

# 건전도 모니터링을 위한 P.C. 상자형 교량의 동적 특성 분석

## A Study on Dynamic Characteristics of P.C. Box Girder Bridge for Condition Monitoring

\*이 선 구<sup>1)</sup>, 이 성 우<sup>2)</sup>

\*Sun Goo Lee<sup>1)</sup>, Sung Woo Lee<sup>2)</sup>

---

### Abstract

To perform condition monitoring of P.C. Box girder bridge under ambient traffic, dynamic characteristics were identified using the results of load test an analysis. It was found that natural frequencies obtained from the measured acceleration data for the forced vibration part and free vibration part were nearly identical. Thus it can be concluded that dynamic parameters are properly determined under ambient traffic condition. Finite element model for analysis was calibrated using measured frequencies. Change of dynamic characteristics were predicted through analysis of the established finite element model with anticipated change.

---

### 1. 서론

교량의 손상 중에서 균열은 고유진동수를 저감시키고 감쇠를 증가시키며, 프리스트레스력은 진동수와 직접적으로 관련되고, 지점의 거동은 진동수와 감쇠를 변화시키며, 충격계수는 고유진동수가 감소함에 따라 증가한다. 따라서 교량의 동적 특성을 정밀하게 예측하고 분석할 수 있다면 교량의 열화를 예측하는 데 아주 유용한 자료가 될 것이다. 그러나 일반적인 동적 시험은 교통을 통제된 상태에서 수행되므로 교통 차단에 따른 불편이 따르며 별도로 시험차량을 준비해야 하는 등 애로가 따른다.

교량의 공용 상태를 유지하면서 정상 교통 하에서 동적 계측을 수행할 수 있으면, 교량의 건전도 평가를 보다 손쉽게 할 수 있을 것이다. 정상 진동법은 구조물을 가진시키기 위해 정상교통과 바람과 같은 일상적인 하중을 사용한다. 이 경우에는 입력 하중의 정확한 계측이 불가능하므로 입력력 사이의 전달함수가 구해질 수 없으므로 구조물 상에 기준 측정점을 정립한다. 교량용답은 기준 측정점과 다른 위치들에서 측정별로 계속적으로 검측된다. 불규칙 데이터 처리기술을 사용하여 각 측정점에서 자기 스펙트럼이 구해지고 각 측정점과 기준점 사이에서 상호 스펙트럼이 결정된다. 이 정보를 가지고 구조물의 공진 주파수, 감쇠, 모드 형상 등을 구하여 동적 특성을 파악할 수 있다. 이 방법은 일상적인 교통으로 생성된 입력을 사용하므로 자동화되고 지속적인 모니터링을 가능하게 해 준다<sup>[1]</sup>.

코네티컷 대학교에서 교통하중을 이용한 진동 시험 시스템을 개발하기 위한 연구들을 수행하였다. 계측된 진동용답에서 구조적인 기능저하의 탐지 가능성을 평가하기 위한 실험실의 모델시험을 통하여 교량의 진동 모니터링을 자동화하기 위한 기본 이론이 제시되었다. 시험과 해석적인 접근을 통하여 인위적인 손상에 의한 고유진동수와 모드 형상을 비교 분석하였는 바, 단순 보에서 고유진동수는 최대 약 10%까지 변화를 보였으나, 손상이 있는 절점의 부근에서는 고유진동수의 변화가 적었고 모드 형상이 급격히 변화하였다. 속도나 노면조도에는 그다지 영향을 받지 않았으나 모의 차량의 질량에 비교적 영향을 많이 받았으며, 질량비가 약 10% 이내이면 적절한 결과를 얻을 수 있었다<sup>[2]</sup>.

본 논문에서는 국내 최초로 프리캐스트 세그멘탈 형식으로 건설된 교량의 공용전 내하력 시험과정에서 계측된 데이터를 이용하여 차량에 의한 강제진동과 자유진동에 따른 동적 특성을 비교 분석하여 정상 교통상태를 이용한 동적 시험의 실용성을 확인하였다. 또한 교량의 손상에 따른 동적 특성의 변화를 예측하기 위해 교량을 3차원으로 모델링하고 유한요소해석을 수행하였다. 실험에서 추출되는 동적

---

1) 정회원, 인프라 구조안전연구소, 공학박사, 구조 기술사.

2) 정회원, 국민대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사.

특성과 비교하여 해석 모델을 설정하였으며, 해석을 통해 예상되는 손상에 따른 교량의 동적 특성의 변화를 추정하였다.

머지 않은 장래에 정상교통하중 하에서 간소화된 동적 시험이 일반화될 수 있을 것이며, 교통을 차단하지 않고 손상을 탐지할 수 있을 것이다. 편차를 피하기 위해 충분한 만큼의 데이터가 얻어진다면, 일상 교통 하중 하에서 구한 진동수는 신뢰할 만하고 변형 계측도 건전도 평가를 위한 좋은 정보가 될 수 있으므로, 정상상태에서의 계측이 일반화될 수 있을 것이다<sup>[3]</sup>.

## 2. 본론

### 2.1. 초기치의 설정

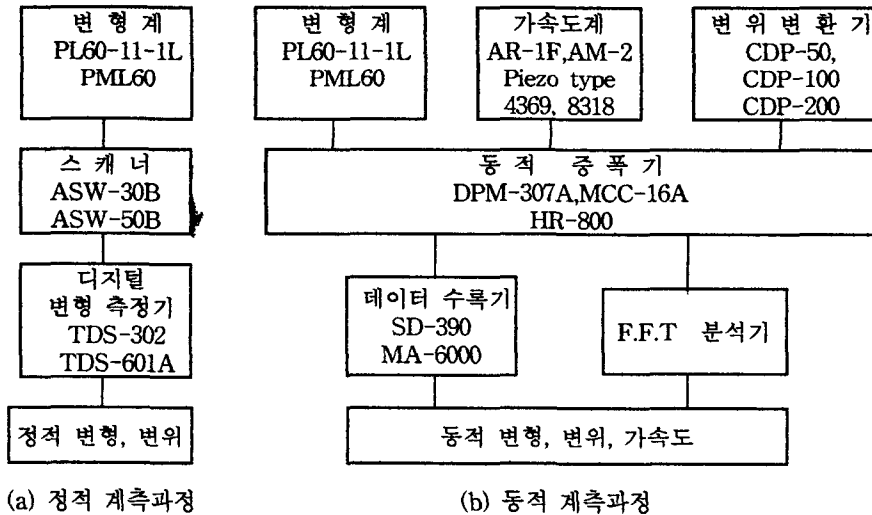
#### 2.1.1. 교량의 개요

시험대상 교량은 두모교로서 서울특별시 용산구 동빙고동(반포대교북단)과 성동구 성수동 사이에 위치한다. 교량구조 및 형식은 일련의 7경간 연속 PC BOX(7050.0m)로 이루어진 다경간 교량이고 규모는 폭이 34.8m로서 8차선이며 총 연장은 4,640m이다. 교량은 경간 단위로 가설되었고 한 경간(50.0m)당 19개의 세그먼트가 사용되었다. 단면형태는 단일 상형(1련식)이고 Short Line 방식으로 제작장에서 제작되었으며, 현장으로 운반되어 이동식 가설 트러스 위에 크레인으로 배열되어 프리스트레스 강선을 긴장 단부에 정착하여 긴장시키는 프리캐스트 세그멘탈 공법으로 시공되었다. 횡방향 강선은 내부긴장 방식으로 설치되었고, 14개의 종방향 강선은 외부긴장으로 설치되었으며, 정착부 보강용 강봉이 일부 사용되었다<sup>[4]</sup>.

#### 2.1.2. 동적 매개변수의 초기치 설정

##### (1) 계측 진동수의 분석

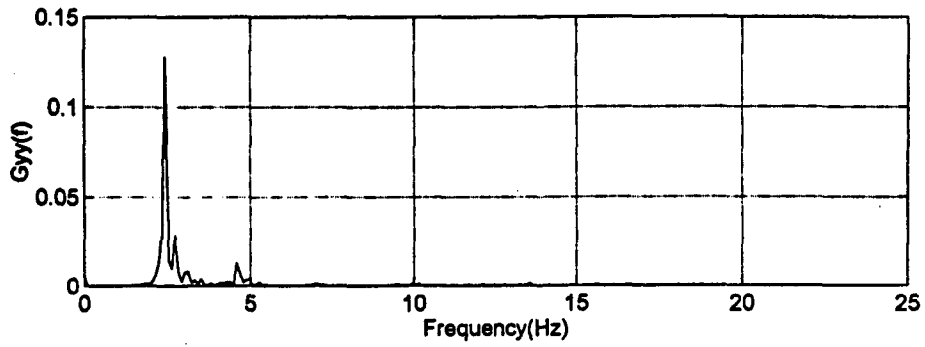
교량의 연직방향의 휨강성이 상대적으로 작고 차량에 의한 진동이 주로 연직방향으로 가진 되므로 모니터링을 위한 가속도계는 연직방향 위주로 부설되었으며, 고유진동수도 연직방향을 위주로 추출되었다. <그림 1>에 보인 계측 시스템으로 내하력 시험시 주행속도별로 계측된 가속도 기록을 사용하여 진동수 응답함수를 구하고, 모우드 매개변수를 추출하였다<sup>[1]</sup>.



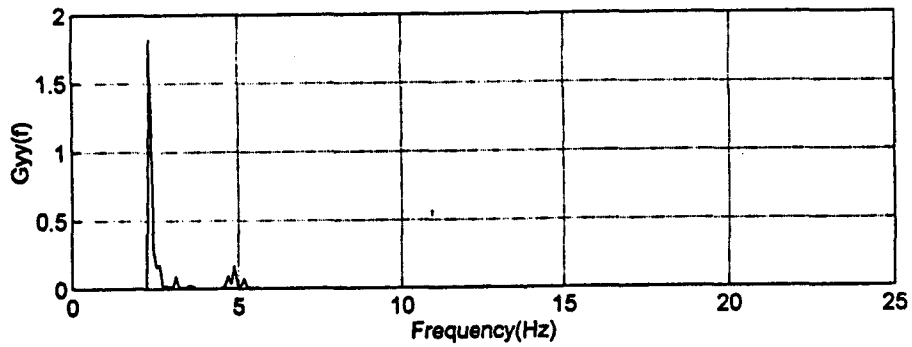
<그림 1> 초기 내하력 시험을 위한 계측 개요

정상교통에 의한 가속도 기록으로부터 동적 매개변수가 적절하게 추출될 수 있는지 확인하기 위하여, 내하력 시험에서 계측된 가속도 기록에서 자유진동부분을 분리한 기록과 차량에 의한 가진을 포함하는 전구간에 대한 기록을 분석한 것을 비교하였다. 차량의 주행속도가 30km/hr인 경우와 50km/hr인 경우를 각각 <그림 2>와 <그림 3>에 보인다.

<그림 2>와 <그림 3>에서 알 수 있듯이 차량의 질량이 교량의 질량에 비해 상대적으로 작으므로 자유진동과 정상진동의 기록은 거의 동일한 고유진동수를 보이며, 진폭이 다소 변하는 것을 알 수 있다. 그러나, 진폭은 기준점의 가속도계에 대한 상대적인 값이므로 동적 매개변수

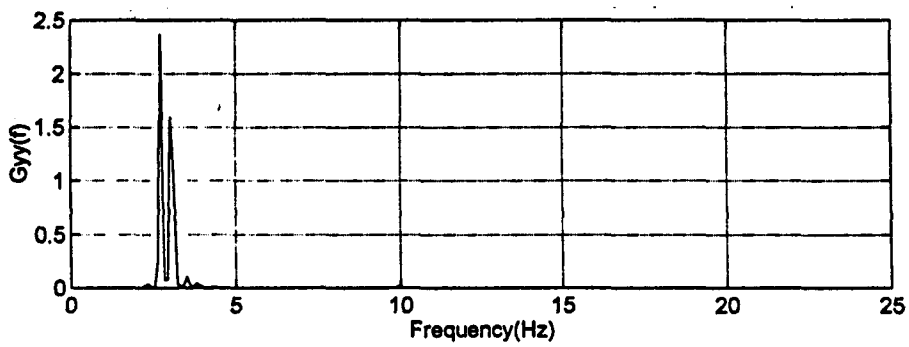


(가) 날개측 자유진동부 가속도 기록의 분석 결과

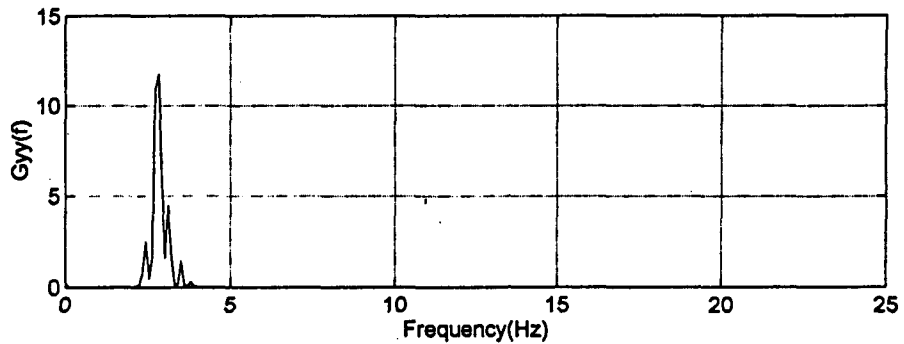


(나) 정상상태 가속도 기록 분석결과

<그림 2> 30 km/hr 주행시험에 대한 제측 가속도의 자기 스펙트럼



(가) 자유진동부 가속도 기록 분석 결과



(나) 정상상태 가속도 기록 분석 결과

<그림 3> 50 km/hr 주행시험에 대한 제측 가속도의 자기 스펙트럼

의 추출에는 문제가 없다.

주행시험과 단차시험으로부터 계측된 가속도 기록 중에서 자유진동부분을 추출하여 구한 고유진동수와 가속도 기록의 전체 구간을 사용한 정상진동 상태에서 추출하여 구한 고유진동수를 <표 1>에 보인다. <표 1>에는 시험결과를 이용하여 보정한 해석 모델로부터 구한 고유진동수를 함께 수록하였으며, 해석 모델에 대해서는 다음 항에서 기술하기로 한다.

표에서 알 수 있는 바와 같이 자유진동과 정상진동으로 구한 고유진동수가 큰 차이가 없고 차량의 주행속도는 계측되는 고유진동수에 그다지 영향을 주지 않는 것을 알 수 있으므로, 정상교통에 의한 진동을 계측으로부터 고유진동수를 추출하여도 큰 무리가 없는 것으로 평가된다. 추출된 모드 매개변수는 향후 교량의 모니터링을 위해 기본자료로 활용될 것이다.

<표 1> 주행시험에서 추출된 교량의 고유진동수

연 직 모 드	단위 : Hz																
	유한요소 해석			자유진동에서 추출된 고유진동수						정상진동에서 추출된 고유진동수							
	설계 $\sigma_{ck} =$ 450	시공 $\sigma_{ck} = 490$		주형하부 (4AIB1)			날개측 (4AOT1)			주행 시험 결과 평균	주형하부 (4AIB1)			날개측 (4AOT1)			주행 시험 결과 평균
		식 (1)	식 (2)	30 k/h	50 k/h	80 k/h	30 k/h	50 k/h	80 k/h		30 k/h	50 k/h	80 k/h	30 k/h	50 k/h	80 k/h	
1	2.26	2.70	2.45	2.5	2.4	2.5	2.5	2.4	2.5	2.47	2.4	2.5	2.5	2.4	2.5	2.5	2.47
2	2.64	3.15	2.86	2.8	2.8	2.8	2.6	2.8	2.8	2.77	2.7	2.9	2.8	2.7	2.9	2.8	2.80
3	3.35	4.00	3.64	2.9	3.1	3.2	2.8	3.1	3.2	3.05	3.2	3.2	3.1	3.2	3.6	3.3	3.27
4	3.81	4.55	4.14	3.2	4.4	3.5	3.2	3.9	4.0	3.70	3.6	3.6	3.3	4.8	4.5	4.7	4.08
5	4.84	5.85	5.28	4.6	5.0	4.8	4.8	-	5.3	4.90	4.8	4.7	4.9	5.3	-	5.3	5.00
6	5.76	6.90	6.27	-	-	6.8	-	-	-	6.80	-	6.0	5.7	-	-	-	6.85
7	11.1	13.9	12.5	12.4	11.7	12.5	-	-	-	12.2	10.3	12.2	12.4	12.6	11.9	12.7	12.0

(2) 3 차원 구조해석

재하시험에서는 모드 형상이나 고차 모드를 구하기 어려우므로 해석적인 분석이 요구된다. 또한 향후 무손상 모델의 기준으로 삼기 위해 계측결과와 근접하는 값을 주는 보정된 해석 모델을 설정할 필요가 있다. 이를 위해 3차원 유한요소 모델을 작성하였으며, 상부 상자형은 셸요소로 모델링하고, 교각은 골조요소로 모델링하였으며 강선은 트러스 요소, 격벽은 강체요소로 각각 모델링하였다. 해석 모델의 개요도는 <그림 4>와 같으며 해석 프로그램은 SAP90을 사용하였다<sup>[5,6]</sup>.

설계시 콘크리트 강도는 450kg/cm<sup>2</sup>이었으나, 계측이 수행된 대상 교량의 세그먼트 제작시 공시체 시험강도의 평균은 약 490kg/cm<sup>2</sup>이므로<sup>[7]</sup>, 이 값을 고려하고, 내하력 시험에서 측정된 고유진동수에 기초하여 유한요소 모델의 탄성계수를 보정하여 향후 모니터링시 해석에 사용하기 위한 유한 요소모델을 설정하였다. 강도가 420kg/cm<sup>2</sup>를 초과하고 840kg/cm<sup>2</sup>이하인 고강도 콘크리트에서는 탄성계수의 값이 일반 콘크리트와 다르게 사용하므로<sup>[8]</sup>, (식 1)을 사용하여 세그먼트 제작시 사용된 고강도 콘크리트에 탄성계수를 구하였다. 이 식에 따르면 콘크리트의 탄성계수는 524,000kg/cm<sup>2</sup>가 된다.

$$E_c = (10,610\sqrt{\sigma_{ck}} + 70,000)(W_c^{1.5}/2.3) \quad (1)$$

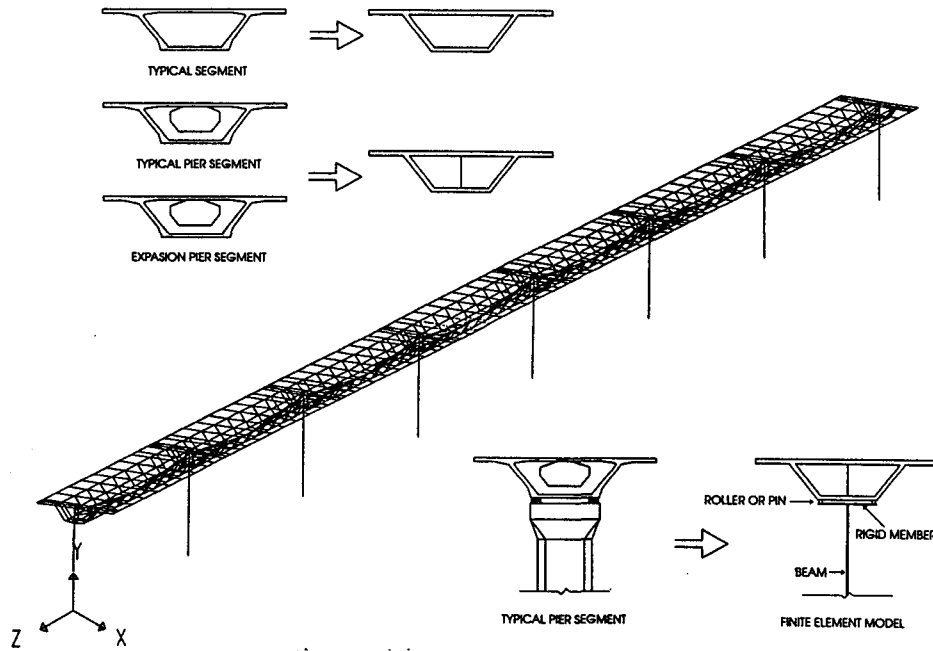
또한, CEB-FIP에서는 급속재하 하중에 대한 탄성계수가 장기재하 하중과 다르게 사용되고 있으므로, 콘크리트의 시간경과에 따른 영향을 해석에 고려하고 이를 비교하였다<sup>[6]</sup>. 시간경과에 따른 콘크리트의 탄성계수는 (식 2)와 같으며, 내하력 평가 시점(400일 후)의 동탄성계수는 427,000kg/cm<sup>2</sup>이며, 10,000일(27년)이 경과한 후의 탄성계수는 438,300kg/cm<sup>2</sup>이다.

$$E_{ci}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5} * E_{ci}$$

$$E_{ci} = E_{co} \left[ \frac{(\sigma_{ck} + 8)}{10} \right]^{1/3}, \quad E_{co} = 2.15 \times 10^4 (MPa) \quad (2)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{0.25 \left( 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right)}$$

<표 1>에는 설계강도와 (식 1), (식 2)를 이용한 경우의 해석결과를 수록하였는 데, 표에서 알 수 있는 바와 같이 실측 고유진동수가 (식 2)에 의한 해석과 비교적 잘 일치하였으므로, 이 유한 요소모델이 향후 모니터링을 통해 계측되는 고유진동수를 비교 분석하는 무손상 모델로 사용될 수 있을 것이다.



<그림 4> 해석을 위한 유한요소 모델

## 2.2. 모우드 매개변수의 변화량의 예측

모우드 매개변수 중에서 고유진동수가 비교적 정확하게 추출될 수 있으므로, 이 수치의 변화를 추적하여 구조물의 균열 등으로 인한 구조물의 열화를 추적할 수 있을 것이다.

프리스트레스력의 변화를 계산하기 위해서는 변수가 비교적 적고 계산이 간편한 AASHTO에서 제시된 개별 긴장력의 손실을 평가하는 방법이 널리 사용되어 왔다<sup>[10]</sup>. 본 교량의 기하조건과 재료의 성질 및 평균 상대습도를 50%로 고려하여 시간 의존적인 전체 프리스트레스력의 감소량을 계산하면, 1,757kg/cm<sup>2</sup>가 된다. 이 힘을 개별 강선에 대해 계산하여 강선의 프리스트레스력의 감소에 의한 고유진동수의 변화량을 계산하고 향후 모니터링의 기준으로 삼는다.

프리스트레스트 콘크리트 교량은 시간이 지남에 따라 크리프, 건조수축, 강선의 이완 및 활하중에 의한 피로 등의 영향으로 모멘트의 재분배와 내부응력의 재분배가 발생하며, 콘크리트의 탄성계수도 시간에 따라 변화한다<sup>[11]</sup>. 따라서 응력의 변화에 따른 탄성계수의 변화량은 변형률과 미세균열의 영향을 고려하여 구할 수 있다<sup>[12]</sup>.

전항에서 선정된 해석 모델을 이용한 해석 결과를 참조하여, 인장응력이 걸리는 단면에서 콘크리트의 피복두께에 상당하는 균열을 예상하고, 이 단면 변화에 따른 해석을 수행하였다. <표 2>에는 질량 참여계수가 1% 이상인 모우드에 대한 결과를 정리하여 수록하였다.

해석결과 초기 고유진동수와 내하력 시험에서 추출한 고유진동수를 비교한 <표 2>에서 알 수 있듯이 저차 모우드의 고유진동수는 구조물이 손상된 후에도 큰 변화가 없으나 고차 모우드에서는 고유진동수의 변화가 발생한다.

하부 슬래브의 손상에서는 고유진동수가 손상에 따라 변화가 있으나 추출되는 모우드 번호는 동일하며, 시간부에 손상이 발생했을 경우에 연직 1 모드(6번째 모드)의 고유진동수가 약 2% 감소하고, 8번째 연직모우드가 51에서 52로 천이하면서 고유진동수가 약 2% 증가한다.

상부 슬래브의 손상에서는 고유진동수 뿐만 아니라 추출되는 모우드 번호 및 질량 참

여도에 상당한 변화를 보이므로, 상부 슬래브의 손상이 동적 매개변수에 민감함을 확인하였다. 지점부 손상에서는 연직 모우드의 5번째와 8번째 모우드가 미약해지며, 7번째 모우드의 고유진동수가 약 6% 감소한다. 특히, 지간부 손상에서 4번째 연직 모우드가 모우드 번호 18에서 15로 천이하며 약 9%의 고유진동수가 감소하고, 8번째 모우드가 52로 천이하면서 고유진동수가 약 12% 감소한다. 상부 슬래브의 전경간에 손상을 모사했을 경우에는 4번째 연직 모우드가 14로 천이하며 약 10%의 고유진동수가 감소하며, 8번째 연직 모우드가 52로 천이하면서 약 15%의 고유진동수의 감소를 보인다.

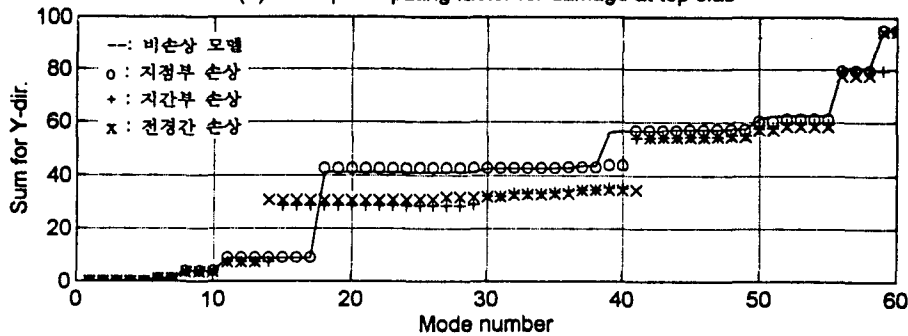
프리스트레스력의 변화에 대한 해석에서는 진동수의 변화가 거의 없었으므로, 이에 관한 모니터링은 진동수 변화보다는 긴장력의 감소에 따른 단면응력의 변화에 의한 단면균열을 고려하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

<표 2> 초기 고유진동수와 손상 고유진동수의 비교

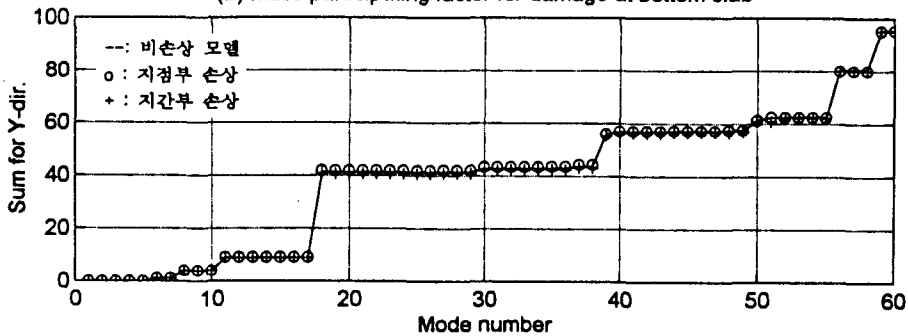
단위 : Hz

연직 모드	시험해석		상부 슬래브 손상						하부 슬래브 손상				긴장력 손실	
			지점부		지간부		전경간		지점부		지간부			
	모드	$f_r$	모드	$f_r$	모드	$f_r$	모드	$f_r$	모드	$f_r$	모드	$f_r$	모드	$f_r$
1	6	2.45	6	2.45	6	2.46	6	2.46	6	2.45	6	2.39	6	2.45
2	8	2.86	8	2.85	8	2.85	8	2.83	8	2.84	8	2.81	8	2.86
3	11	3.64	11	3.60	11	3.48	11	3.44	11	3.60	11	3.61	11	3.64
4	18	4.14	18	4.06	15	3.78	14	3.73	18	4.10	18	4.12	18	4.14
5	30	5.28	-	-	30	4.82	37	5.39	30	5.27	30	5.27	30	5.28
6	39	6.27	41	6.23	41	6.06	42	6.00	39	6.23	39	6.27	39	6.27
7	50	12.53	50	11.82	50	11.44	50	10.78	50	12.52	50	12.56	50	12.53
8	51	14.79	-	-	52	13.06	52	12.52	51	14.75	52	15.09	51	14.79
9	56	21.77	56	21.75	56	21.39	56	21.35	56	21.78	56	21.77	56	21.77
10	59	33.34	59	33.43	59	32.80	59	32.32	59	33.17	59	33.00	59	33.34

(a) Mass participating factor for damage at top slab



(b) Mass participating factor for damage at bottom slab



<그림 5> 상하부 슬래브의 손상부위별 모우드 참여계수 비교

손상부위를 예측하여 해석한 결과에 대한 각 모우드의 질량참여계수를 도시하면 <그림 5>과 같다. 그림에서 알 수 있듯이 하부 슬래브의 균열에 따른 모우드 참여계수의 변화는 거의 없으며 시간부의 손상에서 연직 8번째 모우드가 51에서 54로 천이한다. 상부 슬래브에 균열이 발생하였을 경우에는 연직 5, 7, 8 번째 모우드가 천이하며 모우드 참여계수도 변화가 심하므로 하부 슬래브의 균열이 모우드 매개변수의 변화에 민감함을 알 수 있다.

### 3. 결론

본 논문에서는 구조물이 공용되는 상태에서 일상교통으로 유발되는 진동에 의한 동적 데이터를 이용하여 교량의 건전도를 상시로 평가할 수 있는 방안에 대해 실험 및 해석을 통해 확인하였다.

계측된 가속도 기록에서 자유진동 부분을 분리하여 추출된 고유진동수와 차량의 가진이 포함된 전체 기록으로부터 구한 값이 거의 일치하므로 실교량에서 정상진동에 의한 모니터링을 통해 동적 매개변수를 적절하게 추출할 수 있음을 확인하였다.

계측된 고유진동수를 이용하여 해석모델을 보정하기 위해 탄성계수를 보정하였으며 CEB-FIP에 의한 단기 재하하중에 대한 동탄성계수를 사용하였을 때 해석한 유한요소 모델로부터 구한 고유진동수는 저차 모우드에서 계측치와 거의 일치하여 이 모델을 무손상 해석 모델로 설정하였다.

설정된 해석 모델에 대해 강선 긴장력 손실, 콘크리트 단면 손실 등을 고려하여 구조물의 손상이 동적 특성의 변화에 미치는 영향을 분석하여 향후 지속적인 모니터링을 통해 교량이 손상될 경우 예견되는 동적 특성 변화를 분석하였다.

본 논문의 결과를 바탕으로 교량이 정상적으로 공용되는 상태에서 통과하는 차량에 따른 진동을 이용하는 정상 상태 동적 시험 기법이 정립될 수 있을 것으로 기대되며, 교량의 동적 특성을 손쉽게 결정하여 건전도 평가를 하기 위한 실용적인 수단으로 발전될 수 있을 것이다.

### [참 고 문 헌]

1. 이 선구, 동적 모니터링을 이용한 정상 교통 상태 교량의 유지 관리 체계에 관한 연구, 국민대학교, 공학 박사 학위논문, 1995.
2. D. F. Mazurek, "Monitoring Structural Integrity of Girder Bridges through Vibration Measurement," The University of Connecticut, 1988.
3. R. C. Alvarez, A. L. Delibes, J. L. Diaz and J. G. Fernandez, "Ten Years Experience in Dynamic Testing and Assessment," Bridge Management 2, Thomas Telford, London, 1993.
4. 이 성우, 배 두병 외, 강변 도시 고속도로 PRECAST SEGMENTAL 교량의 하중 재하시험에 관한 연구, 국민대학교 구조 안전 연구소 연구 보고서 KMU/SSRC-95/6, 1995.4.
5. E. L. Wilson and A. Habibullah, "SAP90," Computers & Structures, Inc.
6. A. Bijan, "Structural analysis Gangbyun 1-1 Riverside Highway," Report to SSRC, BFL/Owen, Redwood City, California, USA, 1995.
7. "강변도시고속도로 1-1공구 세그먼트 제작 공시체 시험결과 보고서", 남광토건, 1995.
8. "고속철도 콘크리트구조물(RC 및 PC) 설계표준시방서(안)", 고속전철사업기획단, 1991.
9. Comite euro-international du beton, "CEB-FIP Model Code," 1994.
10. AASHTO, "Standard Specification for Highway Bridges,," 14-th Ed., Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1989.
11. AASHTO, "Guide specifications for design and construction of segmental concrete bridges," Washington D.C. : American Association of State Highway and Transportation Officials, 1989.
12. M. Y. H. Bangash, "Concrete and concrete structures : Numerical modelling and application," Elsevier Science Publishers Ltd., 1989.
13. 이 선구, 이 성우, "교량의 동적 특성 분석을 위한 가속도 데이터의 해석", 한국 전산 구조 공학회 학술발표회 논문집, 1995. 10.
14. 이 성우, 이 선구, "정상 상태 교통 하 교량의 동적 모니터링을 통한 유지 관리 방안 연구", 대한 토목학회 학술발표회, 1995.
15. S. W. Lee, D. Bae and S. G. Lee, "Load Test and Dynamic Monitoring of Prestressed Segmental Bridge," Proceeding of International Symposium of Public Infrastructure Systems Research, 1995. 9.
16. Patrick Paultre, Jean Proulx and Martin Talbot, "Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges using Traffic Loads.," J. of Struct. Eng., 121(2), Feb., 1995, 362-376.
17. R. Cantieni, Dynamic Load Tests on Highway Bridges in Switzerland, EMPA Report No. 211, Switzerland, 1983.