

동특성 분석을 위한 합성단면을 갖는 교량구조물의 FE 모델링 기법

A Study on FE Modeling Techniques of Steel Plate Girder Bridge
with Composite Section for the Dynamic Analysis

허 광 희*

Heo, Gwang-Hee

Abstract

The dynamic characteristics of a bridge deduced by using the modeling techniques depend on its stiffness and mass calculated from its geometric model. This research develops the FE modeling techniques for a steel plate girder bridge with composite section, and proves their validity by comparing the results with those from actual measurement. The FE modeling techniques are divided into two categories--a simplified one and two-dimensional model and a detailed three-dimensional model. In the meantime, the dynamic responses of the bridge tested for this research were measured by the ambient vibration some of accelerometers were been attached to its upper slab girder under normal traffic load. The Cross Power Spectrum obtained from the measurement was used to analyze the dynamic characteristics by natural excitation techniques. The analytic results are compared to those of each FE modeling, and thereby the modeling techniques were proved to be valid.

요 지

모델링을 통한 교량구조물의 동적인 특성은 주로 구조물의 기하학적 형상에서 계산된 강성과 질량에 의해 결정된다. 따라서 본 연구는 합성단면을 갖는 강판형거더교량의 FE 모델링 기법을 제시하고 제시된 모델링 기법은 실제측된 동특성과 비교분석하여 유용성을 제시했다. 제시된 FE 모델링 기법은 단순화된 1-2차원 모델과 3차원 상세모델로 구분하여 각각의 기법을 제안하고 유용성을 보여 주었다. 구조물의 동적 응답은 상부 슬래브를 지지하는 거더에 가속도계를 부착하여 일반 차량하중 상태에서 발생하는 상시 진동에 의해 측정되었다. 이렇게 측정된 교차파워스펙트럼을 역푸리에 변환에 의해 교차상관함수로 변환하여 구조물의 특성을 분석하였다. 이들 결과는 FE 모델링의 결과와 비교하여 제안된 모델링 기법의 유용성을 제시하였다.

Keywords : Ambient Vibration, Detailed Model, Simplified Model, Dynamic Measurement

핵심 용어 : 상시 진동, 상세 모델, 단순화 모델, 동적 계측

* 정회원, 건양대학교 토목시스템공학과 교수

E-mail : heo@konyang.ac.kr 041-730-5302

•본 논문에 대한 토의를 2006년 2월 28일까지 학회로 보내
주시면 2006년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

일반적으로 교량 구조물은 시간이 지남에 따라 자연적인 노후화가 발생하고 바람, 지진 또는 차량과 같은 불특정한 하중으로 인한 피로의 누적으로 예상 밖의 재난(사고)이 발생한다. 이러한 교량의 재난을 방지하기 위한 교량상시감시시스템에 관한 많은 연구가 수행되어 왔다.^{(1),(2)} 이와 같은 교량상시감시시스템은 주로 구조물이 가지고 있는 동적 특성치인 고유주파수, 모드형상, 감쇠계수 등이 구조물의 강성과 질량에 관계된 변수임을 이용하여, 교량구조물에 손상이 발생하면 이들 동적 특성치가 변화하는 변화량을 계측하여 모니터링에 사용된다.^{(1),(3)~(6)} 이들 연구는 크게 2가지의 부류로 분류하면 계측에 관한 연구와 FE모델링에 관한 연구로 나눌 수 있다. 이들 연구는 각각 구조물의 동적 고유치의 변화를 이용하는 연구, 구조물의 특성행렬(강성도, 유연도)의 변화를 계측하여 오차 행렬을 이용하는 연구, 그리고 MAC(Modal Assurance Criterion) 혹은 CoMAC을 이용하는 연구로써 FE 모델의 결과와 동적 계측을 병행하거나 상호 보조 수단으로 활용하는 연구들이다.^{(1),(3)~(6)} 이러한 상호 관계에서 보다 효과적인 교량상시감시시스템을 위해서는 지금까지 컴퓨터성능의 발전과 더불어 FE해석의 기술이 발전했음에도 불구하고 구조물의 구조적 특성(부재 배치, 경계조건 등)을 수치적으로 모델링 하여 정확한 구조물의 동적인 특성을 찾는 기법이 필요하다. 이러한 연구로써 구조물의 모달 상관관계와 FE 모델 개선에 관한 연구가 지난 1990년대 이후 많은 연구가들에 의해서 진행되고 있다.^{(7),(8)} 또한 구조물의 복잡성과 자유도의 감소를 위해 많은 연구자들은 자유도의 응축법과 단순화 모델링의 기법 등에 대한 연구를 해오고 있다.^{(9),(10)} 특히 이들 연구 중 Farrar⁽¹¹⁾는 I-40 교량을 1차원 모델로 단순화하여 실구조물의 구조적인 동특성을 1차원으로 변환하기 위한 노력으로 질량중심을 적절히 변환하여 구조물의 동특성을 위한 수치적인 모델링에 기여하였다. 그리고 Casas⁽¹²⁾는 교량 구조물의 정확한 동적 특성치를 획득하기 위해 계측 자료와 수치적인 모델링과 상호 비교하기 위한 연구로 프리스트레스트 콘크리트교량과 박스 거더교량에 대한 적절한 단순화 FE모델링 기법에 대한

연구가 있었다.

이와 같은 연구에도 불구하고 구조물의 동적인 특성은 기하학적인 형상에 근거한 강성과 질량에 의해 결정되므로 구조물의 조건에 따라서 실구조물의 구조적인 형상을 정확히 표현하기 위해서 적절한 역학적인 변환식에 의한 모델링이 요구된다. 예를 들어 합성단면을 갖는 구조물은 강재와 콘크리트로 구성된 합성구조로 각 단면의 중심축을 하나의 축으로 표현하기 위한 적절한 계산식이 필요하다.^{(2),(11),(12)}

따라서 본 연구는 합성단면을 갖는 강판형거더교량(SPG, Steel plate girder bridge)의 동 특성 분석을 위한 FE 모델링 기법을 1-2차원의 단순화 모델과 3차원 상세 모델로 구분하여 각각의 모델링 기법을 제시하고, 실 계측된 동특성과 비교·분석하여 각각의 FE 모델링 기법이 갖는 유용성을 제시하고자 한다.

2. 연구대상교량

다음 Fig. 1은 본 연구의 대상으로 선정된 교량으로 양복 6차선 1등교로 설계되었다. 상·하행 차선이 대칭으로 서로 분리되어 있으며, 2경간과 3경간 연속으로 총 5개의 경간으로 구성되어 있다. 그리고 상부구조는 강판형거더형으로 되어 있다. 본 논문에서는 하행 도로의 2연속 경간을 연구 대상으로 제한하였으며 총 길이와 교량의 폭은 각각 72m와 14.875m이고, 상부 구조는 각각 두께 5cm와 27.5cm로 된 아스팔트와 콘크리

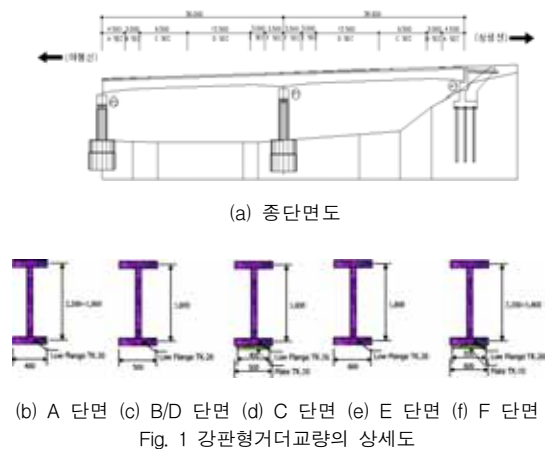


Table 1 대상 강관형거더교량의 재료적 특성

재 질	탄성계수(kgf/cm ²)	전단탄성계수(kgf/cm ²)	포아송비	단위중량(kgf/m ³)	강도(kgf/cm ²)
콘크리트	2.46×10 ⁵	1.01×10 ⁵	0.18	2500	270
강 재	2.10×10 ⁶	8.10×10 ⁵	0.30	7850	4000
아스팔트	.	.	.	2500	.

트 슬래브가 총 6개의 강제 거더로 지지 되어있다. 특히, Fig. 1의 (b)~(f)처럼 교축 방향을 따라 횡단면의 변화가 있고, 하부 구조인 교대와 교각의 교좌 장치는 P1에서 힌지로 되어있으며, P2, A1은 롤러로 지지 되어있다. 교량을 구성하고 있는 각 재료의 물리적 특성치는 다음 Table 1과 같다.

3. 동적해석의 이론적 배경

3.1 동적해석의 이론

일반적으로 FE모델을 통한 구조물의 동특성 분석은 다음 식(1)과 같은 미분방정식으로 고려되는 n차 이산 시스템의 노멀 모드 해석에 의해 수행된다.⁽³⁾

$$MX(t) + KX(t) = 0 \quad (1)$$

여기서, **M** 과 **K** 는 n×n의 질량과 강성 행렬이다. 이때 변위 응답은 조화 운동을 하는 것으로 간주되고, 다음 식(2)와 같은 구조물의 고유치 문제로 표현된다.^{(3),(8)}

$$K\phi_j = \lambda_j M\phi_j, \quad j=1, L, n \quad (2)$$

여기서, $\lambda_j = \omega_j^2$ 으로 j번째의 고유치이고, ϕ_j 는 j번째 고유벡터이다. 이러한 비감쇠 진동 모드의 특성 중에 중요한 것은 질량에 대해 직교성을 가지고 있다는 것이다. 따라서 질량에 대해서 모드 형상이 정규화(Ψ) 되고, 다음 식(3)과 같이 된다.

$$\Psi^T M \Psi = I_{n \times n} \quad \Psi = [\Psi_1, \Psi_2, L, \Psi_j, L, \Psi_n] \quad (3)$$

이와 같이 정규화 과정에서 얻은 모달 벡터를 이용하여 다음 식(4)와 같이 노멀 모드의 분석이 이루어진다.

$$\Psi^T K \Psi = \Omega \quad \Omega = \text{diag}(\lambda_j) \quad (4)$$

이렇게 계산된 구조물의 동적 특성은 계속된 데이터와 모달업데이팅을 통하여 구조물의 상시감시나 기타 다양한 용도로 사용되고 있다.

3.2 실 구조물의 등가 휨 강성 계산

상부 슬래브는 콘크리트로 가설되고 주거더는 강재로 이루어진 합성교량구조물의 등가 휨 강성을 구하기 위하여 콘크리트를 강재의 특성으로 변환하여 단일 특성을 갖는 환산단면의 두께를 식(5)와 같이 계산한다. 여기서, t_{top} 은 강재로 치환된 슬래브의 두께이고, t_c 는 실제 콘크리트 슬래브의 두께이며, E_s 와 E_c 는 각각 강재와 콘크리트의 탄성계수이고 n 은 등가탄성계수비이다.

$$t_{top} = \frac{t_c}{n} = \frac{t_c}{E_s / E_c} \quad (5)$$

이와 같이 계산된 단면의 두께로부터 환산된 단면에 대한 도심의 위치를 계산하고 중립축에 대한 등가의 강제 환산단면의 단면 2차 모멘트를 두 축(강축, 약축)에 대해 계산하기 위한 식을 유도하면 다음 식(6)과 같다.

$$I_{rr} = \frac{E_c}{E_s} I_c + I_{st} = \frac{1}{n} I_c + I_{st} \quad (6)$$

여기서, I_{rr} 은 각각 치환단면의 등가 단면 2차 모멘트

이고, I_c 와 I_s 는 각각 콘크리트와 강재 단면이 중립축에 대해 갖는 단면 2차 모멘트이다.

3.3 전단 중심과 등가 비틀림 강성 계산

Heins¹³⁾ 등에 의해 제안된 비틀림강성에 관한 식으로부터 합성구조물의 등가의 비틀림 강성을 구하는 식을 유도하면 다음 식(7)과 같다. 서로 다른 각 구조물의 재료와 기하학적인 형태로부터 계산된 값들을 강재의 재질로 변환하여 등가 비틀림 강성을 계산한다.

$$J_{tr} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i J_i}{G_{tot}}, \quad \left(J_i = \frac{1}{3} b_i t_i^3 \right) \quad (7)$$

여기서, G_i 는 절단면내 각각의 i 위치에 대한 전단계수, G_T 는 치환단면의 전체 전단계수, J_i 는 각각의 i 위치에 대한 비틀림 상수이다. b_i 와 t_i 는 각각의 i 위치에 대한 길이와 폭이다. 그리고 각각의 이질 재료로 구성된 단면의 강성의 중심과 질량의 중심 간의 차이로 발생하는 비틀림 응답을 고려하기 위해서 전단중심의 거리를 단면의 도심의 위치로부터 다음 식(8)과 같이 산출한다.

$$e = \frac{F_v h}{v} \quad (8)$$

여기서, v 는 외부에서 작용하는 가상의 전단력이고, F_v 는 외력 v 로 인해 발생하는 단면내부의 전단력, h 는 각 F_v 가 작용하는 지점부터 임의의 기준점까지의 직선거리이다.

3.4 질량 관성모멘트 계산

단일 요소를 이용한 단순 모델을 구성할 때 단면의 중심축이 단일 축으로 표현될 수 없는 경우 실제 단면의 강성 중심과 질량 중심이 서로 일치하지 않는다. 이와 같은 경우 질량관성 모멘트를 정확히 표현을 해야만

휨과 비틀림 등에 의한 모드의 특성이 제대로 분석된다. 따라서 환산 단면의 질량이 실 구조물의 질량 극관성 모멘트를 정확히 계산하도록 다음 식(9)와 같이 변환한다.

$$\rho_r = \frac{\sum \rho_i I_{p_i}}{(I_{xx} + I_{yy})} \quad (9)$$

여기서, ρ_r 과 ρ_i 는 단일 요소로 환산된 단위 질량과 실제 단면이 갖는 질량이고, I_{p_i} 는 실 구조물의 전단중심으로부터 계산된 극관성 모멘트이다. 이렇게 환산된 단면의 등가 단면적은 다음 식(10)과 같이 고려한다.

$$A_{tr} = \frac{(\rho_{st} A_{st} + \rho_{co} A_{co})}{\rho_r} \quad (10)$$

여기서, A_{tr} 은 환산된 단면적이고, ρ_{co} 와 ρ_{st} 는 콘크리트와 강재의 단위 질량이며, A_{co} 와 A_{st} 는 각각 콘크리트와 강재의 단면적이다.

4. 합성단면 교량 구조물의 모델링

4.1 1차원 단순화 보 모델

1차원 단순 모델은 실 구조물이 합성 재료(강재와 콘크리트)로 구성되어 있어서 단면의 중심축이 단일 축으로 표현될 수 없으므로 구조물의 응답이 휨과 비틀림 모드가 서로 연계되어 나타나게 된다. 따라서 전단 중심과 비틀림 강성의 계산이 요구되고, 실제 단면의 강성 중심과 질량 중심이 서로 일치하지 않기 때문에 발생하는 질량관성 모멘트의 영향을 고려해야 된다. 이때 상부의 콘크리트 슬래브와 강재가 일체로 시공되었다고 가정하고 상부구조물과 지반의 상호작용은 없는 것으로 가정하였다. 이러한 조건을 고려하여 식(6)으로부터 1차원 단순 모델의 휨 성능을 각각의 단면 별로 계산하면 다음 Table 2와 같다.

이와 같이 산출된 단면의 성능으로부터 등가 단면의 비틀림 강성과 전단 중심의 위치를 식(7)로부터 구하면

Table 2 등가 환산된 1차원 단순 모델의 휨 성능

단면	A	B/D	C	E	F
단면성능					
$I_{xx} (m^4)$	0.3521	0.3552	0.4070	0.3932	0.4697
$I_{yy} (m^4)$	13.69	14.58	15.06	15.20	16.08
도심(m) ¹⁾	0.514	0.522	0.569	0.547	0.680

주, 1) 상부 콘크리트 연단에서의 거리

Table 3 등가 환산된 1차원 단순 모델의 비틀림 성능

단면	A	B/D	C	E	F
단면성능					
전단중심(m) ¹⁾	0.707	0.732	0.801	0.779	1.022
$J_{tr} (m^4)$	0.01338	0.01338	0.01340	0.01341	0.01341

주, 1) 도심에서의 거리

Table 4 1차원으로 단순화 모델의 단면 성능

단면	A	B/D	C	E	F
단면성능					
$I_p (m^4)$ ¹⁾	77.08	77.09	77.23	77.16	77.54
$\rho_{tr} (kgf \cdot s^2/m^4)$	1701	1649	1625	1617	1590
$A_{tr} (m^2)$	0.7290	0.7740	0.7975	0.8047	0.8410

주, 1) 전단중심으로부터의 극단면 2차 모멘트

다음 Table 3과 같다. 여기서, 산출된 비틀림 강성은 보 모델의 입력 데이터로 직접 활용되고, 전단중심은 차후 질량환산을 위해 필요한 극단면 2차 모멘트를 산출하는데 이용된다. SPG교량의 변환된 등가 단면의 극관성 모멘트와 환산된 질량, 환산단면은 식(9)와 식(10)으로부터 다음 Table 4와 같이 계산되었다.

이들의 데이터로부터 단순화된 FE모델은 EDS의 I-DEAS를 이용하여 2절점 보 요소로 총 49개의 절점과 48개의 요소를 이용하여 Lanczos방법으로 노멀 모드 해석을 수행하였다.⁽¹⁴⁾

4.2 2차원 판형 FE모델

2차원 판형 FE모델은 상부의 콘크리트 슬래브를 탄성 계수비에 근거하여 등가 단면으로 환산된 단면의 기하학적 형태에 근거하여 실제 단면이 가지고 있는 전단면의 2차 모멘트와 동일한 단일 직사각형의 형상을

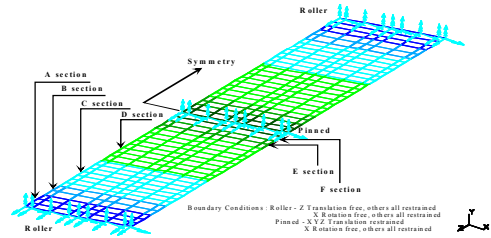


Fig. 2 2차원 평면요소를 활용한 FE모델

Table 5 2차원으로 치환된 단면 특성

단면	단면두께(cm)	단위질량(kgf · s ² /m ⁴)
A	0.62	155.51
B&D	0.63	156.20
C	0.65	153.20
E	0.62	161.25
F	0.73	139.16

갖는 판형으로 고려되었다. 단위 질량도 실제 단면이 갖는 질량 중심의 영향을 표현하기 위해 환산된 단면이 갖는 질량 관성 모멘트를 산출하여 앞의 식(9)를 이용하여 등가의 질량으로 환산하여 사용하였다. 다음 Table 5는 이와 같이 치환된 각 단면에 대한 치수 형상(판의 두께)과 환산 질량이고, Fig. 2는 Table 5의 단면 특성에 따른 노멀 모드 해석을 위해 구성된 단순화된 2차원 FE 모델이다. 총 459개의 절점을 이용하였고, 과도한 요소의 분할로 구조물의 전반적인 동적 거동이 국부 모드에 의해 결정되는 것을 방지하였고, 구조물 전체의 동적 거동 특성을 분석하기에 적합하도록 총 400개의 2차원 4절점 쉘 요소로 구성하였다.

4.3 3차원 상세모델

대상교량 구조물의 기하학적인 3차원 특성을 유지한 FE모델을 구성하기 위해 상부의 슬래브는 2차원 평면 요소를 활용하였고, 상부 슬래브를 지지하는 강판형 거더는 1차원 요소를 이용하였으며, 교각은 3차원 요소를 사용하였다. 2차원 평면요소와 1차원보요소의 조합을 위하여 적절한 절점을 분리 이동하여 교량구조물을 모델링을 하였다. 또한 상부의 슬래브는 강성이 없는 아스팔트의 영향을 고려하기 위해 등가로 치환된 환산 질량의

Table 6 SPG교량의 FE모델을 위한 단면 특성

	1D Beam	2D Shell
재 질	강재	등가 콘크리트
단성계수 (kgf/cm ²)	2.00×10 ⁶	801.0
질량 (kgf · s ² /mm ⁴)	2.46×10 ⁵	301.5

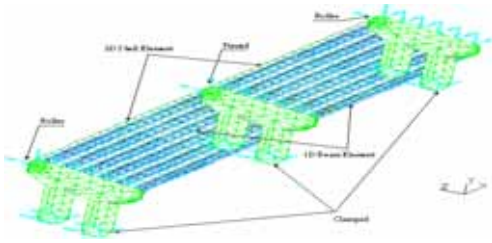


Fig. 3 3차원 FE 모델의 구성

콘크리트를 이용하였다. 구조물의 전체적인 동적 거동을 파악하기 위해 충분하도록 총 360개의 쉘 요소와 414 절점으로 구성하였다. 등가로 환산된 요소의 환산 질량은 다음 Table 6과 같다. 그리고 교량의 차선 방향으로 변화하는 단면의 특성을 고려하여 상부 슬래브를 지지하고 있는 강재 거더를 총 270개의 1차원 보 요소를 이용하여 FE모델을 구성하였다. 3차원 상세 모델은 단순화 모델에서 고려될 수 없었던 부재의 배치 형상에 따라 발생할 수 있는 오차를 절점의 Offset을 이용하였고, 구성된 FE모델의 해석 시 사용된 단면의 재질 및 특성치는 다음 Table 6과 같다.

4.4 각 FE모델의 해석 결과

해석 대상 교량에 대해 각각의 기법에 따라 구성된 FE모델은 EDS의 I-DEAS에 의해 제공되는 노멀 모드 해석 기법 중 Lanczos법에 의해 모드 해석을 수행하였다. 각각의 해석 결과에 따른 대표적인 모드의 형상은 Fig. 4와 같다. FE 모델링의 형태에 따라 다소 차이는 있지만, 다음 Table 7과 같이 2.77~12.02Hz 까지 1차 모드에서 6차의 모드가 휨과 비틀림 모드 형상이 교대로 나타났다.

5. 상시 진동에 의한 동적 실험

Table 7 SPG교량의 FE해석 결과와 실험 결과의 비교

Mode	1 차		2 차		3 차	
	휨	비틀림	휨	비틀림	휨	비틀림
1차원	2.77hz	·	4.79hz	·	11.71hz	·
2차원	3.77hz	4.12hz	4.51hz	4.96hz	11.55hz	12.02hz
3차원	2.82hz	3.43hz	4.46hz	4.53hz	10.49hz	10.71hz

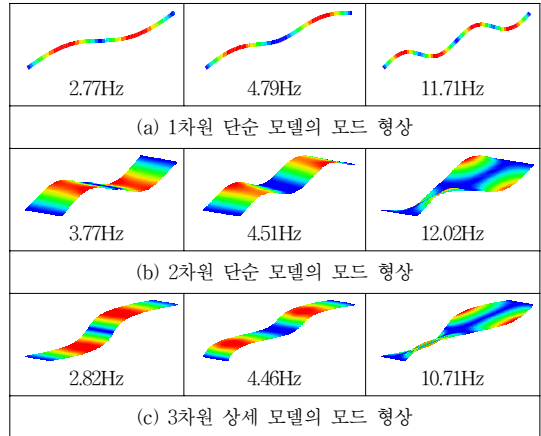


Fig. 4 FE모델의 해석 결과

본 연구에서는 대형 토목구조물의 특성상 일반적인 강제 진동 실험에 의한 주파수 응답 함수를 이용한 구조물의 주파수 분석이 비경제적인 면과 위험성 등을 고려하여 일반 차량하중 상태에서 발생하는 상시 진동을 이용한 동적 계측이 수행되었다⁶⁾. 대상 교량의 동 특성 분석을 위해 기 수행된 FE해석 결과에 근거하여 휨과 비틀림 모드를 포함하여 처음부터 총 6개의 모드로 한정하였다.

5.1 계측 시스템의 구성

상시 진동에 의한 구조물의 동 특성 분석을 위해서는 입력 신호가 없기 때문에 응답 신호들 중 특정 위치의 가속도계를 기준 채널로 선정하고 나머지 응답 신호와의 상관관계에 의해 획득된 스펙트럼을 이용한다. 이때 기준 채널의 설정이 중요한데 목적하는 6차까지의 모드들에 대해 안정적인 응답을 나타내는 위치로 선정되어야 하며, 모드 형상의 반곡점에 위치하게 되는 경우 해당 모드에 대한 응답을 획득할 수 없게 된다.

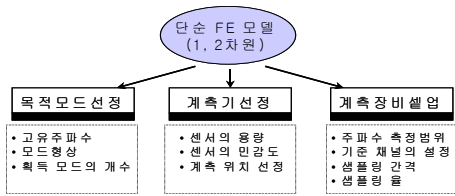
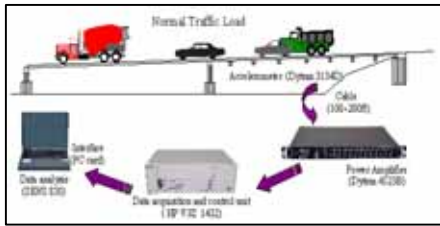
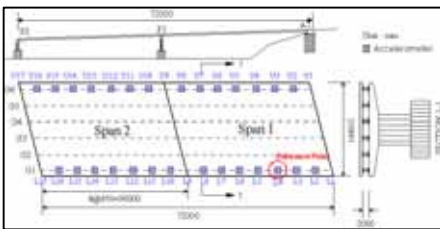


Fig. 5 단순 FE모형을 이용한 동적 계측의 준비



(a) 시스템 구성도



(b) 계측기의 부착 위치

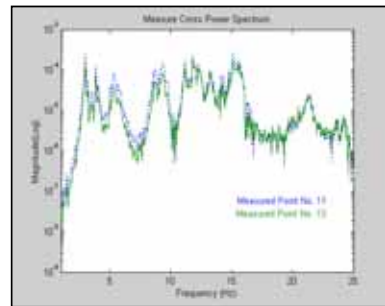
Fig. 6 계측 시스템 구성도 및 계측기의 위치

합리적인 방법은 FE를 통한 모드 해석의 결과를 다음 Fig. 5와 같이 활용하는 것이며, Fig. 6은 이에 근거하여 계획된 계측 시스템 구성도 및 계측기의 위치이다.

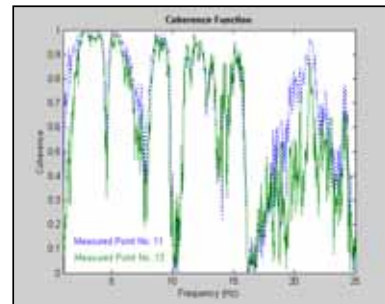
신호를 측정하기 위해 HP-VXI 1432시스템을 이용하였고, MTS의 T-DAS를 활용하여 데이터를 획득·분석하였다. 가속도의 계측을 위해서는 감도가 500mV/G이며, 측정 주파수의 범위는 1~3000Hz를 갖는 Dytran 모델 3134D를 사용하여 Fig. 7과 같이 총 34개의 가속도계를 설치하고 L4 위치의 가속도계를 기준 채널로 설정하였다. 총 6차의 모드를 획득하기 위해 충분하도록 최대 주파수 범위를 25Hz까지로 설정하여 얼리어징 (Aliasing) 현상 등을 피하기 위해 샘플링 주파수 범위 64Hz까지 획득하였다. 측정된 각 프레임의 크기는 2048로 프레임 당 32초 간격으로 35회 측정하고 평균하였다.

5.2 동적 실험 결과

대상 교량의 동적 실험에 의해 획득한 대표적인 교차파워스펙트럼(Cross Power Spectrum)과 기여도 함수(Coherence Function)는 다음 Fig. 7과 같다. 교량의 동 특성 분석은 상시 진동에 의해 발생하는 기준 계측 점과 나머지 계측 점의 응답 간에 획득된 교차파워스펙트럼을 이용한 자연가진 기법을 적용하여 분석하였다. 획득한 교차파워스펙트럼은 MALAB을 이용하여 고속으로 역 푸리에 변환하여 교차상관함수(Cross Correlation Function)로 변환되고, 교차상관함수에 의해 구성된 행렬 행렬(Hankel Matrix)을 이용하는 고유치 구현법에 의한 특성 분석을 수행하였다¹⁵⁾. 기여도 함수는 Fig. 6의 (b)에 나타난 바와 같이 기준점 L4의 응답과 L6, L7 상관관계를 나타내는 것으로 계측 결과는 보여 지는 바와 같이 초기에 목적했던 모든 모드들이 존재하는 구간 내에서 잡음의 영향을 거의 받지 않고 우수한 상관관계를 갖고 획득되었다.



(a) 교차파워스펙트럼

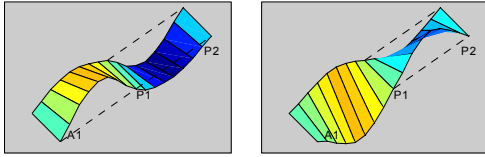


(b) 기여도 함수

Fig. 7 대표적인 계측 데이터

Table 8 SPG교량의 FE해석 결과와 실험 결과의 비교

Mode	1 차		2 차		3 차	
	휨	비틀림	휨	비틀림	휨	비틀림
실험	2.85hz	3.82hz	4.64hz	5.19hz	10.49hz	10.93hz



(a) 1차 휨 모드 (b) 1차 비틀림 모드
Fig. 8 SPG교량의 대표적인 모드 형상

자연가진기법에 의해 분석된 구조물의 고유주파수는 다음 Table 8과 같이 최저차의 휨 모드가 2.85Hz로 나타났고, 6차의 모드는 비틀림 모드로 10.93Hz로 각 FE모델링 기법의 결과와 비교하여 유사하게 나타났다. Fig. 8은 대상 교량에 대한 동적 실험에 의해 획득한 대표적인 진동 모드형상이다.

6. FE 해석결과와 실험결과의 분석

해석 대상 SPG교량의 각 FE모델 기법에 따른 해석 결과와 동적 실험 결과로 획득한 대상 구조물의 고유주파수(Table 7, Table 8)와 모드형상(Fig. 4, Fig. 8)을 상호 비교 하고 각 모드간의 상관관계를 분석하였다. 1차원 단순 모델에 의한 결과는 기하적 특성상 휨에 의해 유발되는 모드 형상만을 알 수 있었지만, 최저차의 휨 모드 뿐만 아니라 2, 3차의 휨 모드까지 3차원 상세 모델과 실험의 결과와 상호 비교한 결과 오차범위 2.8~11.6%까지 일치도를 보이고 있다. 이는 1차원 FE모델이 실구조물의 전반적인 특성을 적절하게 반영하고 있음을 보여주는 것이다. 2차원 판형으로 단순화된 모델은 비틀림에 의해 발생하는 모드를 분석하기에 적합하고, 최 저차 모드에서는 다소간의 오차가 발행하였지만, 2차와 3차의 모드에 대해서는 오차 범위 9.7~11.3%까지 좋은 일치도를 보이고 있다. 그리고 3차원 상세모델은 해석과 실험의 결과와의 오차범위가 0~12.7%로 목적하는 모든 모드들에 대해 전체적으로 각 FE모델 구성 기법 중 가장 우수한 일치도를 보이고 있다.

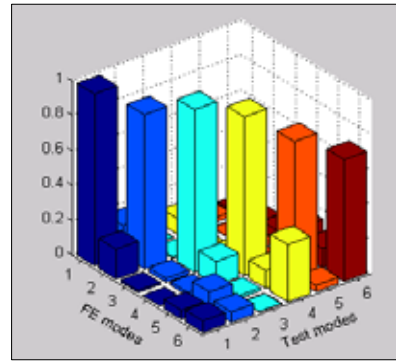


Fig. 9 MAC

Table 9 MAC 값

모드	FE 해석 모드						
	1	2	3	4	5	6	
실험 모드	1	0.985	0.173	0.002	0.090	0.027	0.016
	2	0.172	0.883	0.011	0.001	0.003	0.034
	3	0.012	0.023	0.930	0.027	0.025	0.057
	4	0.000	0.018	0.137	0.906	0.014	0.157
	5	0.052	0.098	0.016	0.103	0.783	0.112
	6	0.068	0.059	0.003	0.328	0.036	0.698

그리고 모드 간의 상관관계를 분석하기 위해 MAC을 수행하였다. MAC은 모드 간의 상관관계를 수치적으로 분석할 때 유용한 방법으로 정확하게 일치하면 그 값이 1을 보이고 그렇지 않으면 0으로 나타나는 특성이 있다. 0.9이상이면 상관관계가 우수하다고 판단하게 되나, 그 수치가 계측점의 수에 많은 영향을 받게 되기 때문에 0.8까지도 허용하고 있다³⁾. 다음의 Fig. 9와 Table 9는 3차원 상세 모델을 이용한 해석과 실험의 결과에 대한 각 모드간의 상관관계를 분석한 것으로 모드들 간에 우수한 상관관계를 갖고 있음을 알 수 있다.

7. 결론

본 논문에서는 합성단면을 갖는 강판형거더교량의 FE 모델링 기법을 1-2차원 단순화 모델과 3차원 상세 모델로 구분하여 각각의 모델링 기법을 제시하고, 실 계측된 동특성과 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 맺고 그 유용성을 제시한다.

- 1) 연구 대상 교량과 같이 합성 단면을 갖는 구조물의 중심축이 단일 축으로 표현되지 않고, 단면의 강성의 중심과 질량의 중심이 일치하지 않는 구조물의 휨과 비틀림 성능을 1-2차원의 단순화 모델에 고려할 수 있는 등가 환산 단면법과 등가 강성의 모델링 기법을 개발하고, 질량관성모멘트를 적절히 재분배하여 3차원 상의 구조물의 강성과 질량중심을 1-2차원으로 환산하는 모델링기법을 개발하였다.
- 2) 1차원과 2차원의 단순화 모델은 실 구조물의 정확한 경계조건을 만족시키기가 어렵고, 부재의 배치 등에 따른 오차가 다소 발생하지만, 해석적인 노력을 줄이고 구조물의 신뢰성 있는 동적계측을 위해서 구조물의 고유주파수와 모드형상의 예측과 대상 구조물에 대해 획득해야할 목적 모드를 설정하고, 목적 모드를 획득하기 위한 적정 계측기의 위치 설정 및 장비 준비와 실험·해석 모델의 구축에 유용성을 제공하였다.
- 3) 3차원 상세 모델은 실구조물의 공간적인 특성을 유지하면서 질량관성 모멘트의 변화 없이 합성단면을 등가의 보요소와 쉘요소로 변환하여 서로 다른 이들 요소를 적절히 조합하기 위한 절점 분리이동 방법을 제시하였다.

이와 같은 연구결과에 따라 합성단면을 갖는 강관형 거더교량의 단순화 모델은 실제교량구조물의 3차원상의 경계조건을 충분히 표현하는 데는 불리하지만 교량이 지진응답스펙트럼 중에 강한 운동을 하는 부분에서 진동모드를 갖는지를 미리 알아보는 선행 연구단계에서 유용하게 쓰일 수 있다. 또한 장대형 교량 혹은 다경간 교량에서 지진입력이 공간적으로 다양한 형태를 가질 때 단순화모델이 유용하게 쓰일 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2005년도 한국과학재단의 연구비 지원으로 연구되었음. 본 연구가 이루어지도록 지원하여 준 한국과학재단(과제번호 : R0120050001042302005)에 대단히 감사합니다.

참고문헌

1. Doebling S. W., Farrar C. R., Prome M. B.

and Shevitz D. W., "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review," Los Alamos National Laboratory Report LA-13070-MS. 1996.

2. Farrar C. R., et al., "Finite Element Analysis of The I-40 Bridge over The Rio Grande," Los Alamos National Laboratory report LA-12979-MS. 1996.

3. Ewins D. J., "Modal Testing: Theory, Practice and Application," R.S.P. 2000.

4. Ko J. M., Wong C. W., and Lam, H. F., "Damage Detection in Steel Framed Structures by Vibration Measurement Approach," Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference. 1994.

5. Pandey A. K., and Biswas M., "Damage Diagnosis of Truss Structures by Estimation of Flexibility Changes," Modal Analysis: the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, V 10, N 2, 1995. pp. 104-117.

6. Roeck G. De, Peeters B. and Ren W. X., "Benchmark Study on System Identification Through Ambient Vibration Measurements," Proceedings of IMAC-XVIII, the 18th International Modal Analysis Conference, Texas, 2000. pp. 1106-1112.

7. He J. and Ewins D. J., "Compatibility of Measured and Predicted Vibration Modes in Model Improvement Studies," AIAA Journal, Vol. 29, No.5, 1991. pp. 798-803.

8. Friswell M. I., Mottershead J. E., "Finite Element Model Updating in Structural Dynamics," Kluwer Academic Publishers. 1995.

9. Bath K. J. (1996), "Finite Element Procedures," Prentice Hall.

10. Tirupathi. R. C., Ashok D. B., "Introduction to Finite Elements in Engineering; Second Edition," Prentice Hall. 1997.

11. Farrar C.R., Thomas A. Duffey, "Bridge Modal Properties Using Simplified Finite Element Analysis," LAN L report. 1996.

12. Casas J. R., "Dynamic Modeling of Bridges: Some Thoughts Derved from Field Testing," 74th Annual Transportation Research Board

-
- Meeting. 1995.
13. Heins C. P., "BENDING AND TORSIONAL DESIGN IN STRUCTURAL MEMBERS," D. C. Heath and Company, Lexington, MA. 1975.
14. SDRC, "Exploring I-DEAS Simulation," vol. I. 1996.
15. Farrar C. R., James III G. H., "System Identification from Ambient Vibration Measurements on A Bridge," Journal of Sound and Vibration, vol 205, No. 1, 1997. p.1-18.

(접수일자 : 2004년 9월 6일)