

가속도계측에 의한 부분구조 모델의 설정 및 문제점 분석

Identification of Substructure Model by Measured Acceleration and Analysis of Its Problem

o신수봉* · 오성호** · 이상민**

Soobong Shin, Seong-Ho Oh, and Sang-Min Lee

Key Words : substructure model(부분구조 모델), system identification(시스템 식별)

ABSTRACT

The paper proposes a methodology of identifying a substructure model of an existing structure when correct sectional and material properties of the structure are not known. A substructure model is identified by estimating boundary spring constants and stiffness properties of the substructure. Both of static and modal system identification methods have been applied using responses measured at limited locations within the substructure. In defining a substructure model it is required that computed structural responses be consistent with the actual behavior of the part of the structure. Simulation studies on a continuous beam structure and an application to an actual bridge have been carried with static and modal responses. The results and associated problems are discussed in the paper.

1. 서 론

대형구조물에서 정적이나 동적 하중에 의한 구조물의 거동을 전체 구조물이 아닌 구조물의 일부분에 한정하여 모델을 설정하고 해석을 수행할 필요가 있는 경우가 있다. 이러한 부분구조해석은 정적해석의 경우에는 정적행렬응축법(static condensation), 모드해석의 경우에는 Guyan reduction기법을 사용하여 부분구조에 해당하는 자유도만의 문제로 축소하여 일반적으로 수행하고 있다^(1,2). 그러나, 이와 같은 응축법의 적용은 비록 구조해석을 수행하기 위한 행렬의 크기는 부분구조에 해당하는 자유도의 것으로 축소시키지만, 응축된 행렬을 정의하기 위해서는 부분구조의 단면 및 재료성질 등의 정보만이 아닌 전체 구조물에 대한 모든 정보를 궁극적으로는 필요로 하게 된다. 따라서 응축법은 설계시와 같이 전체 구조물에 대한 정보를 가지고 해석문제를 다룰 경우에는 주자유도와 종속자유도의 구분에 의해 적용될 수 있는 것이지만, 현재 상태의 구조물의 특성치에 대한 정확한 정보가 알려져 있지 않은 실구조물에 대해서는 이러한 응축법을 바로 적용할 수 없다.

SI (System Identification) 기법의 적용이 건설구조물에 대한 유지관리의 중요성이 국내외적으로 인식되면서 구조물의 평가기법의 하나로 최근 적극 고려되고 있다^(4,5). 그러나, 구조물의 대형화와 복잡성에 의해 실구조물에 SI기법을 효과적으로 적용하지 못하고 있는 실정이다. 이러한 문제점을 타개하기 위하여 전체 구조물에 대한 유지관리를 하는 것 보다 현실적으로 손상의 가능성이 높거나 지속적인 관리가 필요한 구조부위를 설정한 후 이에 대한 집중적 관리방법이 대안으로 검토되고 있다.

본 연구에서는 부분구조의 해석모델을 전체 구조물에 대한 정확한 정보가 없이도 현장계측을 통하여 설정하는 방법을 개발하고자 한다. 기본적으로 정적변위 및 모드자료 계측 데이터를 사용하는 SI기법을 각각 적용한다. 부분구조는 전체구조의 일부 제한된 부위이므로 부분구조 모델을 부분구조 자체의 모델에 경계 스프링을 추가하여 정의하고 경계 스프링계수와 부분구조 특성치를 동시에 추정하도록 하였다. 본 연구에서는 경계절점에서의 질량은 기지의 값으로 가정하고 연구를 수행하였다. 수치예제를 통하여 정적 및 동적 하중에 대한 제안된 방법의 적용성 및 문제점을 검토하였으며, 실교량인 다경간 연속 게르버 판형교의 반복되는 2개 경간의 해석모델을 가속도 실측데이터를 사용하여 설정하고, 실측한 거동과 해석한 결과를 비교 분석하였다.

* 인하대학교 토목공학과 조교수
E-mail : sbhin@inha.ac.kr
Tel : (032) 830-7552, Fax : (032) 873-7550

** 동아대학교 토목공학과 박사과정

2. SI 기법의 정식화

적용한 SI 알고리즘은 정적 및 동적 측정응답과 해석응답의 차이를 최소화하여 최적의 구조변수를 추정하는 최소자승법(least squares method)을 이용한 것이다. 식(1)은 모드 자료를 사용하는 경우 제한된 위치에서 재측된 진동변위벡터를 사용한 출력오차를 최소화하기 위한 정식화로서 측정오차 및 측정자료의 불완전성에 의한 수치적 불안정성을 완화하기 위하여 정규화기법을 적용한 것이다⁽⁶⁾. 정적 하중의 경우에도 식(1)과 동일한 형태의 최적화를 통하여 구조변수를 추정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \text{Minimize}_{\mathbf{x}_b, \mathbf{x}_p} J(\mathbf{x}) &= J_o(\mathbf{x}) + J_R(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{nmm} \left[\omega_i^2 \mathbf{B} \bar{\mathbf{K}}_i'(\mathbf{x}) \bar{\mathbf{M}}^{-1} \hat{\boldsymbol{\phi}}_{im} \right]^2 + \frac{\beta}{2} \|\Delta \mathbf{K}(\mathbf{x})\|_F^2 \\ \text{subject to } \mathbf{x}_b &\leq \mathbf{x} \leq \mathbf{x}_p \end{aligned} \quad (1)$$

여기서, nmm =측정된 모드의 수, $\mathbf{B}(\hat{N}_d \times N_d)$ =Boolean matrix, $\bar{\mathbf{K}}_i(\mathbf{x})(N_d \times N_d)$ =식(2)로 정의되는 행렬, $\bar{\mathbf{M}}(N_d \times \hat{N}_d)$ =측정 자유도에 상응하는 질량행렬, $\hat{\boldsymbol{\phi}}_{im}(\hat{N}_d \times 1) = i$ 번째 모드에서 재측된 진동변위벡터 $\mathbf{x}(N_p \times 1)$ =구조변수벡터, $\mathbf{x}_b(N_p \times 1)$ =구조변수 하한치, $\mathbf{x}_p(N_p \times 1)$ =구조변수 상한치, β =정규화계수, $\|\Delta \mathbf{K}(\mathbf{x})\|_F^2$ =강성행렬의 기준치에 대한 증분량의 Frobenius norm, N_d , \hat{N}_d , N_p =각각 자유도 수, 측정 자유도 수, 구조변수의 수이다.

$$\bar{\mathbf{K}}_i(\mathbf{x}) = \mathbf{K}(\mathbf{x}) - \omega_i^2 [\hat{\mathbf{O}} \quad \bar{\mathbf{M}}] \quad (2)$$

여기서, $\hat{\mathbf{O}}(N_d \times \hat{N}_d)$, $\bar{\mathbf{M}}(N_d \times \bar{N}_d)$ 는 측정된 자유도(\hat{N}_d)과 미측정 자유도(\bar{N}_d)에 상응하는 영행렬과 질량행렬이다.

식(1)을 사용하여 경계 스프링계수와 부분구조의 구조변수를 추정하며, 질량은 기지의 값으로 가정하고 고유진동수의 차이는 모드변위들에 비하여 무시할 수 있다고 가정하였다. 식(1)의 구속적 최적화 문제를 풀기 위하여 RQP(recursive quadratic programming) 기법과 Fletcher active set strategy 기법이 적용되었다^(6,7). 최적화 기법의 적용에서 요구되는 gradient vector와 Hessian matrix를 정의하기 위하여는 식(1) 오차벡터의 민감도 계산이 필요하다. 식(3)은 식(1)의 각 모드별 오차벡터의 구조변수에 대한 민감도를 표현한 것으로 식(3)의 민감도를 정의하기 위해서는 강성도행렬 $\mathbf{K}(\mathbf{x})$ 의 구조변수에 대한 민감도가 계산되어야 한다.

$$\frac{\partial c_i}{\partial x_j} = -\omega_i^2 \mathbf{B} \bar{\mathbf{K}}_i^{-1} \frac{\partial \mathbf{K}}{\partial x_j} \bar{\mathbf{K}}_i^{-1} \bar{\mathbf{M}} \hat{\boldsymbol{\phi}}_{im} \quad (3)$$

구조 강성도행렬은 식(4)와 같이 구조부재별 구조변수 \mathbf{x}_e 와 상수항으로 이루어진 핵심행렬 \mathbf{G}_e 로 변수 분리형으로 정의할 수 있기 때문에 강성도행렬의 구조변수에 대한 민감도

는 식(5)와 같이 핵심행렬로 정의될 수 있다.

$$\mathbf{K}(\mathbf{x}) = \sum_{e=1}^{N_e} \mathbf{K}_e(\mathbf{x}_e) = \sum_{e=1}^{N_e} \sum_{p=1}^{\Pi_e} x_{pe} \mathbf{G}_{pe} \quad (4)$$

$$\frac{\partial \mathbf{K}}{\partial x_j} = \mathbf{G}_j \quad (5)$$

여기서 N_e =유한요소 모델 상의 부재의 수, Π_e =부재 e 에 정의되는 구조변수의 수이다.

정의된 SI기법을 적용하기 위해서는 식(6)의 식별조건이 최소한 만족되어야 신뢰할 수 있는 구조변수를 추정할 수 있게 된다. 식(6)은 측정 정보량이 미지 변수의 수보다 많아야 된다는 것으로 정량적인 필요 측정 정보량의 범위를 조정하여 준다.

$$nmm \times \hat{N}_d \geq N_p \quad (6)$$

3. 수치모의실험에 의한 부분구조 모델의 설정

실교량에 대한 적용에 앞서 제한한 부분구조 모델 설정법의 적용성을 검증하기 위하여 수치모의실험 연구를 수행하였다. 수치모의실험 연구를 위해 7경간 단일단면의 연속 거르 버교를 사용하였으며 중앙의 세 번째와 네 번째 2개 경간을 부분구조로 선정하였다. 그림 1과 같이 부분구조 모델은 지점에 수직 및 회전스프링을 추가하여 지점의 수직강성과 인접 경간의 영향을 고려한 회전강성을 고려하도록 설정하였다. 그러나, 수직스프링과 회전스프링은 축강성(EA)와 휨강성(EI)을 갖는 일정 길이의 뼈대요소로 대체할 수 있기 때문에 본 연구에서는 스프링계수를 직접 구하지 않고 이들 뼈대요소의 축강성과 휨강성 변수를 SI 기법에 의해 추정하도록 하였다. 따라서, 그림1의 부분구조는 단일단면을 갖는 2개 경간의 구조변수와 각 지점에서의 스프링들을 나타내는 뼈대요소 4개 그룹으로 나누었다. 그리고, 본 수치모의실험에서는 2 경간 보요소는 휨강성이 지배하므로 축강성을 고정시켰으며 중앙지점의 휨강성 역시 기지의 값으로 고정하였다. 따라서, SI기법에 의해 추정하는 변수는 보요소의 휨강성, 양단 지점의 축강성 및 휨강성, 그리고 중앙지점의 축강성을 합해 총 6개 구조변수로 한정하고 예제를 수행하여 부분구조모델의 적합성을 비교분석하였다.

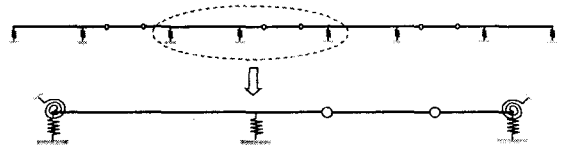


그림1. 2경간 부분구조 모델의 설정

3.1 정적 하중

7경간의 세 번째와 네 번째 경간 중앙에 각각 100 kN의 집중하중을 재하여 처짐을 계산하고, 계산된 처짐에 임의의 오차를 더하여 처짐 실험값을 모사하였다. 처짐은 해석모델의 모든 절점에서 계측한 것으로 가정하였다. 6개의 구조변수를 출력오차를 최소화하는 정적 SI 기법을 적용하여 구하고 그 결과를 표1에 정리하였다. 표1은 서로 다른 측정오차를 50번 적용하여 Monte Carlo 수치모의실험으로 평균하여 구한 구조변수들을 정리한 것으로 기준값(baseline value)에 대한 비례계수로 나타내었다. 표에서 확인할 수 있듯이 보요소의 휨강성(EI)는 정적 하중의 경우 거의 변하지 않게 추정되었으며, 모든 지점에서의 뼈대요소의 축강성(EA) 역시 거의 기준값에서 변하지 않는 값으로 추정되었다. 이는 초기치를 다르게 한 경우에도 일정하게 기준값으로 추정되었다. 그러나, 양단 지점에서의 회전 스프링계수를 나타내는 휨강성(EI)은 1-2 경간에 붙어 있는 좌측 지점에서는 기준값의 32배, 5-6-7 경간에 접해 있는 우측 지점에서는 200배가 넘는 값으로 추정되었다.

이렇게 추정된 보요소와 경계스프링을 사용하여 동일한 하중에 의해 구해지는 처짐을 계산하여 위치별로 전체구조 해석모델에서 구해진 값과 그림2에서 비교하였으며, 그림에서 보듯이 정적 하중에 의한 부분구조모델은 전체구조물과 동일한 거동을 부분구조 구간에서 구현할 수 있음을 확인할 수 있다.

표1. SI기법에 의한 추정된 변수의 비례계수

| 위치 | 변수 | 기준값 (kN,m) | 상태 | 정적SI | 모드SI |
|-------|----|-------------|----|---------|---------|
| 2경간 보 | EA | 75,850,320 | 고정 | - | - |
| | EI | 7,178,874 | | 1.000 | 0.864 |
| 좌측 지점 | EA | 137,130,000 | | 0.999 | 0.975 |
| | EI | 2,100 | | 32.291 | 0.001 |
| 중앙 지점 | EA | 137,130,000 | | 1.001 | 1.106 |
| | EI | 2,100 | 고정 | - | - |
| 우측 지점 | EA | 137,130,000 | | 0.999 | 1.007 |
| | EI | 2,100 | | 264.910 | 140.230 |

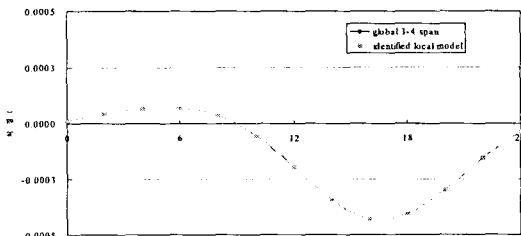


그림2. 전체모델과 부분구조 모델의 처짐곡선 비교

3.2 모드분석

전체구조물의 모드특성을 SI기법에 의한 부분구조 모델의 모드특성과 비교하기 위해 정적 하중의 경우와 동일한 구조

모델을 사용하고 동일한 과정을 거쳐 구조변수들을 추정하고 그 결과를 표1에 정리하였다. Modal SI 기법을 적용하기 위해 출력오차의 정의에 5개 모드를 측정하고 수직진동변위를 모든 해석모델 절점에서 측정된 것으로 가정하였다.

표1에서 확인할 수 있듯이 모드분석의 경우에도 모든 지점 뼈대요소의 축강성(EA)은 기준값에서 크게 변하지 않는 값으로 추정되었다. 그러나, 좌우측 지점에서의 휨강성(EI)의 변화가 정적 하중의 경우와 뚜렷한 차이를 보이며, 보요소의 휨강성 역시 실제 강성보다 작은 값으로 추정되고 있다. 특히 1-2 경간과 접해 있는 좌측지점의 휨강성은 거의 무시될 수 있는 값으로 추정되어 회전스프링이 없이 자유롭게 회전변위가 발생하는 상태를 나타내고 있다. SI기법으로 확인된 강성값을 사용하여 계산한 2경간 부분구조 모델의 고유진동수를 7경간 전체모델에서 구한 값들과 표2에서 비교하였다. 표2에서 첫 번째 모드에서는 두 모델이 거의 일치되는 고유진동수를 가지나, 그 이후에는 고유진동수와 모드형상이 일치되고 있지 못함을 볼 수 있다. 그림3은 두 모델의 첫 번째 모드형상이 근사적으로 일치함을 보여주며, 두 모드의 비교지수인 MAC(Modal Assurance Criterion)으로 두 모드가 근접함을 표2에서 확인할 수 있다.

표2. 전체 모델과 부분구조 모델에 의한 고유진동수의 비

| 모드 | 고유진동수 (Hz) | | MAC |
|----|------------|-------|-------|
| | 전체구조 | 부분구조 | |
| 1 | 10.35 | 10.30 | 0.991 |
| 2 | 11.12 | 15.84 | - |
| 3 | 12.38 | 28.28 | - |
| 4 | 15.22 | 45.46 | - |
| 5 | 17.04 | 70.03 | - |

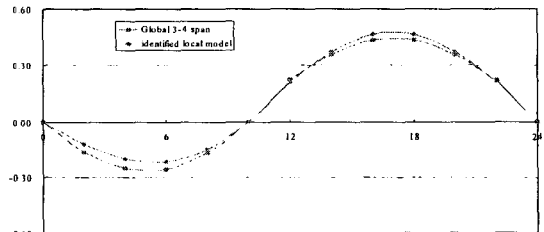


그림3. 전체모델과 부분구조모델의 첫 번째 모드형상의 비교

4. 실험량 계측에 의한 부분구조 모델 설정

앞서 수행된 수치모의실험 연구에서 관찰된 결과를 바탕으로 변단면을 갖는 57경간 연속 게르버 판형교인 xx교의 2경간 부분구조 모델을 현장에서 계측한 거동 데이터를 사용하여 설정하고 모드분석 실험치와 부분구조에 의한 해석치를 비교하였다. 2경간 모델은 그림5와 같이 변단면을 갖는 보요소와 3군데의 지점 뼈대요소로 정의하였다.

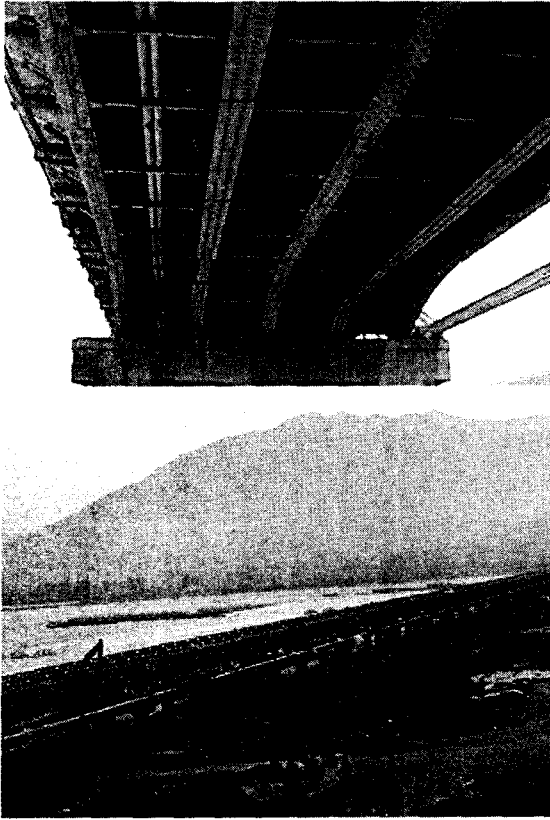


그림4. 다경간 연속 게르버 판형교의 주형 및 측면 전경

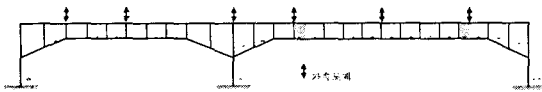
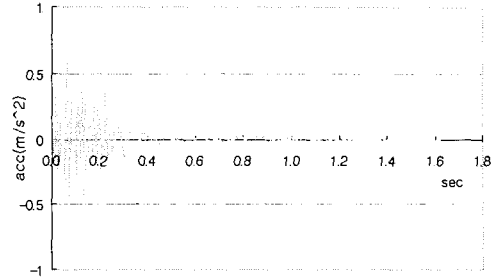


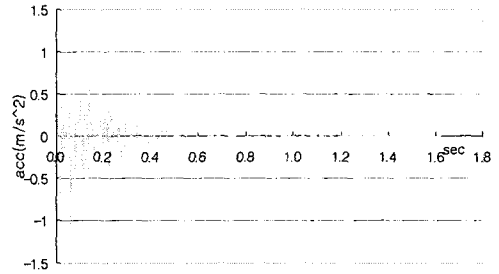
그림5. xx교 2경간 부분구조 모델 및 가속도계 설치 위치

4.1 발파진동을 사용한 지점 축강성 확인

각 지점 축강성의 기준값은 xx교 바로 옆에 신설중인 교량의 교각 우물통 공사 발파에 의한 발파진동으로 발생한 중앙교각 상부와 지점 바로 위 주형에 각각 붙인 가속도계의 시간이력을 사용하여 우선 결정하였다. 단자유도시스템을 가정하고 그림6(a)의 교각상부의 가속도 시간이력을 입력하중으로, 그림6(b)의 지점 상부 주형의 상대가속도를 응답으로 하여 수치적분에 의해 상대속도와 상대변위를 계산하여 강성도인 축강성을 추정하였다. 질량은 사하중에 의한 반력값을 사용하였고, 감쇠비는 자유진동수에서의 가속도 시간이력을 이용하여 계산하였으며 4%로 구해졌다. 추정된 축강성은 표4에 기지의 값으로 정리하였다.



(a) 중앙교각 상부



(b) 중앙지점 상부의 주형

그림6. 발파진동에 의한 계속된 가속도 시간이력

4.2 고유진동수 및 모드형상의 확인

모드자료를 구하기 위하여 트럭하중을 이동시키며 그림5에 표시한 위치에 설치한 가속도계로 수직진동 시간이력을 측정하였으며, Random decrement 기법을 적용하여 그림7의 결과를 구하였다⁽⁸⁾. 다경간 2차선의 교량인 관계로 2개의 모드 밖에 구할 수 없었으며, 데이터 분석에 의해 구해진 2개 모드의 고유진동수와 데이터 확장을 통한 모드형상을 표3과 그림8에 나타내었다.

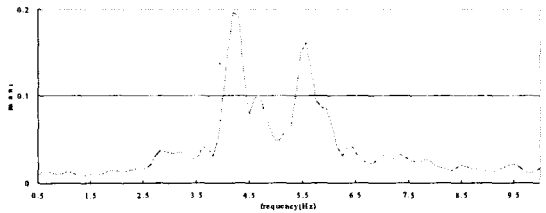


그림7. Radom Decrement 기법에 의한 응답

표3. 계속치과 부분구조 모델에서 계산한 고유진동수의 비

| 모드 | 고유진동수 (Hz) | | MAC |
|----|------------|--------|-------|
| | 전체(계측) | 부분(식별) | |
| 1 | 4.199 | 4.217 | 0.991 |
| 2 | 5.566 | 6.173 | - |

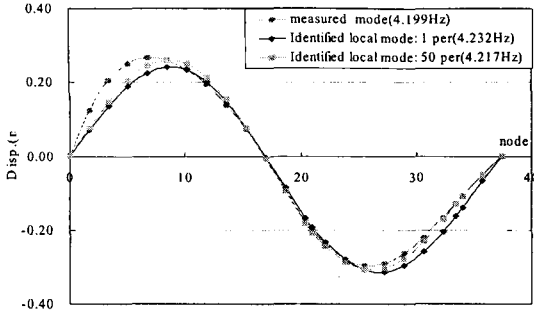


그림8. 첫 번째 모드형상의 비교

4.3 부분구조 모델의 확인

추출한 2개 모드의 제한된 6개 위치에서의 분석한 진동 변위만을 사용하여 주파수영역 SI 기법을 적용하였다. SI기법으로 추정할 구조변수는 변단면에 상관없이 기준값의 변화를 고려할 수 있는 2경간 보요소들에 대한 비례상수, 양단 지점 휨강성, 중앙지점의 축강성으로 총 4개의 변수로 한정하였다. 경간 보요소의 기준값은 설계 및 보강 단면도를 사용하여 계산한 값을 사용하였으며, 인접 부재에 연결되어 있는 양단 지점에서는 축강성이 거동에 미치는 영향이 미비한 것으로 수치모의실험 연구에서 분석되었기에 축강성은 발파 진동에 의해 추정된 기지의 값으로 고정하고 휨강성만 변수로 설정하였다. 그러나, 중앙지점의 축강성은 중앙지점 상부에서 가속도 시간이력을 계속하는 관계로 변수 추정에 추가로 포함하였다. 그림 5에 표기한 각 부재별 번호는 표 4에 변수별 그룹으로 정리하였다. 표 4에는 서로 다른 오차를 고려한 Monte Carlo iteration을 50번 수행한 결과의 표준편차와 평균값을 정리하였다. SI기법 적용을 통해 정의된 부분구조 모델과 전체모델의 고유진동수와 모드형상은 수치모의실험의 결과와 동일하게 그림 8에서 보듯이 첫 번째 모드는 근사하게 일치하였으나 두 번째 모드부터는 상이한 결과를 나타내었다. 그림에서 임의오차에 의한 변수의 평균값으로 설정한 부분구조 모델의 거동이 보다 계속값에 근접하는 것을 관찰할 수 있다.

동적거동에 대한 부분구조 모델의 적합성을 확인하기 위하여 발파진동 데이터를 사용하였다. 그림 9에서는 발파진동에 의한 실패량의 응답계측치와 2경간 부분구조 모델에 의한 지점 상부의 바닥판 위치에서의 계산치를 비교하였다. 그림에서 확인할 수 있듯이 가속도, 속도, 변위의 모든 응답에서 근접한 결과를 보여주고 있음을 확인할 수 있다. 발파하중은 중앙교각 상부에서 측정된 가속도를 발파진원으로부터의 거리를 고려하여 교각별 시차를 주고 입력하였다. 부분구조 모델에서는 제한된 모드를 참여시킨 결과로서 해석응답의 주기는 대체로 일치하나 진폭의 크기에서 다소의 차이를 보이고 있다.

표4. 추정된 변수의 비례계수

| 그룹 | 변수 | noise 없음 | noise=0.000873 (50회 반복) | |
|---------------|----|----------|----------------------------|--------|
| | | 1회 | 평균 | 분산 |
| 1-7 (상부구조) | EI | 0.64634 | 0.584708 | 0.0097 |
| 8 (좌측지점) | EA | fixed | fixed | fixed |
| | EI | 0.001 | 0.001 | 0.000 |
| 9 (중앙지점) | EA | 1.1 | 0.283 | 0.128 |
| | EI | fixed | fixed | fixed |
| 10 (우측지점) | EA | fixed | fixed | fixed |
| | EI | 100 | 167.3 | 14.5 |

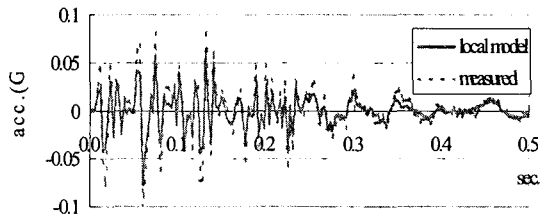


그림9. 계측 및 부분구조 모델에 의한 가속도 비교
(지점 상부의 바닥판)

5. 결론

본 연구에서는 가속도 계측을 통하여 구조물 일부 구간에 대한 부분구조 모델의 구조특성치를 경계스프링과 함께 SI기법으로 설정하는 방법을 개발하였다. 대상 부분구조와 인접 구조부재의 사하중에 의한 경계절점에서의 질량은 기지의 값으로 가정하고 연구를 수행하였다. 정적 및 동적 측정응답과 해석응답의 차이를 최소화하여 최적의 구조변수를 추정하는 최소자승법(least squares method)을 이용한 SI 알고리즘을 적용하였다. 모드자료를 사용하는 경우 제한된 위치에서 계측된 진동변위벡터를 사용한 출력오차를 최소화하기 위한 정식화를 수행하였으며, 측정오차 및 측정자료의 불완전성에 의한 수치적 불안정성을 극복하기 위하여 정규화기법을 적용하였다.

부분구조 모델 설정법의 적용성을 검증하기 위하여 수치모의실험 연구를 수행하였으며, 7경간 단일단면의 연속 게르 비교의 중앙의 세 번째와 네 번째 2개 경간을 부분구조로 선정하였다. 부분구조 모델은 지점에 수직 및 회전스프링을 추가하여 지점의 수직강성과 인접 경간의 영향을 고려한 회전강성을 고려하도록 설정하였다. 구조변수는 출력오차를 최소화하는 정적 및 동적 SI 기법을 적용하여 구하고, 서로 다른 측정오차를 Monte Carlo 수치모의실험으로 평균하여 기준값

(baseline vaue)에 대한 비례계수로 구하였다.

수치모의실험 연구 결과 정적 하중에 의한 처짐은 전체 모델과 부분구조 모델이 일치되는 결과를 보여주었으나, 모드해석의 결과는 첫 번째 고유진동수 및 모드형상만 근사적으로 일치하였다. 수치모의실험 연구에서 관찰된 결과를 바탕으로 57경간 연속 게르버 판형교인 xx교의 2경간 부분구조 모델을 현장에서 계측한 거동 데이터를 사용하여 설정하고 모드분석 실측치와 부분구조에 의한 해석치를 비교하였다. 계측치와 SI기법으로 확인한 부분구조 모델에서 해석한 첫 번째 고유진동수와 모드형상은 근접하게 일치하였다. 그리고, 발파진동에 의해 계측된 동적응답과 설정한 부분구조 모델에 발파하중을 입력하여 계산한 동적응답 역시 근사적으로 일치하는 주기로 구해졌으나, 진폭에서 차이를 보여주었다.

본 연구를 통해 구조물의 상태평가 및 안전진단의 효과적인 방안으로 구조물의 주요부위에 대한 부분구조 모델의 설정이 가능함을 확인하였다. 정적하중 하에서는 아주 정확한 모델의 구현이 가능하였으나, 동적하중의 경우 아주 제한된 모드만을 구현할 수 있다는 문제점이 노출되었다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 인접 구조부재의 사하중에 의한 경계절점에서의 질량과 부분구조의 거동에 대한 영향의 분석에 대한 연구가 추가로 필요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

- (1) Guyan, R.J., 1965, "Reduction of stiffness and mass matrices," *AIAA J.*, 3(2), pp.380.
- (2) 이동근, 안상경, 김진구, 1999, "부분구조법에 의한 건축물의 국부진동해석", 한국전산구조공학회 연구집, 12(1), pp.57~66.
- (3) Hjelmstad, K.D. and Shin, S., 1996, "Crack identification in a cantilever beam from modal response," *J. of Sound and Vibration*, 198(5), 527~545.
- (4) 신수봉, 오성호, 광입종, 고현무, 2000, "동적과도응답을 사용한 구조물의 손상진단," 한국전산구조공학회 논문집, 13(4), 395~404, 12월.
- (5) Jang, J.H., Yeo, I., Shin, S., and Jang, S.P., 2002, "Experimental investigation of System-Identification-based damage assessment on structures," *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 128(5), May, 673~682.
- (6) Arora, J.S., 1989, *Introduction to Optimum Design*, McGraw-Hill Book Co.
- (7) Luenberger, D.G., 1989, *Linear and Nonlinear Programming*, 2nd ed., Addison Wesley Pub. Co.
- (8) Ibrahim, S.R., 1977, "Random decrement technique for modal identification of structures," *Journal of Spacecraft and Rocket*, 14, 696~700.