	30	9°사각	DB-24
양촌육교	1985	3경간연속박스형교	16+32+16=64	0°사각	DB-24
장유육교	1981	2경간연속R.C.라멘교	12.65+12.65=25.3	10°사각	DB-24
노포교	1969	단순강판형교	40	0°사각	DB-18
입장천교	1969	단순P.C.형교	30	0°사각	DB-18
초곡교	1970	단순P.C.형교	25	50°사각	DB-18
매여천교	1970	단순P.C.형교	25	0°사각	DB-18

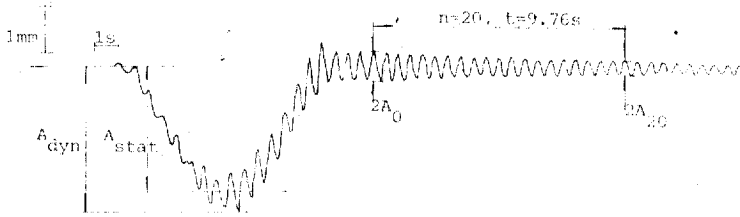


그림 4-1. 주행시험에 의한 대표적인 응답의 시간곡선

mm, 폭 : 33mm, 길이 : 車輛폭이상)에 의한衝擊試驗은 다음 2 가지 特態에서 실시하였다. 첫째 中央部의 角木試驗은 衝擊에 의한 橋梁의 最大應答를 보려는 것이고, 둘째 車輛이 橋梁을 通過하는 부근의 角木試驗은 自由振動狀態가 잘 나타나지 않을때 실시하였다.

4. 資料分析

4.1 試驗資料分析

그림 4-1 은 走行試驗으로 얻어지는 代表的인 動的變位 또는 變形의 時間曲線을 보여준다. 車輛이 橋梁을 通過한 후 橋梁의 振動이 調和的으로 감소한다고 할때 橋梁의 固有振動數, 減衰, 動的增分率 또는 換算衝擊係數는 時間領域上에서 다음과 같이 주어진다. 즉

$$f = \frac{n}{t} (\text{Hz})$$

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{A_0}{A_n}$$

$$P = \frac{\delta}{2\pi} \times 100(\%)$$

$$\phi = \frac{A_{dyn} - A_{stat}}{A_{stat}}$$

여기서

f : 橋梁의 基本 固有振動數

n : 時間 t 동안에 일어나는 cycle 數

δ : 대수감쇠

P : 감쇠비

ϕ : 變位를 使用한 경우는 動的增分率, 變形을 使用한 경우는 換算衝擊係數를 의미

A_{dyn} : 最大動的 變位 또는 變形

A_{stat} : 最大靜的 變位 또는 變形

4.2 固有振動數 計算

橋梁의 固有振動數는 다음에 說明할 세가지 方法에 의해 計算된 값을 實測値와 比較해 보았다. 그런데 固有振動數 計算時 교량을 grid 또는 plate 構造物로 이상화하여 해석하면 보다 精確한 고유진동수를 구할수 있겠지만, 폭에 비해 길이가 긴 교량은 폭의 영향이 크지 않다고 알려져 있으며, 또한 연속교의 경우 일반적으로 내측지점부의 단편은 중앙부에 비해 크나, 고유진동수 계산시 단면변화의 영향은 미미하다고 알려져 있으므로⁽¹⁰⁾ 본 논문에서는 모든 교량을 단면과 재질이 균일한 일차원 보로서 이상화하여 해석했다.

(1) 單純橋의 경우

單純橋의 경우는 일반적인 보理論에 의해 유도된 表 4-1에 있는 式들을 이용하여 橋梁의 基本 固有振動數를 計算하였다. 表 4-1에서

E_c : 콘크리트의 彈性係數

E_s : 鋼材의 彈性係數

E_d : 콘크리트의 動彈性係數

ρ : 單位體積當 重量

A : 斷面積

l : 지간 길이

I : 콘크리트교의 경우 비균열 단면 2차모멘트(PC 교의 경우는 合成斷面 使用), 鋼橋의 경우 비합성 단면 2차 모멘트

I_c : 鋼橋의 경우 合成斷面 2차 모멘트

表 4-1에서 theory 1은 일반 보理論에 의해 유도된 式이며⁽⁷⁾, theory 2는 콘크리트교의 경우는 動彈性係數를 使用하는 式이고, 鋼橋의 경우는 합성단면을 사용한 식이다⁽⁸⁾. 이때 E_d 는 다음과 같이 구한다⁽⁹⁾.

$$E_d = 1.25E_s - 19 (\text{kN/mm}^2)$$

표 4-1. 교량의 고유진동수계산식 (단위: Hz)

	라멘교 PC. RC.	강 교
Theory 1	$1.571 \frac{1}{l_2} \sqrt{E_s I_g / \rho A}$	$1.571 \frac{1}{l_2} \sqrt{E_s I_g / \rho A}$
Theory 2	$1.571 \frac{1}{l_2} \sqrt{E_s I_g / \rho A}$	$1.571 \frac{1}{l_2} \sqrt{E_s I_g / \rho A}$
Theory 3	1.2 × (Theory 1의 값)	1.2 × (Theory 1의 값)

theory 3은 Biggs가 제안한 經驗式으로 theory 1에 1.2를 곱하므로써 구해지는 값이다⁽⁹⁾.

(2) 2 徑間 連續橋의 경우

2 徑間 連續橋의 경우는 Csagoly⁽¹⁰⁾ 등의 유도한 식 $f = C \times \frac{1}{l_2} \sqrt{\frac{E I_g}{\rho A}}$ 를 利用하여 各 theory 별 固有振動數를 구한다. 이때 C를 구하기 위해서는 그림 4-2를 利用한다.

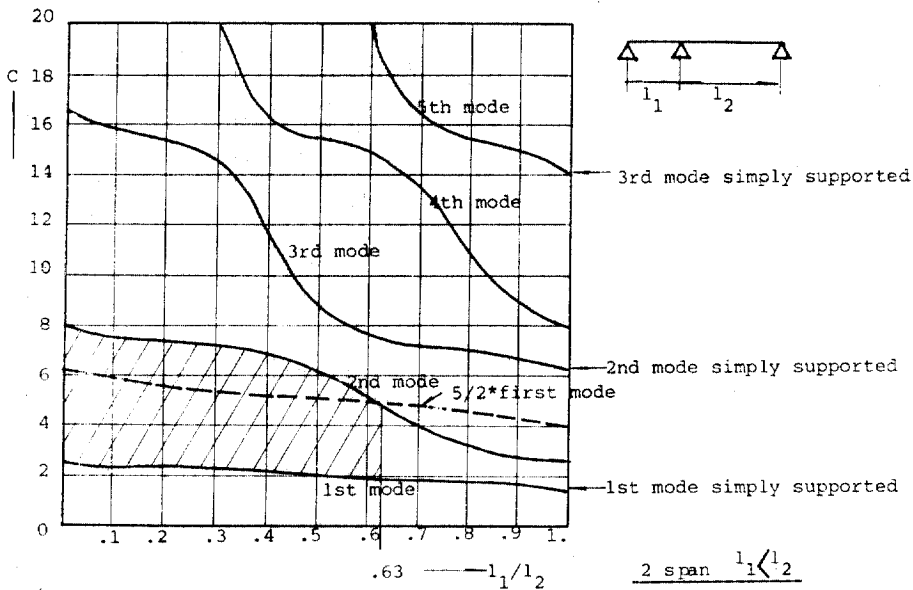
(3) 3 徑間 連續橋의 경우

3 徑間 連續橋의 경우는 2 徑間 連續橋에 적용한 식을 利用하여 各 theory 별 固有振動數를 구하고, 이때 C를 구하기 위해서는 그림 4-3을 利用한다.

5. 試驗結果 및 考察

5.1 對象橋梁의 動的 特性值

實測振動數를 精確한 값으로 보았을 때의 各 theory 에 따라 계산된 固有振動數의 相對誤差가 表 5-1에 주어져 있다. 그리고 表 5-1의 實測振動數를 橋梁의 형식에 관계없이 支間길이 (단순교의 경우: l , 연속교의 경우: l_2)에 대하여 정리한 것이 그림 5-1이다. 또한 그림 5-1에는 振動數를 간단한 支間의 함수로 표시한 Catiени⁽⁶⁾의 經驗식이 주어져 있는데, 이 그림으로부터 실측 진동수는 Catiени의 經驗식 부근에 분포한다는 것을 알 수 있으나, 測定資料의 부족으로 보다 精確한 經驗식은 유도할 수 없었다. 그리고 표 5-1로부터 감쇄비는 0.62~3.7%의 범위에 分布되어 있으며, 일반적으로 감쇄비는 鋼橋에 비해 콘크리트교가 크고, 감쇄종료시간은 鋼橋가 콘크리트교보다 커서, 鋼橋가 콘크리트교보다 振動被害를 많이 받을 것이라는 것을 알 수 있다. 한편 各 theory 별 固有振動數를 실



/// = possible safe area between 1st and 2nd mode natural frequencies

그림 4-2. 2 徑間 連續교의 고유진동수 분포

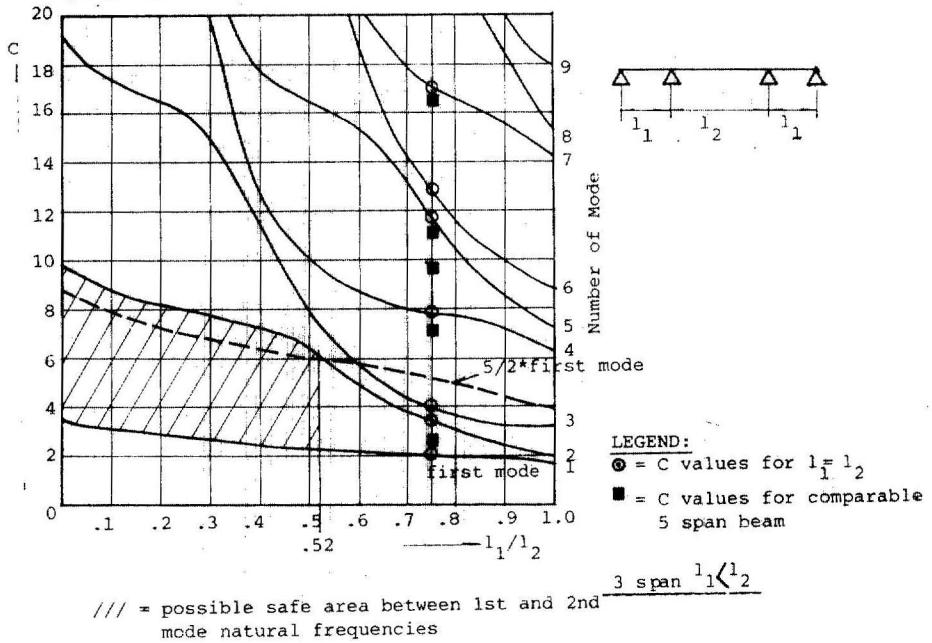


그림 4-3. 3경간 연속교의 고유진동수 분포

표 5-1. 대상교량의 동적특성치

교 량 명	진동수 (Hz)	주기 (sec)	감쇄비 (%)	감쇄종료시간 (sec)	응력감쇄 종료시간 (sec)	이론에 의한 진동수(Hz)			상대오차(%)		
						Theory1	Theory2	Theory3	Theory1	Theory2	Theory3
청원육교	4.1	0.244	0.70	—	—	3.14	4.6	3.77	23.4	12.2	8.0
옥천I/C교	7.6	0.132	—	—	—	5.44	6.78	6.53	28.4	10.8	14.1
금강 3 교	4.74	0.211	—	2.25	4.08	3.12	3.90	3.75	34.2	17.7	20.9
작동교	4.74	0.221	—	1.735	—	3.9	4.29	4.75	17.7	9.5	0.2
광명육교	4.57	0.219	3.7	—	—	2.4	2.78	2.88	47.5	39.2	37.0
부동상육교	2.93	0.341	1.0	—	—	2.2	2.74	2.65	24.9	6.5	9.6
매원천교	2.44	0.41	1.8	6.63	7.46	2.25	2.79	2.69	7.8	14.3	10.2
철곡교	3.2	0.313	2.66	—	—	3.32	4.13	3.98	3.8	29.0	24.0
의천교	1.93	0.518	1.17	—	—	1.29	1.98	1.50	33.2	2.6	22.3
블로육교	4.45	0.225	0.9	8.86	11.43	3.35	4.37	4.21	24.7	1.8	5.4
이초천교	6.86	0.146	—	1.63	2.18	4.04	5.6	5.8	41.1	1.4	15.5
통도사육교	5.3	0.189	—	4.08	5.11	4.21	5.25	5.06	20.6	0.9	4.53
내원교	5.11	0.196	—	1.981	—	3.2	3.7	3.84	37.4	27.1	24.9
양촌육교	4.15	0.241	0.62	10.82	16.94	3.67	4.77	4.4	11.6	14.9	6.3
임장천교	2.3	0.435	1.21	8.05	15.27	2.06	2.3	2.49	10.4	0	8.7
초곡교	4.57	0.219	2.7	—	—	2.72	3.5	3.26	40.5	23.4	28.7
매여천교	2.25	0.499	—	—	—	2.08	2.41	2.49	7.6	7.1	10.7

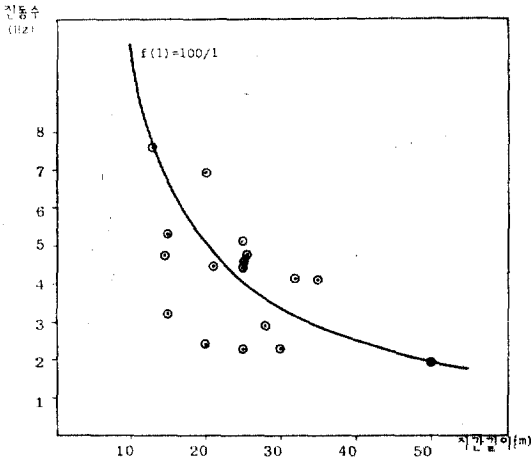


그림 5-1. 측정진동수와 시간길이의 관계

측치와 비교해 본 결과, 얼마간의 斜角을 갖는 橋梁들(청원육교, 옥천 I/C 교, 광평육교, 초곡교)은 실측치와 이론치들이 잘 맞지 않는다는 것을 알수 있으며, theory 1(오차범위: 3.8~47.5%, 평균: 23.72%)에 비해 theory 2(오차범위: 0.0~39.2%, 평균: 13.84%), theory 3(오차범위: 0.2~37.0%, 평균: 14.75%)에 의한 값들이 실측치에 비교적 잘 맞으나, 우리나라 실정에 보다 잘 맞는 식을 유도하기 위해서는 이에 관한 연구가 진행되어야 할 것이다.

5.2 動的増分率과 換算衝擊係數와의 關係

走行試驗으로부터 얻어지는 變位 및 變形의 時間曲線으로부터 變位에 관한 衝擊係數인 動的増分率과 變形에 관한 衝擊係數인 換算衝擊係數를 구하여 그들의 관계를 나타낸 것이 그림 5-2이다. 그런데 測定資料가 充分치 않아 이 그림으로부터 어떤 결론을 내리기는 어려우나 變位 및 變形에 의한 충격계수의 크기는 각기 다르다는 것을 알수 있다. 한편 Cantieni는 變形에 의해 衝擊係數를 구하는 方法은 표준적인 方法이 아니라고 했는데, 우리나라와 같이 橋梁耐荷力評價時 주로 變形에 의한 충격계수를 사용하는 경우, 이것은 주목할 만한 사실이다.

5.3 車輛의 垂直運動의 영향

표 5-2는 國道上 橋梁들의 測定結果들 중 變形에 의한 최대충격계수들과 그 충격이 일어나는 주된 요인을 정리한 것이다. 이표로부터 계

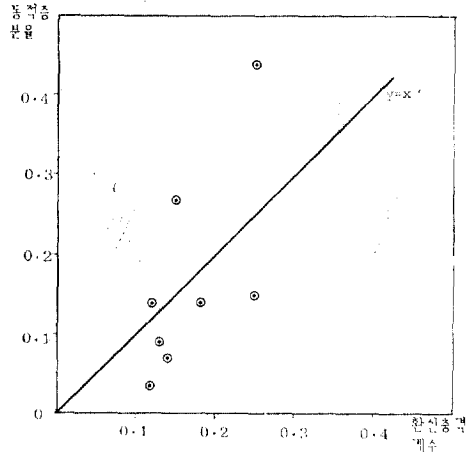


그림 5-2. 동적증분율과 환산충격계수의 관계

르버 형식의 교량인 삼례교는 Oehler⁽⁶⁾가 지적했듯이 큰 충격계수를 나타내고 있으며, 또한 충격의 크기는 車輛垂直運動의 주된 원인인 進入路 및 橋梁路面狀態에 따라 큰 영향을 받는다는 것을 알수 있다. 따라서 橋梁에 일어나는 過多한 衝擊을 막기 위해서는 進入路⁽⁹⁾ 및 橋梁路面狀態⁽¹¹⁾를 개선해야 할 것이다.

5.4 動的増分率과 固有振動數와의 關係로 부터 車輛의 振動數範圍 推定

橋梁과 車輛은 그들의 質量, 스프링계수 및 減衰機構 등에 의하여 振動하며, 이들의 特性은 橋梁振動에 큰 영향을 준다. 그리고 공진현상은 橋梁과 車輛의 固有振動數 등의 일치에 의해 일어나므로, 이 現狀을 피하기 위해서는 車輛의 固有振動數의 範圍를 調査할 필요가 있다.

일반적으로 車輛은 다음 2가지 모드에서 振動한다고 알려져 있다⁽⁶⁾.

- (1) 바디 바운스 모드(body-bounce-mode): 2 ~ 5Hz의 振動數範圍를 말하며, 보통의 路面狀態를 갖는 道路에 의해서 일어나는 모드.
- (2) 휠 호프 모드(wheel-hop-mode): 10 ~ 15Hz의 振動數範圍를 말하며, 路面狀態가 불량한 道路에 의해서 일어나는 모드.

그림 5-3은 보통의 路面狀態를 갖는 橋梁위에서 실시한 走行試驗에서 얻어지는 動的増分率과 橋梁의 固有振動數와의 관계를 보여 주는 것인데, 이 그림으로부터 最大動的増分率의 영역이 2.3 ~ 4.5Hz의 범위(바디 바운스 모드)에서

표 5-2. 국도상교량의 충격계수조사표

교량명	상조천교	금정교	삼립교	구밀교	횡천교	대야교	작천교	단포교	산양교
환산충격계수	1.21	1.26	1.7	1.4	1.31	1.46	1.76	1.41	1.46
교량상태	이음부보수 노면양호 강교	선형불량 노후 콘크리트교	게르비교 노후 콘크리트교	노면상태양 호이음부의 문제없음 강교	진입로비포 장진입부단 차(1.5cm 정도) 선형불량 콘크리트교	진입로비포 장노면불량 노후 콘크리트교	진입로비포 장진입부단 차노후 콘크리트교	노면상태불 량진입부단 차강교	노면상태보 통슬래브 콘크리트불 량진입부 단노후 콘크리트교

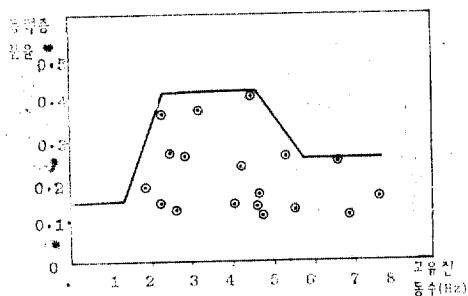


그림 5-3. 일반주행시험시의 교량의 고유진동수와 동적증분율의 관계

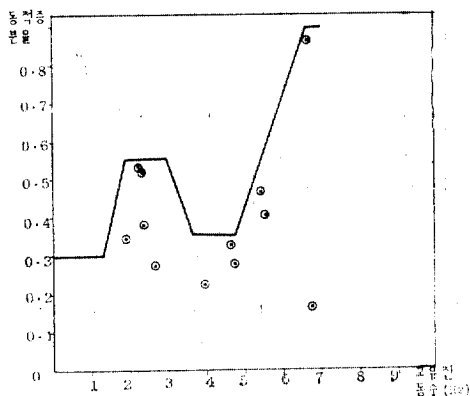


그림 5-4. 충격시험시의 교량의 고유진동수와 동적증분율의 관계

잘 나타난다는 것을 알수 있다. 또한 그림 5-4는 角木을 利用한 충격시험으로 부터 얻어지는 動的增分率과 固有振動數의 관계를 보여 준다. 이때 動的增分率이 커지는 영역은 기대치보다 낮은 영역, 즉 제 1 영역이 2~3Hz(바다 바운스

모드), 제 2 영역이 6.5Hz이상(휠 호프 모드)에서 나타난다는 것을 알수 있다. 이러한 사실로부터 다음과 같은 결론을 내릴 수 있다. 즉 車輛의 振動數는 路面狀態에 따라 달라지며, 路面狀態가 비교적 양호한 교량에서는 2.3~4.5Hz의 범위를 가지며, 路面狀態가 불량한 교량에서는 2가지 영역(이 영역의 범위는 橋梁의 路面狀態에 따라 달라지며)에서 振動하며 본 논문에서와 같이 충격시험에 의한 경우는 2~3Hz 및 6.5Hz 이상의 범위를 갖는다.

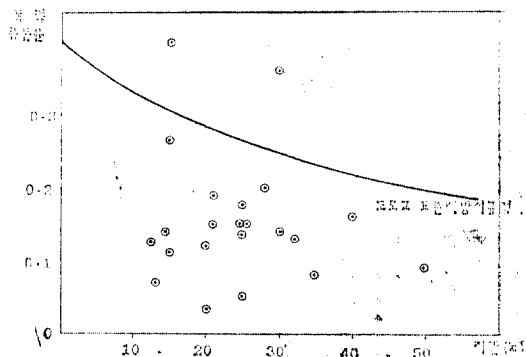


그림 5-5. 시간길이와 동적증분율의 관계

5.5 橋梁의 支間과 動的增分率의 관계

橋梁의 형식에 관계없이 動的增分率을 支間길이(連續橋의 경우는 測定支間)의 함수로 표시한 것이 그림 5-5이다. 이 그림으로부터 알수 있듯이 대부분의 測定值들이 示方書⁽¹³⁾ 값 아래에 있으며, 示方書 값을 초과하는 두개의 資料는 입장천교와 칠곡교에 해당하는 것으로, 이 두개 橋梁은 문헌 (3), (13)에 따르면 문제가 있는 구조물로 판단된 교량이다. 따라서 示方書 規定은

충격계수에 대해 상당히 안전한 것으로 사료된다.

그런데 測定資料의 부족으로 動的增分率의 변화 양상을 일률적으로 說明하기는 곤란하나, 動的增分率은 示方書의 規定과 같이 支間에 따라 일정하게 감소하는 경향을 보이고 있지 않으므로, 충격계수를 支間길이의 함수만으로 표시하는 것은 많은 학자들이 지적했듯이 상당히 불합리한 것으로 사료된다. 그리하여 Cantieni, Csagoly 등은 충격계수를 橋梁의 基本 振動數의 함수로 표시할 것을 권장하였다.

6. 結 論

21個 橋梁들에 대한 靜, 動的試驗을 실시하여 얻은 자료와 9個 橋梁들에 대한 既測定資料를 分析하여, 橋梁의 振動衝擊豫測에 基本資料가 될 수 있는 다음과 같은 사실을 얻을수 있었다.

1) 橋梁의 實測振動數는 Cantieni의 경험식 ($100/l$) 부근에 分布하며, 減衰比는 0.62~3.7%의 범위를 갖는다. 또한 減衰比는 鋼橋에 비해 콘크리트교가 크고, 減衰終了時間은 鋼橋가 콘크리트교보다 길므로 鋼橋가 콘크리트교보다 振動被害를 많이 받는다.

2) 콘크리트교의 경우 動彈性係數를 使用하고 鋼橋의 경우 合成斷面을 使用하면 實測值에 가까운 振動數를 計算할수 있으나, 얼마간의 斜角을 갖는 橋梁에서는 實測值와의 차이가 상당히 크다.

3) 變位에 의한 衝擊係數와 變形에 의한 衝擊係數값은 다르며, 보다 合理的인 衝擊係數값을 구하기 위해서는 그에 관한 研究가 進行되어야 한다.

4) 橋梁에 일어나는 過多한 衝擊을 막기 위해서는 進入路 및 橋梁路面狀態를 개선해야 한다.

5) 車輛의 固有振動數는 路面狀態에 따라 달라지며, 路面狀態가 比較的 양호한 橋梁에서는 2.3~4.5Hz, 불량한 橋梁에서는 두가지 영역(本 論文에서와 같이 衝擊試驗에 의한 경우는 2~3Hz, 6.5Hz 이상)에서 振動한다.

6) 示方書에 規定된 衝擊係數값은 老朽橋梁을 제외하고는 상당히 安全하나, 그것을 단지 支間

길이 만의 함수로 表示하는 것은 不合理하다.

7) 2개의 軸을 갖는 덤프트럭의 경우 앞축에 30%, 뒷축에 70%정도의 하중이 작용한다.

謝 辭

본 연구는 한국도로공사 연구소에서 발주한 용역업무 수행중 얻은 자료를 정리한 것으로 관계자 여러분께 사의를 표한다. 그리고 연구수행중 자료정리에 협조와 수고를 아끼지 않았던 안영수군에게 감사한다.

참 고 문 헌

1. Kim, Gyuchun, "Effect of Vehicle Braking on Dynamic Response of Gilder Bridge", AIT, Apr. 1986.
2. 建設部, "橋梁現況圖書", 1987.3.
3. 韓國道路公社, "高途道路 橋梁耐荷力 評價시스템 開發研究 第2段階 用役 綜合報告書", 1987.12.
4. 建設部 國立建設試驗所, "橋梁耐荷力調査(構造物 安全度研究)", 研究資料 No. 454, 1985.12.
5. R. Cantieni, "Dynamic Load Testing of Highway Bridges", *IABSE Proceedings* p-75/84, Zurich, Switzerland, Mar., 1984.
6. L.T. Oehler, "Vibration Susceptibilities of Various Highway Bridge Types", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 83, No. ST4, July, 1957.
7. Biggs, J.M., *Introduction to Structural Dynamics*, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1964, pp.150~158.
8. P.K.K. Lee, D. Ho and H.W. Chung, "Vibrational Characteristics of an Old Reinforced Concrete Bridge", *Proceedings of the First East Asian Conference on Structural Engineering & Construction*, Vol. 2, Bangkok, Thailand, 1986, pp.1290~1301.
9. Biggs, J.M., Suer, H.S. and Louw, J.M., "The Vibration of Simple Span Highway Bridges," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol.83, No. ST2, Mar., 1957, pp.1~32.
10. Csagoly, P.F., Campbell, T.I. and Agarwal, A. C., "Bridge Vibration Study", Research Report 181, Ontario Ministry of Transportation and Communication, Canada, 1972.
11. 張東一, 李熙賢, "거친路면을 갖는 桁橋의 衝擊係

數의 變化에 관한 研究”, 大韓土木學會學術發表會
概要集, 1986.10, pp.250~254.

合報告書”, 1987.12.

13. 設建部, “道路橋 標準示方書”, 1983.7.

12. 韓國道路公社, “高速道路 構造物 安全診斷用役 綜

(接受: 1988. 2. 1)