

시간영역 변형형상을 이용한 철도교량의 손상평가

Damage Evaluation of a Railroad Bridge Using Time-domain Deflection Shape

최상현[†] · 임남형* · 강영종**

Sanghyun Choi · Nam-Hyoung Lim · Young-Jong Kang

Abstract To ensure the safety and functionality of a railroad bridge, maintaining the integrity of the bridge via continuous structural health monitoring is important. However, most structural integrity monitoring methods proposed to date are based on modal responses which require the extracting process and have limited availability. In this paper, the applicability of the existing damage identification method based on free-vibration responses to time-domain deflection shapes due to moving train load is investigated. Since the proposed method directly utilizes the time-domain responses of the structure due to the moving vehicles, the extracting process for modal responses can be avoided, and the applicability of structural health evaluation can be enhanced. The feasibility of the presented method is verified via a numerical example of a simple plate girder bridge.

Keywords : Time Domain Deflection Shape, Damage Evaluation, Railroad Bridge, Structural Integrity, Damage Index

요 지 공용기간 동안 철도교량의 안전성 및 사용성을 확보하기 위해서는 지속적인 감시를 통하여 교량의 구조적 성능을 유지하는 것이 필요하다. 구조물의 구조적 건전성을 감시하기 위하여 현재까지 개발된 대부분의 방법들은 모달 응답을 이용하고 있으나, 이러한 모달응답은 별도의 추출 과정이 필요하며 실제 구조물에서 얻을 수 있는 수가 제한된다는 단점이 있다. 이 논문에서는 열차이동하중으로 인한 시간영역의 변형형상을 이용하여 자유진동응답에 기반한 손상평가방법의 적용성을 검토하였다. 검토된 방법은 이동하중으로 인한 시간영역의 변형응답을 이용하므로 별도의 모달 응답 추출과정이 필요 없어 실제 구조물에 적용이 용이하다. 제시된 방법의 적용성은 단순판형교 수치예제를 이용하여 검증하였다.

주 요 어 : 시간영역 변형형상, 손상 평가, 철도교, 구조건전성, 손상지수

1. 서 론

최근 유가 급등, 환경 문제 등 사회적·경제적 여건 변화로 인해 에너지 효율성, 환경친화성 및 안전성을 갖춘 철도에 대한 관심이 고조되고 있으며, 날로 효율성이 떨어지는 도로교통에 대한 대안으로 급부상함에 따라 철도 건설은 더욱 늘어날 전망이다[1]. 이러한 철도의 안전성을 보장하기 위해서는 열차의 통로인 선로의 건전성이 유지되어야

하며, 교량 등 노반면을 제공하는 구조물에 대한 지속적인 관리가 필수적이다. 특히 철도교는 도로교와 달리 활하중의 비중이 높아 변동응력에 의한 피로 파괴의 위험성이 크고[1] 도로교에 비해 피로손상의 발견이 상당히 오래 걸리는 특성이 있으며[2], 탈선 시 큰 인적 손실을 야기할 수 있어 사용성에 대한 제약이 보다 엄격하므로 손상의 조기 발견을 위한 지속적인 모니터링이 보다 중요하다 할 수 있다.

구조적 건전성을 상시적으로 감시하기 위해서는 동적 응답 계측을 이용한 손상평가기법의 적용이 가장 효율적이거나, 현재까지 국내·외에서 제안된 방법은 이론, 계측, 자료 처리 등에서 단점을 가지고 있어 손상 평가 결과의 정확성을 제고하기 위한 지속적인 연구가 필요한 실정이다[3]. 동적응답을 이용하여 구조물의 건전성을 평가하기 위한 기법

[†] 책임저자 : 정희원, 한국철도대학, 철도시설토목과, 조교수
E-mail : schoi@krc.ac.kr

TEL : (031)460-4262 FAX : (031)462-2944

* 정희원, 충남대학교, 토목공학과, 조교수

** 정희원, 고려대학교, 토목공학과, 교수

은 주로 고유진동수, 모드형상 등의 모달응답을 이용하여 왔으나[3], 모달응답을 추출하기 위해서는 가속도, 변위 등 측정된 응답의 후처리가 필요하며[4] 실제 구조물에서 측정될 수 있는 정확성있는 모달응답의 개수가 제한적이라는 단점이 있다[5].

모달응답 외의 다른 응답을 이용한 손상 평가 방법은 정적응답[6]과 시간영역응답[7-9]을 이용한 방법이 있다. 정적응답을 이용한 방법의 경우 수치해석 및 실험을 통하여 적용성이 검증된 바 있으나, 통행 통제가 필요하므로 구조물의 건전성을 지속적으로 모니터링하기에는 적절치 않다. 시간영역응답의 경우는 구조적 건전성의 모니터링에 적합하며 모달응답 추출 시의 오차를 피할 수 있다는 장점이 있으나, 현재까지 제안된 방법은 계측하기 어려운 초기조건 및 하중이력에 대한 정보가 필요하거나[8,9], 통행 통제가 필요한 충격하중에 의한 자유진동응답을 이용하는[7] 단점이 있다.

철도교는 도로교와 달리 열차가 고정된 궤도 위로만 주행하므로 활하중의 경로가 일정하며 주기성이 강한 특성이 있다. 이 논문에서는 이러한 철도교의 특성을 감안하여 기존의 자유진동응답에 기반한 손상평가 방법에 대하여 이동하중으로 인한 시간영역의 변형형상의 적용성을 검토하였다. 구조물 내 요소의 강성 변화를 나타내는 손상지수에 대한 표현식은 시간영역 변형형상에서 구해지는 변형에너지의 기대치[7]를 이용하여 구하였다. 제안된 방법의 적용성은 철도교에 대한 수치해석 예제를 이용하여 검증하였다.

2. 손상평가 이론

2.1 손상지수

m 개의 요소로 구성된 구조물의 n 개의 위치에서 동적응답을 $t_i = t_1$ 부터 t_{NT} 까지 Δt 간격으로 측정하였다고 가정할 때, 임의의 시간 t_i 에서 j 번째 요소의 변형에너지, u_{ij} 는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$u_{ij} = \frac{1}{2} v_i^T K_j v_i \quad (1)$$

여기서 v_i 는 시간 t_i 에서 측정된 변형형상에 대한 $n \times 1$ 벡터이며, K_j 는 j 번째 요소의 국부강성행렬이다. K_j 는 다음과 같이 요소 j 의 기하학적 요소로만 구성된 행렬, C_j 와 강성파라미터 k_j 로 분리될 수 있다.

$$K_j = k_j C_j \quad (2)$$

식 (1)과 (2)로부터 $t_i = t_1$ 부터 t_{NT} 까지 j 번째 요소의 변형에너지의 기대치는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\bar{u}_j = E_{i=1}^{NT} [u_{ij}] = k_j E_{i=1}^{NT} [v_i^T C_j v_i] \quad (3)$$

구조물 전체의 변형에너지에 대한 j 번째 요소의 변형에너지의 분율(fractional ratio), F_j 의 기대치는 다음과 같다.

$$F_j = E_{i=1}^{NT} [u_{ij} / \sum_p u_{ip}] = \frac{\bar{u}_j}{\sum_p \bar{u}_p} = k_j f_j \quad (4)$$

여기서 $f_j = E_{i=1}^{NT} [v_i^T C_j v_i] / \sum_p \bar{u}_p$ 이다. 손상이 발생한 구조물의 경우 식 (4)는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$F_j^* = E_{i=1}^{NT} [u_{ij}^* / \sum_p u_{ip}^*] = \frac{\bar{u}_j^*}{\sum_p \bar{u}_p^*} = k_j^* f_j^* \quad (5)$$

여기서 위첨자 *는 손상이 발생한 구조물에 대한 파라미터를 나타낸다. 손상 전·후의 분율은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$F_j^* = F_j + dF_j \quad (6)$$

식 (6)의 dF_j 는 일차전개(first-order expansion)를 통해 다음과 같이 근사될 수 있다[7].

$$dF_j \approx -F_j \alpha_j \quad (7)$$

여기서 강성의 분차(fractional change) α_j 는 다음 식과 같다.

$$\alpha_j = \frac{dk_j}{k_j} = \frac{k_j^* - k_j}{k_j} = \frac{1}{\beta_j} - 1 \quad (8)$$

여기서 β_j 는 손상지수이다. 식 (4), (5), (7), (8)을 식 (6)에 대입하여 정리하면, 다음과 같은 손상지수에 대한 표현식을 얻을 수 있다.

$$\beta_j = \frac{k_j}{k_j^*} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_j^*}{f_j} + 1 \right) \quad (9)$$

2.2 손상의 위치 및 정도

식 (9)의 손상지수를 이용하여 발생한 손상을 위치 및 정도를 평가할 수 있다. 손상의 위치를 구하는 과정은 Stubbs 등[10]의 방법을 적용하였다. 손상의 위치는 가설테스트(hypothesis testing)을 이용하여 구할 수 있으며, 손상 인식을 위하여 다음과 같이 두 가지의 가설을 설정할 수 있다.

- H_0 : 부재 j 에 손상이 없음
- H_1 : 부재 j 에 손상이 있음

가설테스트는 식 (9)의 손상지수를 이용하여 수행할 수 있으나, 식 (9)의 경우 분차를 이용하므로 지점부 등 변형

에너지가 작은 부분에서 오차가 크게 증폭될 수 있으므로 분자와 분모에 각각 1을 더하여 정리하면 다음과 같이 손상 위치 추정을 위한 손상지수식을 구할 수 있다.

$$\beta_j \approx \frac{f_j^* + 1}{f_j + 1} \quad (10)$$

가설테스트를 수행하기 위하여 식 (10)을 표준화하면 다음과 같다.

$$z_j \approx \frac{\beta_j + \mu_\beta}{\sigma_\beta} \quad (11)$$

여기서 μ_β 와 σ_β 는 각각 손상지수 β_j 의 평균과 표준편차이다.

단측꼬리검정(one-tailed test)을 통하여 요소 j 의 손상유무는 다음과 같이 결정할 수 있다.

- 만일 $z_j < z_\eta$ 이면 가설 H_0 을 선택
- 만일 $z_j \geq z_\eta$ 이면 가설 H_1 을 선택

여기서 z_η 는 가설테스트의 기준값이며 이 기준값은 가설테스트의 중요도(significance level)에 따라 달라진다. 예를 들어 기준값을 1.5로 정하면 가설테스트는 93%의 신뢰도를 갖게 된다.

손상의 정도는 식 (11)을 통해 결정된 손상 위치에 대하여 식 (9)의 손상지수와 식 (8)을 이용하여 산정할 수 있다.

3. 수치해석 예제

3.1 수치해석 모델 및 열차하중

수치해석 예제에 사용된 구조물은 황원섭 등[11]의 연구에 적용된 판형철도교를 참조한 2차원 교량으로 Fig. 1과 같이 18개의 2차원 보요소로 구성하였으며, 상용 프로그램인 MIDAS로 해석을 수행하였다. 침목(0.55ton/m) 및 레일(0.203ton/m)의 질량은 각 절점에 집중질량으로 고려하였으며[12], 지지 조건은 단순지지로 가정하였다. 시간이력해석은 0.005초 간격으로 5개의 휨모드를 이용한 모드중첩법을 이용하여 수행하였으며, 감쇠비는 일반적인 강교량의 감쇠비가 1~2%임을 참조하여 1%로 가정하였다[13].

동적해석에 사용된 하중은 황원섭 등[11]의 연구를 참조하여 새마을 PMC 8량 열차로 하였으며, 80km/h, 100km/h, 120km/h의 세가지 속도로 교량을 통과하는 것으로 가정하였다. Fig. 2는 새마을 PMC 열차의 축중 배치도이다.

3.2 시간이력해석 및 손상시나리오

교량의 응답은 Fig. 1과 같이 연직방향으로 19개의 위치

에서 20초 간 측정된 것으로 가정하였다. 참고로 속도별 교량 통과 시간은 80km/h, 100km/h, 120km/h에 대하여 각각 9초, 7.2초 및 6초이다. Fig. 3은 열차가 100km/h로 통과 시 교량 중앙에서의 응답 시간이력 및 열차 통과 중(7초) 및 열차 통과 후(8초) 교량의 변형형상이다.

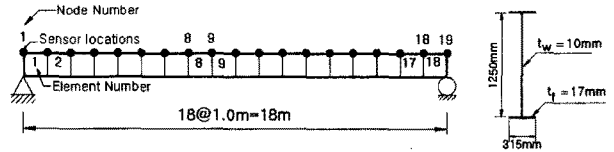


Fig. 1. Finite Element Model

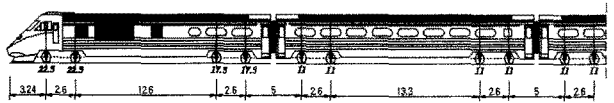
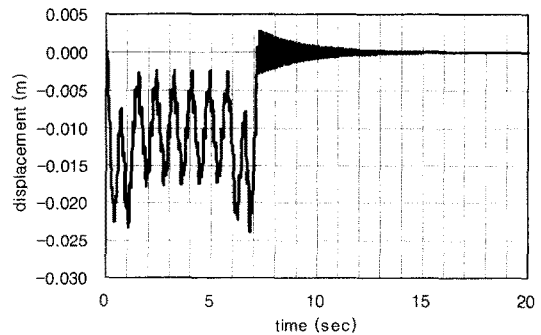
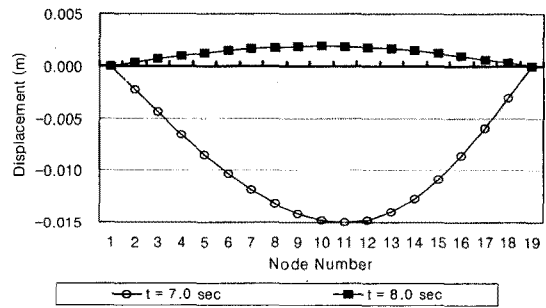


Fig. 2. Saemaoul PMC Train [12]



(a) Deflection Time History at the Bridge Center



(b) Deflection Shape of the Bridge

Fig. 3. Time History Analysis Result at 100km/h

손상은 보요소의 탄성계수 감소를 통하여 모사하였으며, 다음과 같은 6가지 손상시나리오로 평가를 수행하였다.

- 손상 시나리오 1: 요소 9에 1% 손상 발생
- 손상 시나리오 2: 요소 5에 10% 손상 발생
- 손상 시나리오 3: 요소 3에 5% 손상 발생
- 손상 시나리오 4: 요소 5, 9에 10% 손상 발생
- 손상 시나리오 5: 요소 7, 15에 2%, 5% 손상 발생

- 손상 시나리오 6: 요소 3, 6, 12에 5%, 2%, 3% 손상 발생

손상의 위치 및 정도는 임의로 결정하였으며, 손상의 위치가 한 곳일 때와 최대 세 곳일 때를 고려하였다.

손상 인식은 Table 1과 같이 응답의 종류와 속도비교에 따라 4가지 방법으로 수행하였다. 방법 1, 2의 경우 열차 통과 직후의 자유진동응답을 방법 3, 4의 경우 열차 통과 중의 강제진동응답을 이용하였다. 열차 통과 속도는 방법 1, 3의 경우 손상 전·후 구조물에서 같은 속도의 열차 통과 시 측정된 응답을 적용하였으며, 방법 2, 4의 경우 열차의 속도가 일관적이지 않음을 감안하여 손상 전·후 구조물에서 상이한 속도의 열차 통과 시 측정된 응답을 적용하였다. 참고로 방법 1, 2의 경우 열차 통과 직후의 자유응답 비교이므로 다른 시간대의 응답이나, 방법 3, 4의 경우는 모든 속도에서 동일한 3-4초간의 응답을 적용하였다.

Table 1. Damage Evaluation Methods

Methods	Response Type	Time Range	Speed Comparison
①	Free Response	80km/h: 8.95-9.945sec 100km/h: 7.16-8.155sec	Same Speed
②	Free Response	120km/h: 5.97-6.965sec	Different Speed
③	Forced Response	3-3.995sec	Same Speed
④	Forced Response		Different Speed

3.3 손상평가 결과

손상 시나리오 1에서 6가지 Table 1의 손상인식 방법을 이용한 손상 위치 평가 결과는 Fig. 4에서 9가지이다. 손상 인식 방법 1, 3의 경우는 같은 속도의 응답 비교(80km vs. 80km, 100km vs. 100km, 120km vs. 120km)를 통해 얻은 3개의 손상지수를 다음 식을 이용하여 합성한 결과이다.

$$\beta_j \approx \frac{\sum_{r=1}^{nm} f_{rj}^* + 1}{\sum_{r=1}^{nm} f_{rj} + 1} \quad (12)$$

여기서 nm 은 합성에 적용된 응답의 개수이다. 식 (12)의 합성식은 상대적으로 변형에너지가 작은 곳에서 발생하는 오차를 희석시켜 손상 인식의 정확도를 제고시키는 효과가 있다[7]. 가설테스트의 기준값, z_η 는 1.5를 적용하였다.

실제 교량 통과 속도가 같은 경우는 없으므로 본 연구 결과가 적용성을 갖기 위해서는 상이한 속도의 응답을 이용한 손상인식이 가능하여야 한다. 이러한 경우는 손상인

식 방법 2, 4로 다른 속도의 응답의 비교(손상 전 80km vs. 손상 후 100km, 손상 전 80km vs. 손상 후 120km, ... 등)를 통해 얻은 6개의 손상지수를 식 (12)를 이용하여 합성하여 손상인식을 수행하였다. 손상 인식 결과 모든 손상 시나리오에 대하여 성공적으로 손상을 탐색한 것으로 나타났으므로 본 이론은 충분한 적용성을 가지는 것을 알 수 있었다. 참고로 손상 시나리오 6의 경우 요소6의 손상지수는 1.5보다 작으나 Fig. 9에서 요소6에서 손상이 발생했음을 확연히 알 수 있다.

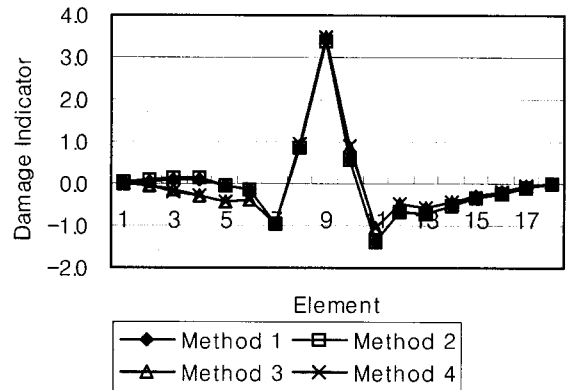


Fig. 4. Damage Localization Results (Damage Scenario 1)

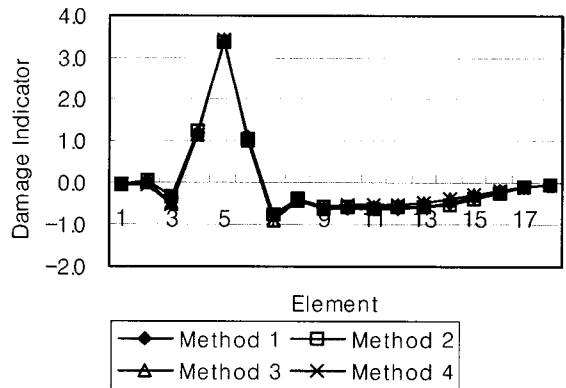


Fig. 5. Damage Localization Results (Damage Scenario 2)

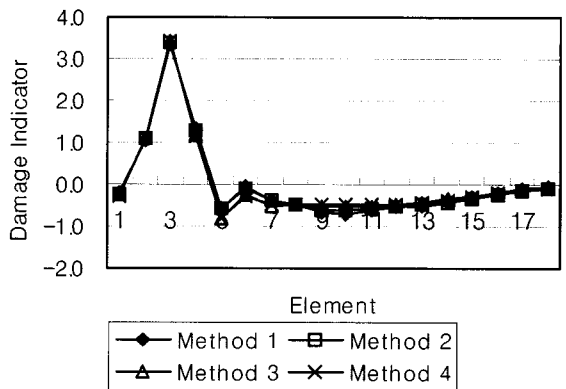


Fig. 6. Damage Localization Results (Damage Scenario 3)

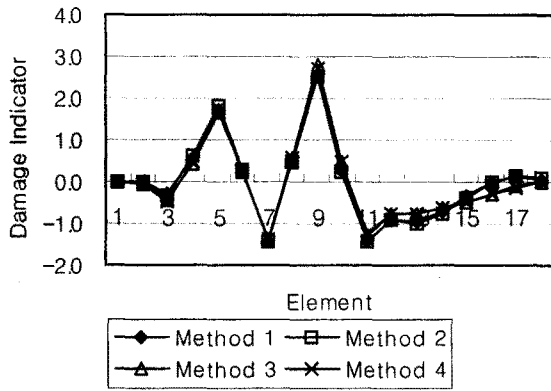


Fig. 7. Damage Localization Results (Damage Scenario 4)

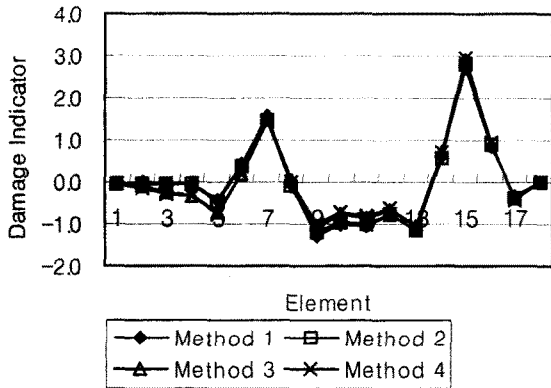


Fig. 8. Damage Localization Results (Damage Scenario 5)

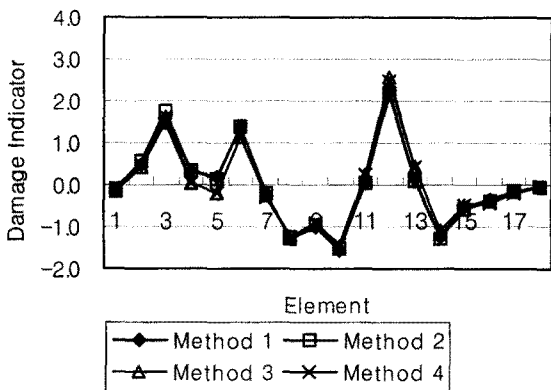


Fig. 9. Damage Localization Results (Damage Scenario 6)

손상 정도 산정값은 Table 2에 수록하였다. 표에서 손상 산정값은 참값에 비하여 50%정도 작은 값을 보였다. 이러한 결과는 Fig. 4~9에서와 같이 손상의 영향이 인접한 요소로 전파된 결과로 사료된다. 자유진동 응답을 이용한 결과는 강제진동 응답을 이용한 결과보다 오차가 작았으며, 같은 속도의 응답을 비교한 결과와 다른 속도의 응답을 비교한 결과는 비슷한 결과를 나타냈다.

Table 2. Damage Evaluation Methods

Damage Scenario	Element	True Severity (%)	Estimated Severity (%)			
			Method ①	Method ②	Method ③	Method ④
①	9	1	0.5	0.5	0.5	0.5
②	5	10	6.5	6.5	6.1	6.1
③	3	5	3.3	3.3	3.1	3.1
④	5	10	5.4	5.4	4.9	4.9
	9	10	4.7	4.7	5.0	5.0
⑤	7	2	0.9	0.9	0.9	0.9
	15	5	2.9	2.9	2.9	2.9
⑥	3	5	3.3	3.3	2.8	2.8
	6	2	0.9	0.9	0.8	0.8
	12	3	1.3	1.3	1.4	1.4

4. 결론

이 논문에서는 활하중의 경로가 일정하며 주기성이 강한 철도교의 특성을 감안하여 열차하중으로 인한 시간영역의 변형형상을 이용하여 기존의 자유진동응답에 기반한 손상평가 방법의 적용성을 검토하였다. 판형철도교 수치해석예제를 통하여 강제진동 및 자유진동 동안 측정된 시간영역 변형형상을 이용하여 손상평가 기법의 적용성을 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 시간영역의 변형형상을 이용하여 철도교량의 손상의 위치 및 크기를 인식할 수 있었다.
2. 시간영역 변형형상을 이용하는 손상평가 방법은 상이한 속도에서 측정된 응답을 적용한 경우에도 손상을 성공적으로 평가할 수 있었다.
3. 시간영역 변형형상을 이용하는 손상평가 방법은 자유진동 응답 뿐 아니라 강제진동 응답을 적용하여도 손상을 성공적으로 평가할 수 있었다.
4. 시간영역 변형형상을 이용하는 손상평가 방법은 다수의 요소에 모사된 손상을 모두 인식할 수 있었다.
5. 시간영역 변형형상을 이용하는 손상평가 방법은 손상의 영향이 주변 요소로 전파됨에 따라 모사된 손상의 크기를 과소 평가하는 경향이 있었다.

감사의 글

이 논문은 2007년 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구(KRF-2007-331-D00498)결과이며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 주종완 (2006), “철도정책의 현황 및 발전방향,” 제1회 미래철도 국제워크 : 철도산업의 미래와 기술발전, 고려대학교, pp.1-17.
 2. 阿部允, 경갑수 (1996), “철도교의 피로와 유지관리,” 강구조학회지, 제 8권, 제 3호, pp.92-102.
 3. Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W., Nadler, B. R. (2003), “A review of structural health monitoring literature,” Technical Report LA-13976-MS, Los Alamos National Laboratory, US.
 4. Ewins, D. J. (1984) Modal Testing: Theory and Practice, Research Studies Press, Hertfordshire, England.
 5. Nam, D., Choi, S., Park, S., Stubbs, N. (2005). “Improved parameter estimation using additional spectral information,” International Journal of Solids and Structures, Vol. 42, pp. 4971-4987.
 6. Sanayei, M., Onipede, O. (1991). “Damage assessment of structures using static test data,” American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal, Vol. 29, No. 7, pp. 1174-1179.
 7. Choi, S., Stubbs, N. (2004). “Damage identification in structures using the time-domain response,” Journal of Sound and Vibration, Vol. 275, pp.577-590.
 8. Kang, J. S., Park, S. K., Shin, S., Lee, H. S. (2005), “Structural system identification in time domain using measured acceleration,” Journal of Sound and Vibration, Vol. 288, pp.215-234.
 9. Park, S. K., Park, H. W., Shin, S., Lee, H. S. (2008), “Detection of abrupt structural damage induced by an earthquake using a moving time window technique,” Computers and Structures, Vol. 86, pp.1253-1265.
 10. Stubbs, N., Kim, J. T., Topole, K. (1992), “An efficient and robust algorithm for damage localization in offshore platforms,” ASCE 10th Structures Congress '92, San Antonio, Texas, US pp.543-546.
 11. 황원섭, 조은상, 오지택, 김현민 (2006), “무도상 철도관형교의 동적응답 특성 및 보강 방안,” 한국강구조학회 논문집, 제 19권, 제 3호, pp.281-290.
 12. 김현호, 오지택, 송재필, 김기봉 (2005), “유한요소프로그램을 이용한 철도관형교의 동적거동,” 한국철도학회 논문집, 제 8권, 제 3호, pp.228-234.
 13. 한유진 (1998), “열차하중을 받는 교량의 수동진동제어,” 서울대학교 토목공학과, 공학석사학위 논문.
- 접수일(2008년 8월 6일), 수정일(2008년 11월 26일),
 게재확정일(2009년 2월 5일)