

## 구조 식별 : 해석적 측면 Structural Identification: Analytical Aspects



김 정 태\*

본 기사는 미국 토목학회 (ASCE) 논문집 Journal of Structural Engineering의 1998년 7월호 (Vol. 124, No. 7)에 게재된 Aktan의 3인의 논문을 중심으로 관련 논문들을 정리한 번역기사이다. 국내·외적으로 대형구조물의 손상도 검색, 노후화 진단, 잔류수명 추정 및 안전도 평가를 위해 구조식별 (Structural Identification) 기법을 응용하는 연구들이 활발하다. 본 논문은 구조식별에 대한 실험적-경험적인 접근법과 이론적 접근법을 함께 통합적으로 다루고 있는 논문으로서, 국내의 관련 연구자들과 현장의 기술자들의 구조식별기법 및 적용방법에 대한 이해를 돕기 위해 선정되었다.

### 1. 서 론

구조 식별 (structural identification (St-Id)) 개념은 이십여년전에 Liu와 Yao에 의해 처음 토목공학분야에 소개되었다. 그 이후, 많은 연구자들

이 이 개념을 연구하였지만, 여전히 토목공학의 실무적인 응용분야에서 일반적으로 통용되지 않고 있다. 이 구조식별개념이 적절히 활용된다면 토목구조물들의 상태판정 (condition assessment)의 신뢰성이 향상될 수 있을 것이다. 현재까지 보편적으로 사용되고 있는 기간시설물 안전관리 방법에서는 교량상태의 판정을 주로 주관적 데이터에 의존하고 있다. 만일 이 같은 관점에서 구조식별기법이 적용된다면, 객관적 계측데이터를 사용하여 구조물 시공당시와 현재의 구조물 강성도와 강도 등에 대한 해석이 가능하리라 생각한다.

그 동안 구조식별방법 관련 연구에서 가장 큰 걸림돌은 해석적 연구와 실험적 연구 사이의 통합적 적용이 부족하였다는 점일 것이다. 이는 실제 구조물에 대한 실험 연구상의 어려움에서 그 원인을 찾을 수 있다. 한편, 이 같은 연구의 필요성에 의해 지난 십여년간 실물 교량들을 대상으로 실험연구와 해석연구를 통합적으로 수행

\* 성회원·부경대학교 해양공학과 조교수

하는 일련의 연구프로젝트들이 수행되어 왔으며, 이와 관련된 연구결과들이 발표되고 있다.

Aktan등(1997)은 구조식별방법을 제안하고 이 방법의 실험적 측면으로서 기간시설물의 상태판정과 안전관리에 관한 실험적 연구를 발표하였다.(그림 1참조) 이 구조식별기법은 실험적인 측면과 해석적인 측면의 핵심 문제들, 정보기술과 판정이론, 신경망이론 및 기타 비기술적인 문제들을 포괄하는 체계로 구성되었다. 한편, 본 논문에서는 기존에 제안된 구조식별기법의 해석적 측면과 정보기술측면에 있어서의 해석모델링, 파라메타 학습법 및 파라메터 식별(parameter identification) 등에 관한 연구결과를 수록하였다.

본 연구의 대상 실물구조물인 HAM-42-0992는 1990년에 건설된 3경간 강 세로보 교량이며 고속도로를 횡단하는 국도를 연결하도록 설치되었다.(그림 2참조) 이 교량에 대한 그동안의 실험적이며 해석적인 연구결과가 Aktan등(1993, 1994 및 1995)에 발표되었다. 또한 본 논문은 이들 기존의 연구결과와 Aktan등(1997)의 기존의 연구에

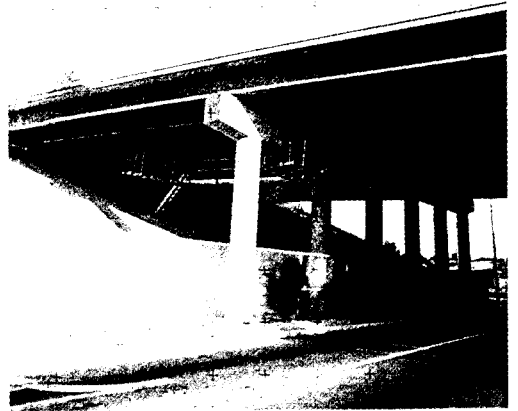


그림 2 실험교량 HAM-42-0992 (Aktan et al. (1997)의 Fig. 2)

서 연구필요성으로 도출된 문제들에 대하여 수행한 연구결과를 수록하고 있다.

## 2. 해석적 모델링

### 2.1 분류 및 용어

구조물이나 구조성분은 연속체 모델 또는 이산화 모델을 통해 이상화될 수 있다. 연속체 모델링 방법은 파동전파, 열전달 등의 복잡한 현상을 모델링하는 경우에 유용하다. 이산화 모델링 방법에서는 일개의 구조물을 수치 공간, 모드 공간, 또는 기하학적 공간에서의 특성을 부여함으로써 모델링한다. 수치공간에서는 구조물을 질량, 감쇠 및 강성도로 모델링하며, 이들 특성 행렬들의 크기, 형식 및 결합에 관하여 적절한 가정을 부여한다. 모드 공간에서 선형으로 해석되는 구조물은 일련의 실수 또는 복소수 모드의 항으로 표현되며, 기하학적 공간에서 구조물은 미시적 유한요소, 부재레벨, 거시적 모델링 또는 혼합 모델링으로 표현된다.

이들 세가지 공간상의 모델들에는 독립좌표가 부여되며, 이 독립좌표는 여러 이산화단계에서 구조물을 대표하는데 사용된다. 또한, 수치공간

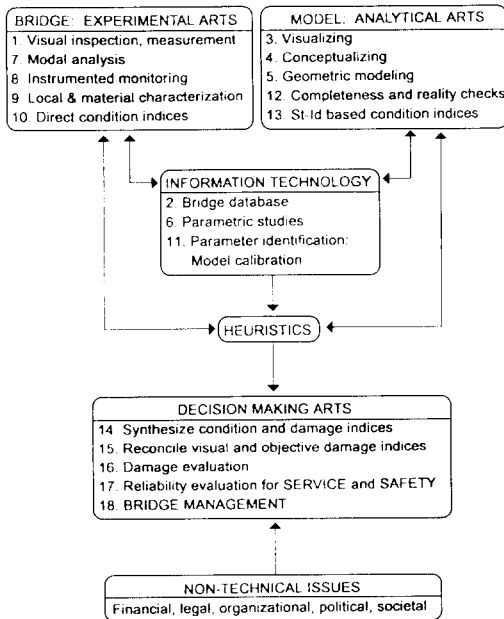


그림 1 구조식별 방법론(Aktan et al. (1997)의 Fig. 1)

과 기하학적 모델공간에서는 다양한 형태의 비선형과 비정상성(nonstationarity)문제를 다룰 것이다. 그러나, 기존에 시공된 구조물의 상태판정에는 통상적으로 선형 및 결정론적(deterministic) 기하학적 모델들이 사용되고 있다. 구조식별을 위한 모델공간과 모델특성을 선정할 때는 아래 사항들을 고려하여야 한다.

- (1) 구조물 상태평가의 동기 : 예를들어, 시설물관리의 지식기반 마련, 손상도 평가 및 유지관리모델의 설계, 계측모니터링 시스템 설계를 위한 자료 등의 목적
- (2) 대상구조물의 초기 구조식별 실험결과의 존재 유무
- (3) 활용가능한 실험자원 : 실험장비 및 시설의 구비정도
- (4) 시공당시와 현재상태의 구조물과 기반조건에 관련된 자료
- (5) 활용가능한 실험자원과 구조물 형식 등에 좌우되는 하중과 구조응답의 메카니즘
- (6) 컴퓨터 소프트웨어와 하드웨어 및 인력의 전문성

## 2.2 완전성

존재하지 않는 구조물을 설계하기 위하여 수행하는 모델링과 해석작업은 전진해석 문제(forward problem)라고 정의될 수 있을 것이다. 이에 비해서 기존의 건설되어 있는 구조물을 현재상태의 구조-기초-토질 시스템에 대한 실험계측과 육안조사 등에 기초하여 모델링하는 것은 역해석 문제(inverse problem)이라고 정의할 수 있을 것이다. 이 역해석 문제는 역학의 기본 원리들을 만족하는 조건에서도 때때로 시종일관 되지 못하고 물리적으로 의미없는 해를 도출하기도 한다. 이 같은 시종일관 되지 못한 역해(inverse solution)가 도출되는 이유는 여전히 연구의 대상으로 남아 있다.(Ibrahim 1988) 한편, 주어진 문제로부터 해를 구할 수 있는 조건은 수학적으로 잘 작동하는 해를 구할 수 있도록 적절한 제

약조건들을 부여하는 것이며 완전성의 측면에서 다루어야 할 중요한 문제이다. 수학적 건지의 완전성의 문제에서 무엇보다도 주의해야 할 점은 역학적으로 의미있는 해로 잘 수렴하는 목적함수를 얻으려면 파라메타들과 제약조건 선정에 세심한 주의를 기울여야 한다는 것이다. 유한요소 해석이 정확해로 수렴할 필요조건은 완전성을 확보하는 것이다.

본 논문의 저자는 이 완전성을 역학적 견지에서 "완전하고 정확한 개념화를 필요로 하는 것"으로 정의하고자 한다. 이는 수학적 건지의 완전성과는 대별되며 한편으로는 평행한 개념이라고 생각한다. 본 연구자의 경험에 의하면, 문제를 수학적으로 완전하게 정식화 하기위한 충분조건으로서 역학적 견지에서의 완전성이 충족되어야 한다.

전진해석과 역해석의 문제는 역학분야에서 광범위하게 연구되어 왔는데, 역학분야에서는 해의 수학적 완전성의 필요조건으로 해의 존재성(existence), 유일성(uniquness)과 안정성(stability)을 정의하였다. (Riazi-Rad and Imregun 1996) 역학 시스템에서 전진 모델링(forward modeling)은 다음과 같은 함수관계로 정의된다.

$$h_i(x) = F[p_i(x)]$$

여기서  $p_i(x)$ 는 질량, 재료상수와 기하학적 특성치 등과 같은 물리적 매개수로 표현되며,  $h_i(x)$ 는 역학시스템의 정적, 동적 특성치 및 반응이다. 또한 위 함수식의 역해석 관계는 다음과 같다.

$$p_i(x) = R[h_i(x)]$$

이상의 문제는 다음의 세가지 조건을 만족할 때 만이 적절하게 정식화 될 수 있는데, 이는 (1) 모든  $h_i(x)$ 에 대해서, 하나의 해  $p_i(x)$ 가 존재한다는 것, (2) 이 해는 임의의 주어진  $h_i(x)$ 에 대해서 유일하다는 것, 그리고 (3) 이 해는  $h_i(x)$ 에 연속적으로 종속적이다 등의 조건이다. 해의 존재성, 유일성, 안정성 및 수학적 완전성의 문

제는 수치 및 전산역학분야에서 널리 연구되어 왔으며, 허용할 수 있는 해를 얻기 위하여 제약 조건으로서 Lagrange 승수 등의 기법이 사용될 수 있다(Langhaar 1962). 그러나, 수학적 완전성과 물리적 완전성의 관계 및 물리적 완전성을 확보하는 방법에 관해서는 아직까지 구체적이고 충분한 연구결과가 보고되지 않고 있다.

### 2.3 해석적 모델링과 물리적 완전성을 위한 전략

토목공학의 교육과 연구 및 응용분야에서 부족한 점을 지적한다면, 존재하지 않는 새로운 구조물을 설계할 목적에서 수행하는 모델링과 기존에 건설되어 공용중인 구조물의 상태판정의 목적으로 수행하는 모델링 사이의 차이를 명확하게 구분하지 않고 있다는 것이다. 공용중인 실제 구조물의 상태판정을 위해서는 단지 수치적이거나 비모수적(nonparameteric)모델 보다는 경험적 지식베이스에 근거한 이산화 기하학적 모델을 사용하는 것이 무엇보다도 중요하다. 이들의 실용성을 개선하는 열쇠는 PC하드웨어와 소프트웨어 기술을 이용하고 아래의 다섯가지 측면에서 모델을 정확하고 완전하게 시뮬레이션하는 것인데, 이들 다섯가지 측면은 (1) 임계구역(critical regions)와 부재요소의 3차원 기하학적 형상, (2) 경계조건과 연속조건, (3) 임계구역에서의 3차원 변위운동역학, (4) 구조물 내부에서의 강성도(또는 유연도)와 관성력의 분포 및 연결, (5) 외력과 내력의 임계거동 메카니즘 등이다. 다음과 같은 모델링 접근법을 추천하고자 하는데, 먼저 임계구조부재와 임계구역들은 PC기반 구조해석 소프트웨어모듈을 이용하여 세밀하게 모델링하고, 반면에 나머지 부분인 구조-기초-토질 시스템은 부재와 부재간 모델 및 거시적 이산화(예를들어, 스프링모델이 지점조건을 대표하는) 모델링을 하는 것이다[이 같은 모델의 예들은 Hosahalli와 Aktan(1994) 및 Aktan등(1995)에 의해 연구되었다].

미국에서 시행되고 있는 전형적인 안전관리방

법에 의하면, 매우 중요한 공공 시설물에 대해서조차도 안전관리를 위해 구조물의 상세에 관한 공식자료와 보관기록의 활용을 의무화하고 있지 않다. 그러므로, 국부적이고 전역적인 기하학적 형상을 효율적으로 측정하여야 하며, 육안관찰법에 의해 결함과 노후화 및 구조손상을 발견하는데 따른 육안관찰용 보조수단들이 강구되어야 하는 문제점을 안고 있다. 하지만, 이 같은 문제에도 불구하고, 육안관찰과 경험에 의한 방법은 구조상태 판정결과를 정확하고 완전하게 개념적으로 설명할 수 있는 가장 효율적인 방법이다.

지난 십여년간 개발된 여러 비파괴 탐상법(nondestructive probes)들을 사용하여 구조물의 국부결함과 재료특성을 규명할 수 있다. (Schickert and Wiggernhauser 1995) 이들 비파괴 탐상법들은 육안관찰법을 보조하는 측면에서 유용할 것이다. 예를들어, 이 첨단기술들은 기하학적 모델링의 정확도를 향상시키는데 매우 유용하게 활용될 수 있을 것인데, 이는 조사기간중 숙련된 엔지니어라도 매우 복잡한 구조물의 기하학적 형상을 상세하게 파악하지 못하며, 또한, 구조기능상 중요한 세부사항과 미적인 기능만을 지니고 있는 구조부를 구별하기 힘들기 때문이다.

### 2.4 실험구조물의 구조식별용 해석모델

실험대상구조물에 대한 두 모델이 그림 3과 그림 4와 같이 설정되었다. 5150 자유도(DOFs)를 갖는 3차원 유한요소모델에서는 각 절점에 6자유도를 갖는 4절점 쉘요소로 텍(상판) 슬래브(deck slab)를 모델하였다. 이들 쉘 요소들은 평면내변형과 평면외변형 모두를 시뮬레이션하는 기능을 가지고 있으며, 이로인해 텍 슬래브의 3차원 모델링이 가능하다. 난간, 강 거어더, 횡보강재 및 기둥 부 등을 전단변형효과를 반영할 수 있는 3차원 보 요소로 모델링하였다. 강체운동을 할 링크(link) 요소는 상판을 시뮬레이션한 쉘 요소와 거더를 시뮬레이션한 보 요소를 연결한다.

1991년부터 대상교량인 HAM 42-0992의 실험과 데이터 취득이 시작되었다. 실험구조물에 대한

유한요소모델은 현저한 국부적이며 전역적인 구조 거동을 설명하기 위하여 수정되었다. 예를들어, 3차원 유한요소모델은 슬래브(이 경우, 상부구조의 강성도와 하중분포는 휨거동으로 전달된다)와 다이아프램(diaphragm) (이 경우, 막(membrane) 거동으로 전달된다) 각각이 구조에 미치는 영향을 반영하기 위하여 수정되었다. 링크요소는 상부구조의 실제 기하학적 형상과 변위운동을 시뮬레이션하였다. 구조물 경계와 상부-하부구조 경계면은 그림 3과 같이 선형스프링과 회전스프링의 합성형태로 이상화 되었다.

그림 4의 2차원 평면격자망모델은 408 DOFs로 이루어졌으며, 유한요소모델을 실용적으로 대체할 수 있는 모델로서 고려되었다. 그러나, 이 같은 왜곡된 모델(distorted model)의 사용은 모델사용에 따른 결과를 충분히 예측할 수 없는 한 사용하지 않을 것을 추천한다. 그 이유로는, 우선 이 평면격자망모델이 상부구조물의 기하학적 형상을 왜곡하고 있다는 것이다. 또한 실제 구조부재인 슬래브, 거더, 횡보강재가 해석격자망모델내의 이들 부재에 해당하는 요소들로 모델링될 때 구조부재의 강성도의 기여도를 정확히 산정하기 어렵기 때문이다. 이 때문에 실험계측과 수치해석사이의 직접적 상관성을 부여하기 힘들며, 특히 국부하중과 왜곡된 구조응답의 경우에

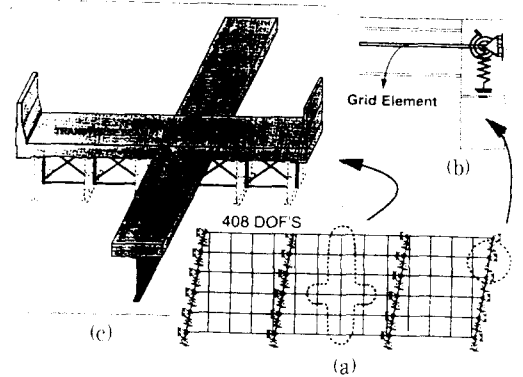


그림 4 실험교량의 2차원 격자망모델링 : (a) 2차원 격자망, (b) 경계조건, (c) 등기환산보 (Aktan et al. (1998)의 Fig. 2)

이 같은 문제가 제기된다[하지만 반면에, 설계와 평가의 목적을 위해서 교량을 1차원 요소들로 이루어진 간단한 모델로 이상화하는 경우도 있다는 점은, 또 다른 각도에서 모델링의 목적에 따른 모델의 단순화의 문제를 생각하게 하는 일레이다]. 구조물의 상태판정과 등급매기기의 목적을 위해서는 2차원 평면격자망모델 기법이 1차원 보 모델링 기법보다 우수하다고 사료되는데, 이는 이들 모델을 구성하는 파라미터 수와 교량구조의 실제 거동 메카니즘 및 물리적 구조적 속성과의 대응성의 문제를 면밀히 분석하면 알 수 있다. 3차원 유한요소모델과 2차원 평면격자망모델을 모두 사용하는 구조식별기법은 왜곡된 평면격자망모델에 역학적 기초와 통계적 근거를 마련할 수 있다. 또한, 3차원 유한요소모델을 응축하여 격자망모델의 좌표를 갖는 유사모델로 이상화할 수 있다.

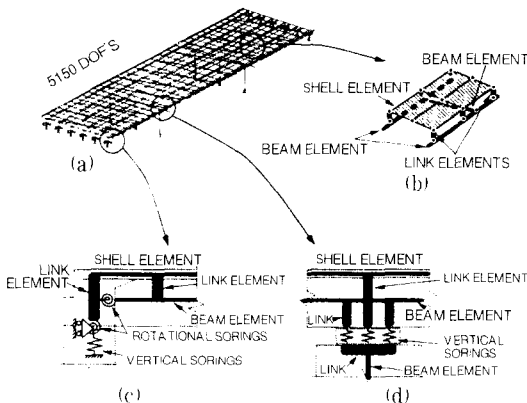


그림 3 실험교량의 3차원 유한요소모델링 : (a) 3차원 유한요소모델, (b) 슬래브, 거더, 횡보강재, (c) 교대, 교각 (Aktan et al. (1998)의 Fig. 1)

### 3. 유한요소모델의 파라미터 식별

#### 3.1 유한요소모델의 역학적 기초

유한요소모델을 사용하기 전에 그 모델의 역학적 기초와 수치적 안정성은 검증되어야 한다. 요소크기, 형상비 및 여러 해석 요소들 사이의 연결성 등은 정하중패턴하에서 해의 수렴성을 검토

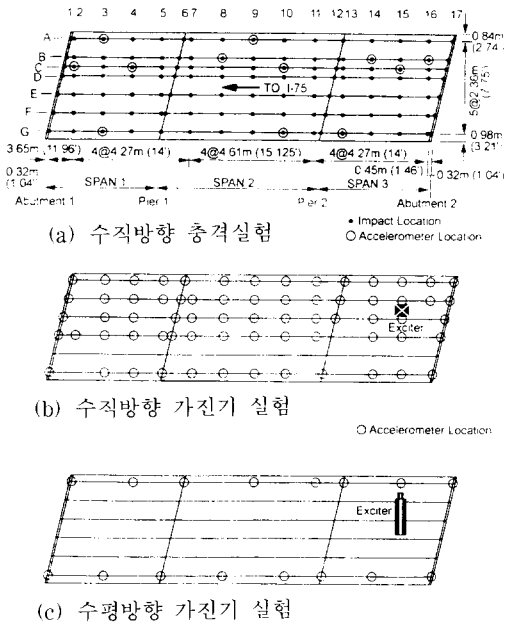


그림 5 격자망 모델과 고속도계 위치(Aktan et al. (1997)의 Fig. 4)

하고 고유치의 수치적 안정성을 평가하여 최적화된다. 또한, 예비실험 계측데이터와 해석결과들과의 상관성을 검토하여 명백한 모델링상의 오류를 제거할 수 있다.

교량 상부구조는 유한요소들의 합성으로 시뮬레이션 할 수 있다. 예를들어, 거더의 웹과 플랜지는 판 또는 쉘 요소로 이상화 할 수 있으며, 이를 통해 슬래브와 거더 사이를 링크요소로 연결하는 모델링이 불필요하게 된다. 그러나, 이같은 모델링 접근법을 따르면 연산처리량이 크게 증가하여 소형PC로는 감당할 수 없게 될 것이다. 유한요소 이상화와 요소의 선정에 대한 결정은 이상화해야 할 이들 부재의 응답특성이 무엇인지를 파악하고 예측하는데 달려 있다. 유한요소 해석의 하중(또는 응력) 출력결과를 이용하여 국부응력과 변형률을 평가하기 위해서는 여러 가정들이 필요하며, 유한요소의 이상화와 관련하여 설정된 가정들은 예측된 국부 응답거동을 해석하는데 영향을 미칠 것이다. 단일거더와 슬래브로 구성된 경우에 대한 모델링 및 해석 연구로부터

슬래브-거더 사이 연결부를 이상화 할 수 있는 여러 방법들이 검토되었다. 그 결과, 강성도를 수정한 강체링크(rigid-link) 부재를 사용하여 합성보-슬래브 사이의 거동 및 비합성보-슬래브 사이의 거동을 이상화할 수 있었다.

### 3.2 파라미터 그룹화 및 민감도 연구

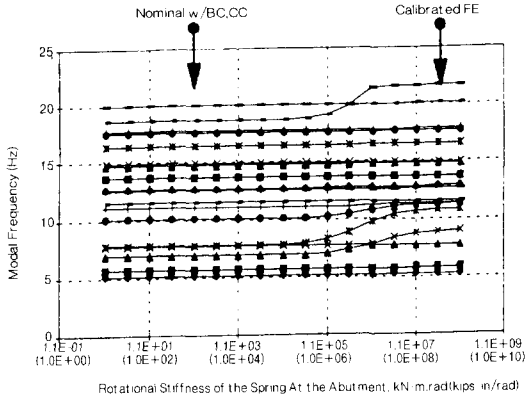
모델 파라미터들은 이들이 이상화하는 (1) 재료특성, (2) 경계조건 및 연속조건, (3) 기하학적 특성들에 따라 그룹화 될 수 있는데, 표 1의 제1열은 이에 대한 예를 보여주고 있다. 파라미터 민감도 해석을 용이하게 하고 모델을 보정하는 동안 요소특성치를 모델링하기 위하여 교대와 교각, 지간 및 슬래브-사분면 등이 함께 그룹화 되었고, 이들의 상한치 및 하한치가 설정되었다. 표 1의 제2열은 공칭 파라미터값을 요약한 것이다.

고유치의 해석으로부터 파라미터 변화가 교량의 고유진동수의 특성에 미치는 영향을 측정하였는데, 한번에 하나의 파라미터값을 증가시키며 그 영향을 측정하였다. 이 때에 교차민감도(cross-sensitivities)는 무시하였다. 그림 6은 부재연결부와 경계조건을 시뮬레이션하는 강체링크와 스프링 강성도의 변화가 구조물의 고유진동수와 모드 순서에 어떻게 영향을 미치는 지를 나타내고 있다.

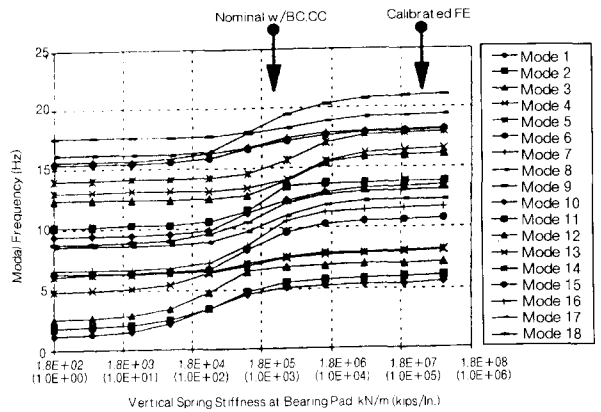
예를들어, 교대부 회전스프링들의 비틀림 강성도가 1.1E5 KN-m/rad에서 1.1E8 KN-m/rad로 변화함에 따라 16개 진동모드중 5개 모드에 영향을 미치는데, 3번 모드와 4번 모드의 순서가 뒤바뀌는 결과로 나타났다. 교대부 수직스프링들의 강성도가 1.1E-1 KN-m/rad에서 1.1E2 KN-m/rad의 범위내에서 변화할 때 거의 모든 모드와 고유진동수에 영향을 미쳤다. 이들 스프링의 파라미터인 강성도가 이상에서 언급된 범위를 초과하여 변화할 때는 고유진동수에 영향을 미치지 않았다. 합성고무지압판(neoprene bearing pad)을 대표하는 수직스프링의 강성도가 1.8E3-1.8E6 KN/m의 범위에서 변화할 때 전체 모드와 고유진동수에 영향을 미쳤다. 링크요소의 강성도 파라미터 [단면축에 대한 단면2차모멘트]가

표 1 서로 다른 유한요소모델에 대한 파라미터 그룹화(Aktan et al. (1998)의 Table 1)

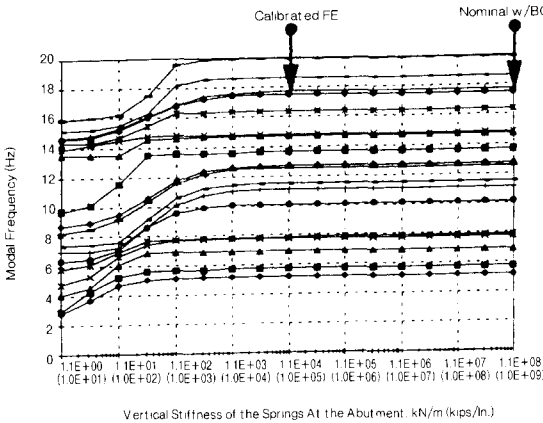
Parameter (1)	Nominal value (2)	Nominal FEM with improved BC and CC (3)	Calibrated FE model (4)
(a) Material properties			
Concrete : $E_c$ and $G_c$			
Deck Slab Span 1, GPa (ksi)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)
Deck Slab Span 2, GPa (ksi)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)
Deck Slab Span 3, GPa (ksi)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)	28 (4,067) : 11 (1,564)
Steel			
Modulus of elasticity, $E_s$ , GPa (ksi)	200 (29,000)	200 (29,000)	200 (29,000)
Shear modulus, $G_s$ , GPa (ksi)	78 (11,154)	78 (11,154)	78 (11,154)
(b) Boundary and continuity conditions			
Abutments			
X-dir trans., kN/m (kips/in.)	Fixed	1.75E9 (1E7)	Fixed
X-dir trans., kN/m (kips/in.)	Fixed	1.75E9 (1E7)	Fixed
Z-dir trans., kN/m (kips/in.)	Fixed	1.75E7 (1E5)	1.75E7 (1E5)
Y-dir rotat., kNm/rad (kips-in./rad)	Free	0.11E3 (1E3)	0.11E9 (1E9)
Y-dir rotat. at the end of girder, kNm/rad (kips-in./rad)	Fixed	0.4E9 (3.6E9)	0.4E9 (3.6E9)
Pier bases			
Z-dir trans., kN/m (kips/in.)	Fixed	1.75E7 (1E5)	1.75E7 (1E5)
Y-dir rotat., kNm/rad (kips-in./rad)	Fixed	0.11E9 (1E9)	Fixed
Bearing pad element			
Axial stiffness, $AE/L$ , kN/m (kips/in.) (nominal model has one, others have three elements)	4.8E5 (2,750)	1.6E5, 1.6E5, 1.6E5 (917, 917, 917)	[5.78, 57.8, 5.78]E6 ([3.3, 33.3, 3.3]E4)
Rigid link			
$A$ , $cm^2$ (in. <sup>2</sup> ) : $I_{xx}$ , $I_{yy}$ , $J$ , $cm^4$ (in. <sup>4</sup> )	6.5E9, 4.2E10, 4.2E10, 4.2E10 (10E8)	6.5E9, 4.2E10, 4.2E10, 4.2E10, (10E8)	9.8E7, 6.2E8, 6.2E8, 6.2E8 (0.15E8)
(c) Geometry			
Deck slab (shell element)			
Thickness, cm (in.)	21.6 (8.5)	21.6 (8.5)	21.6 (8.5)
Mass density, $kg/m^3$ (kips/in <sup>3</sup> )	6.2 (2.246E-7)	6.2 (2.246E-7)	6.2 (2.246E-7)
Steel girder (beam element) end spans (W36 × 150)			
$A$ , $cm^2$ (in. <sup>2</sup> )	285 (44.2)	285 (44.2)	285 (44.2)
$I_{xx}$ , $I_{yy}$ , major/minor, $cm^4$ (in. <sup>4</sup> )	3.8E5 (9,040) : 1.1E4 (270)	3.8E5 (9,040) : 1.1E4 (270)	3.8E5 (9,040) : 1.1E4 (270)
$J$ , $cm^4$ (in. <sup>4</sup> )	420 (0.1)	420 (0.1)	420 (0.1)
Mass/unit length, $kg/m$ (kips/in)	0.58 (3.20E-5)	0.58 (3.20E-5)	0.58 (3.20E-5)
Midspan (W36 × 170)			
$A$ , $cm^2$ (in. <sup>2</sup> )	323 (50)	323 (50)	323 (50)
$I_{xx}$ , $I_{yy}$ , $cm^4$ (in. <sup>4</sup> )	4.4E5 (10,500) : 1.3E4 (320)	4.4E5 (10,500) : 1.3E4 (320)	4.4E5 (10,500) : 1.3E4 (320)
$J$ , $cm^4$ (in. <sup>4</sup> )	628 (15.1)	628 (15.1)	628 (15.1)
Mass/unit length, $kg/m$ (kips/in)	0.655 (3.7E-5)	0.655 (3.7E-5)	0.655 (3.7E-5)



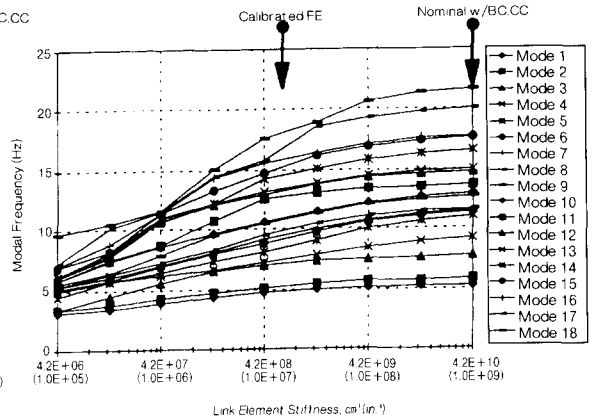
(a) 교대의 스프링 비틀림 강성도 kN·m/rad



(b) 지압판에서 수직스프링의 강성도 kN/m



(c) 교대에서의 수직스프링의 강성도 kN·m/rad



(d) 링크요소 강성도 파라미터 cm<sup>4</sup>

그림 6 민감도 해석 예(Aktan et al. (1998)의 Fig. 3)

4.2E6 - 4.2E10 의 범위일 때 전체 모드의 고유진동수에 가장 현저하게 영향을 미치는 것으로 나타났다.

### 3.3 실험데이터와 모델보정의 관계

해석모델링과 모델보정전략을 선정하기 위해서는 활용이 가능한 실험데이터의 속성, 분량, 이력 및 질적 수준을 고려하여야 한다. 예를 들어, 소수의 고유진동수와 모드형상 또는 트럭재하실험으로부터 소수의 변위측정 데이터만이 계

측된 경우라면, 수백개의 독립 파라미터로 구성된 유한요소모델을 보정하는 것은 의미없는 작업일 것이다. 실험계측된 데이터를 사용해서 구조모델을 개선하는 연구자들은 여러 공학분야와, 특히 최근에는, 토목공학분야에서 활발히 연구되고 있다. (Sanayei 등 1997) 하지만, 토목구조물의 규모와 모델 개선과의 관계에 대한 문제는 아직까지 연구발표되지 않고 있는데, 실험실내의 이상적 조건하에서 실험된 모형구조물(물리적 모델)에 대해서 성공적으로 실험검증된 연구접근법중 다수의 방법이 실제 공용중인 실물구조물에는 적용



하기 힘들며 비실용적이라고 밝혀지고 있다.

본 연구에서 사용하고 있는 실험계측데이터는 Aktan등(1997)에 의해서 기존에 발표된 것이다. 이 계측결과에는 16개 이상의 연직방향 모드의 고유진동수와 모드형상벡터를 포함하고 있는데, 이들을 계측하기 위해 수직방향 충격가진, 수직방향 진동기가진, 횡방향 진동기가진 실험 등이 각각 독립적으로 그리고 각 경우에 대해서 이중으로 수행되었다. [공용중인 대형구조물로부터 이 같은 16개이상 모드를 계측하는 것은, 저자가 언급한 것과 같이, 구조물을 국부적 및 전역적으로 완전하게 제어한 진동가진실험에 의해서만이 가능하다. 이 같은 가진실험이 공용중인 대다수의 교량에서 가능할 것인지 의문시된다. 또한 실제 구조물에 대한 적용성에 있어서 그 효과가 기대되는 Ambient Vibration(환경요인에 의한 진동)에 의한 가진법이 활용될 경우에는 제한적으로 초기 2-4의 진동모드만이 허용할 오차범위에서 계측 및 분석이 가능한 것으로 연구 보고되고 있다.] 실험적 진동모드계측 이외에 구조물내 80개 위치의 정하중과 트럭하중에 대한 응답거동을 수 년간 연속적으로 계측하였다. 이 같은 방대한 양의 실험계측 데이터베이스를 활용하여 구조식별기법과 유한요소모델 개선 및 보정에 대한 실험이 가능하였다. 하지만, 인공적으로 만들어진 가상의 데이터를 사용해서는 이 같은 구조식별기법과 유한요소모델의 개선 및 보정에 관한 실험적 연구를 수행할 수 없다. Zhang(1994)는 계측된 실험데이터의 오류와 불확실성을 야기시키는 가능한 원인을 분석하였으며, 또한, 수치모델에 노이즈(noise)를 첨가하는 기법으로는 실제 실험계측데이터와 같은 형태를 시뮬레이션 할 수 없음을 보고하였다.

## 4. 유한요소모델의 보정방법

### 4.1 해석모델 보정상의 문제점

유한요소모델을 보정하는 작업은 목적함수와 제약조건의 정식화, 최적화 및 모델의 해가 물리적으로 허용가능한지를 규명하는 등의 과정을 포함한다. NASTRAN이나 IDEAS와 같은 유한요소 프로그램들은 계측된 모드데이터에 근거하여 대

형 유한요소모델의 보정을 자동으로 수행하는 기능을 포함하고 있으며, 일반적으로 예측된 고유진동수와 모드형상에서의 오차를 최소화하는 알고리즘을 통해 이를 수행하고 있다.(Deger등 1995)

먼저, 유한요소모델의 수동보정접근법이 심도 있게 검토되었다. 비록 수동보정접근법이 비실용적이지만, 이 방법을 통해 파라미터 식별의 과정을 이해하고 개념을 파악할 수 있다. 여러 다른 형태의 실험계측데이터들이 사용가능한 경우, 모델보정을 위해서 가장 신뢰할 수 있는 데이터 부분집합과 적절한 상관지수의 선정 및 제약조건의 선정을 통해 결과로 도출되는 파라미터들의 물리적 의미를 확보할 수 있다. 더우기, 자동화된 최적기법을 사용하는 경우에도 최선의 초기모델을 선정하는 것이 중요하며, 이 모델은 유연도와 하중응답의 모든 임계 메카니즘을 대표하도록 설정되어야 한다.

### 4.2 유한요소모델 수동보정전략

수동으로 대형 유한요소모델을 개선하는데에 대한 보정전략은 보유장비 및 시설의 장점을 최대한 활용하고자 하는 것과 더불어 이질적 종류의 실험계측데이터들과 연관된 불확실성에 대비하는 것이다. 그림 7은 유한요소모델의 수동보정 전략으로서 실험구조실험, 해석모델링 및 교량거동의 예측과 시뮬레이션 등에 관한 본 연구자의 경험을 기초로 개발된 것이다. 실험데이터의 수치적 후처리 과정으로부터 직접 측정된 매우 많은 반응들과 구조지수(structural indices)들을 구할 수 있다.

구조식별을 위한 실험계측데이터로서 다중기준점(multireference)에서 수직방향 충격가진실험으로 부터 측정된 초기16개 모드의 모드순서, 고유진동수, 질량 정규화 모드형상벡터 등이 사용되었다. 추가적인 데이터로서는 정적 트럭재하 실험하에서 교량의 수개 위치로부터 측정된 처짐, 경사, 변형률 등이 사용되었는데, 이 자료들은 보정된 유한요소모델의 물리적 완전성을 확인하고 검증하기 위해 사용되었다. 모드공간에서의

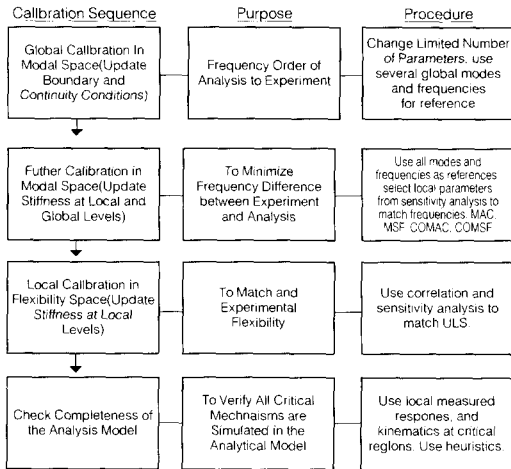


그림 7 유한요소모델의 수동보정전략(Aktan et al. (1998)의 Fig. 4)

보정시에 모니터링 과정을 위해 MAC, MSF, COMAC 과 COMSF 등의 상관도 지수(correlation indices) 들을 사용하였다. MAC은 두 모드형상사이의 선형 상관성을 측정하며, MSF는 두 질량 정규화 모드벡터들 사이의 선형상관성을 측정한다. COMAC은 두개의 동일한 모드의 임의 위치에서의 모드형상 진폭의 상관성을 측정하며, COMSF는 동일한 목적을 위해 질량-정규화 모드벡터를 사용한다. [상관도 지수MAC, MSF, COMAC 및 COMSF에 대한 참고문헌 - Ewin (1984), Allemang et al. (1982)]

이상의 상관도 지수들은 모드공간에서 해석적으로 시뮬레이션된 구조특성치들의 상관성을 판정한다. 물리적-기하학적 특성들과 재료 파라미터들의 상하한선이 구속조건으로 사용되었다. 이에 추가해서 18개 고유진동수와 모드형상벡터로부터 유도된 모드유연도가 기하학적 공간의 핵지수(kernel index)로 사용되었다. 수직등분포하중면(uniform load surface ; ULS)하의 교량의 처짐 형상은 모드유연도에 적절한 하중벡터를 적용하여 시뮬레이션하였으며, 이같이 시뮬레이션된 모드유연도는 유한요소모델의 완전성을 검증하기 위하여 사용되었다. ULS는 매우 유용한 상관성지수로 입증되었는데, 이는 모드유연도가

모드실험계측과 후처리과정의 오차들을 평균하기 때문이며, 또한 ULS가 모드계측결과를 평균하며 모드유연도의 모드절단오차(modal truncation errors)를 최소화하기 때문이다.(Zhang and Aktan 1995) 무엇보다 중요한 점으로는, 구조공학자가 이 모드유연도지수를 이용할 경우 구조물의 거동에 대한 직관적이며 경험적인 지식베이스를 활용할 수 있다는 것을 들 수 있다.

## 5. 유한요소모델의 보정

### 5.1 공칭모델

대상교량은 새로 축조된 구조물로서 국부요소에서 큰 요동과 같은 이상변위가 발생되지 않을 것으로 예상되었다. 초기 유한요소모델의 파라미터 그룹화의 결과는 표 1에 요약되었으며, 공칭 모델로부터 보정된 모델을 얻을 때까지 재료특성과 기하학적 특성들을 모델링하는데 소요되는 노력을 줄일 수 있었다. 노후화된 기간시설물을 모델링하는 경우에는 명백하게 추정가능한 손상 분포들을 미리 파라미터의 그룹화에 포함시켜야 할 것이다(Shahrooz등 1994).

수동으로 모델을 보정하는 일련의 파라미터 개선 과정을 그림 7에 도시하였으며, 민감도 연구 과정에서 도출된 결과들을 활용하였다. 민감도에 대한 연구를 통해 파라미터의 변화가 교량의 정적 및 동적 특성에 미치는 영향을 검토하였다. 예를들어, 모드의 순서는 쉘과 보요소 사이를 연결하는 링크요소의 강성도와 교대에서의 경계조건을 모델화한 선형스프링과 휨스프링의 강성도의 영향을 받는 것을 알 수 있었다. 거더와 슬래브 요소 강성도의 현저한 변화는 고유진동수에 최소한의 영향을 미쳤으나, 변형된(처짐)형상에는 확실히 영향을 미쳤다.

교대부에서 교량에 전달되는 강성도를 이상화하는 선형스프링과 회전스프링을 모델링하는데는 트럭재하실험중에 직접적으로 계측된 휨과 비틀림운동 측정치를 활용하였다.(Aktan등 1993) 표 1에는 최종 유한요소모델 개발의 세가지 관점을 보여주고 있다(그림 3참조).

먼저, 공칭값과 이상적인 경계조건에 기초한 초기 유한요소모델은 표 1의 제2열에 요약된 것과 같다. 공칭모델의 고유치해석의 결과로서 전체 16개 모드와 고유진동수에서 6.6% 오차가 발생했으며 처음 5개 모드와 고유진동수에서 평균 10.5%의 오차가 발생하였다. 실험계측결과 사이의 MAC 값의 평균치는 0.98이었으며, 이는 모드형상에 있어서 우수한 상관성을 보이는 것이다. 공칭모델은 전역적으로 우수한 초기모델이었으며, 이는 모델개선 방향이 올바르게 설정된 것을 의미한다.

## 5.2 공칭모델의 경계조건과 연속조건의 개선

공칭모델에 있어서, 교대 상자모(encasement beam)는 자유로이 회전가능하다고 가정되었지만 교대부는 축방향운동이 고정된 것으로 보였다. (표 1의 제2열). 더우기, 지압판(bearing pads)은 자유롭게 회전가능한 끝이 날카로운 지지점으로 모델링되었고 이들의 유연도는 단일 수직 스프링으로 모델링되었다. 모델보정에 대한 초기의 연구(Aktan 등 1993)에서, 모드유연도로부터 구한 하중-변위 관계는 수치적으로 시뮬레이션된 경우보다 크게 나타났다. 교대와 교각에 계측기를 설치하여 트럭하중재하시험을 실시한 결과, 교대와 상부구조-교각 접촉영역에서 추가적인 유연도 메카니즘을 발견하였다. 이 같은 이유로 경계조건과 연속조건을 그림 3(c)와 (d)의 회전 스프링과 선형스프링으로 수정하여 교대와 교각에서의 운동역학을 보다 정확하게 이상화하였다. 거더와 교각주두(pier cap) 사이에는 세개의 스프링을 사용하여 교각받침의 침하와 회전운동에 기인하여 발생하는 유연도를 적절히 이상화 할 수 있었다. 그림 3(c와 d)의 회전스프링과 병진운동 스프링의 강성도는 트럭재하실험 동안에 직접 측정된 계측값에 근거하여 설정되었다.

공칭유한요소모델에 대한 일련의 해석을 통해 경계조건과 연속조건을 개선하였다. 먼저, 수치해석과 실험계측으로부터 구한 모드들의 모드순서가 일치할 때까지 한번에 한개의 파라미터를 섭동(perturb)하였다. 다음으로, 실험계측된 고

유진동수와 수치해석으로부터 구한 고유진동수 사이의 차이를 최소화하였다. 이 단계에서, 추가적인 파라미터(특히, 경계조건과 연속조건을 대표하는 스프링들의 강성도와 강체링크의 특성치)들은 고유진동수 오차값이 감소할때 까지 연속적으로 섭동되었다.

모드의 고유진동수와 비축척(un-scaled)모드형상의 상관관계를 설정하는 것은 파라미터식별의 필요조건이며 충분조건은 아니다. 충격실험으로부터 모드축척값들이 계산되고, 이로부터 단일질량 정규모드벡터(unit-mass-normal modal vectors)가 계산되었는데, 이를 통해 MSF값들이 계산되고, 또한 개별 모드벡터의 참여도(participation level)에 대한 해석이 이루어졌다. MSF를 상관관계지수로 사용하여 일정 축척으로 조정된 모드벡터집합을 얻을 수 있었으며, 한편으로 모델은 고유진동수의 오차가 최소화 되도록 조율되었다.

모드공간에서의 보정에 이어서 모드유연도를 사용하여 실험결과들과 유한요소모델로부터 시뮬레이션된 결과들 사이의 상관관계를 결정하였다. ULS와 기타 하중패턴하의 변위들은 실험 변위패턴과 시뮬레이션 변위패턴 사이의 오차의 허용성을 만족시켜야 한다. 이 과정에서의 보정은 구조거동에 관한 직관적이고 경험적인 지식기반을 활용하면 편리하게 수행할 수 있다. 예를들어, 지압판을 대표하는 스프링의 강성도에 대해서는 이 단계에서 매우 엄격한 수정작업이 필요하다. ULS하의 변위패턴으로서 모델이 거더-교각 접촉영역에서 과다하게 유연한 것으로 나타났다. 그리하여, 교각-접촉영역에서의 거더의 변위가 측정치와 상관관계를 이룰 때 까지 모델상의 지압판 요소들을 수정하였다.

## 5.3 유한요소모델의 보정 결과

표 1의 제2열 - 제4열에는 유한요소모델 파라미터값들이 정리되었는데, 제2열은 공칭모델의 경우, 제3열은 경계조건과 연속조건이 개선된 경우, 제4열은 수동보정이 수행된 경우에 대해서 요약된 결과이다. 표 2에는 실험결과, 개선된 경

계조건 및 연속조건을 갖는 공칭모델, 수동보정된 모델 사이의 모드순서, 고유진동수, MAC 과 MSF로 산정된 상관관계가 요약되었다. 그림 8은 초기 10개의 계측된 모드형상들과 이에 대응하는 보정된 모델의 모드형상들을 보여주고 있다. 그림 9는 ULS하중조건에서 실험적 모드유연도로부터 구한 변위와 해석모델의 정적재하로부터 구한 변위 사이의 상관관계를 보여주고 있다.

실험계측결과와 보정된 수치모델의 결과와의 상관성은 모드순서, 고유진동수, MAC, MSF 및 ULS 변위의 각각의 경우에 대해서 만족적인 결과를 보였다. 수치해석모드인 모드 4와 모드 17은 횡방향모드로서 표2와 그림 8에 포함시키지 않았다. 또한, 실험계측모드인 모드 5와 모드 6은 각각 수치해석모드 모드6과 모드5에 일치하였으며, 유한요소모델의 모드순서가 뒤바뀐 것을

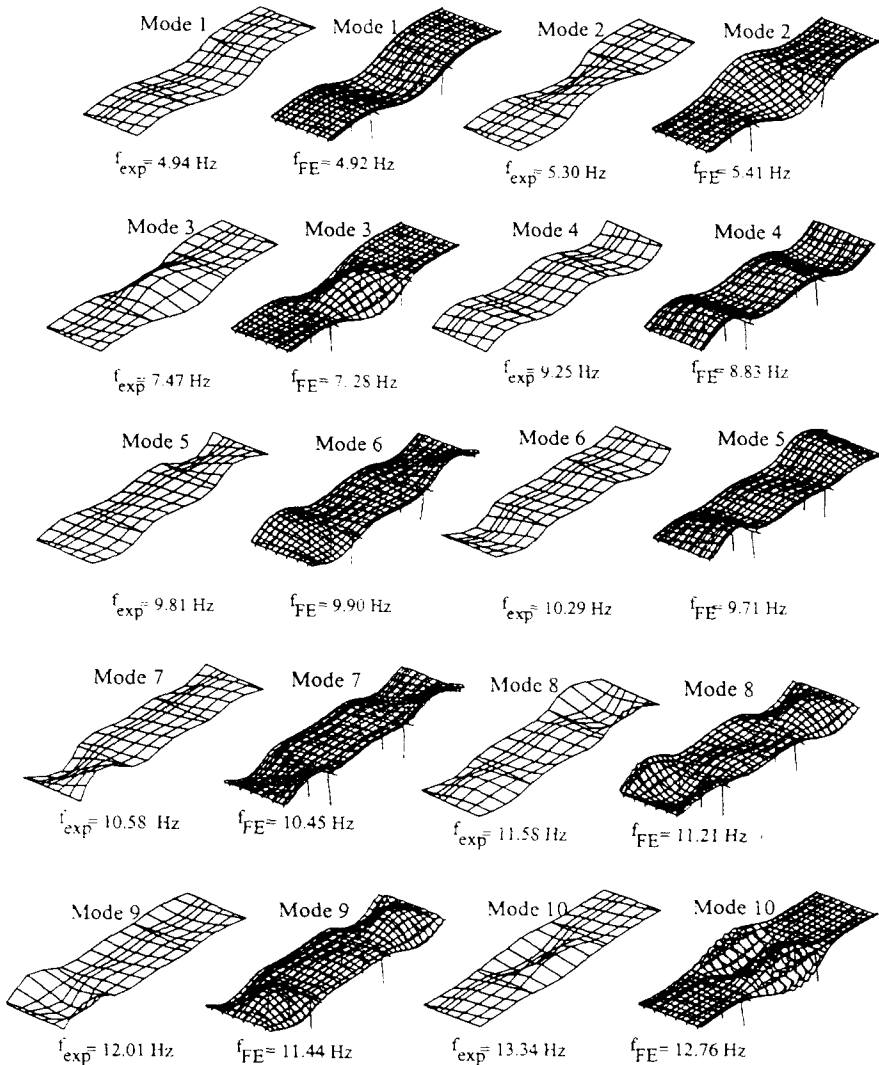


그림 8 실험계측 및 보정모델의 초기 10개 모드형상(Aktan et al. (1998)의 Fig. 5)

표 2 실험결과와 해석결과의 모드공간 상관도(Aktan et al. (1998)의 Table 2)

Mode number (1)	Impact Test Freq. (Hz) (2)	3D FINITE ELEMENT MODEL							
		Nominal (with/improved BC, CC) Model				Calibrated Model			
		Freq. (Hz) (3)	% freq. erro (4)	MAC with exp. (5)	MSF with exp. (6)	Freq. (Hz) (7)	% freq. erro (8)	MAC with exp. (9)	MSF with exp. (10)
1	4.94	5.25	6.21	0.996	0.999	4.92	0.40	0.999	1.002
2	5.30	5.78	9.06	0.993	0.995	5.41	2.09	0.999	0.998
3	7.47	7.73	3.58	0.997	0.992	7.28	2.56	0.999	0.994
4	9.25	10.97	18.67	0.966	0.966	8.83	4.55	1.000	1.005
5	9.81	11.44	16.71	0.903	0.895	9.90	0.92	0.975	0.982
6	10.29	11.37	10.47	0.769	0.686	9.71	5.64	0.983	0.974
7	10.58	11.63	9.95	0.720	0.805	10.45	1.23	0.995	1.004
8	11.58	12.67	9.43	0.959	0.966	11.21	3.21	0.997	0.989
9	12.01	12.89	7.35	0.958	0.997	11.44	4.78	0.996	0.988
10	13.34	13.63	2.18	0.993	0.997	12.76	4.35	1.000	0.992
11	14.56	14.78	1.56	0.581	0.596	14.37	1.28	0.902	0.970
12	14.90	14.96	0.37	0.739	0.763	14.26	4.29	0.926	0.861
13	15.71	16.49	4.95	0.965	1.002	15.42	1.84	0.989	0.989
14	16.49	17.64	6.98	0.945	1.210	15.72	4.66	0.978	1.043
15	17.02	17.81	4.63	0.964	0.971	16.06	5.66	0.996	0.990
16	19.79	20.04	1.29	0.976	1.008	18.62	5.92	0.999	0.984

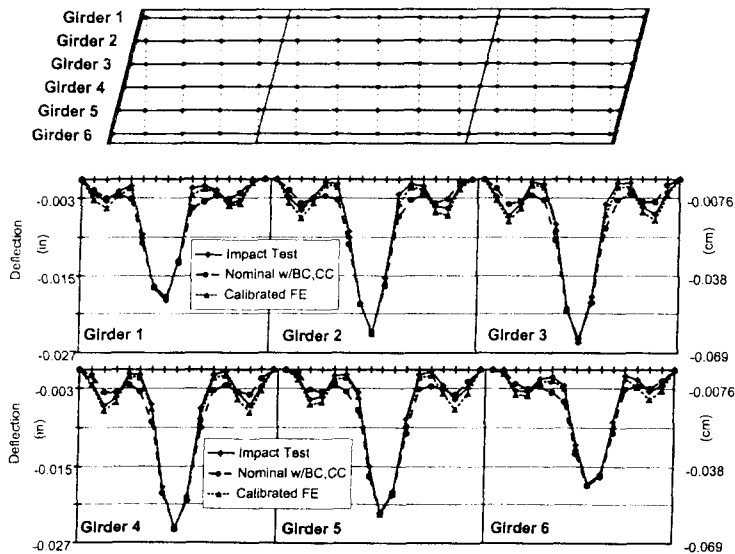


그림 9 균일하중하의 변위곡선(Aktan et al. (1998)의 Fig. 6)

보여주고 있다. 이와 유사한 모드순서의 뒤바뀜은 모드 11과 모드 12의 경우에도 발생하였다. 이같은 비대칭적 모드순서의 뒤바뀜은 이들 모드들이 서로 긴밀히 연결(coupled)되어있고 유사한 모드형상을 보이기 때문에 발생한다. 실험계측 고유진동수와 수치해석 고유진동수 사이의 차이는 작았으며, 이는 환경조건의 변화로 야기되는 교량구조물 진동모드특성치의 불확실성의 허용한계 내에 있다. 그러므로, 이 같이 모드사이가 조밀한 간격을 이루고 있으며 비대칭성을 보일 때에는 모드순서의 뒤바뀜 현상이 예측될 수 있다. 그러나 한편으로, 계측된 고유진동수와 수치해석된 고유진동수 사이의 최대오차는 6% 미만이었으며 MSF의 최대오차는 3% 미만이었다. (MSF가 MAC보다 더욱 적절한 상관지수로 관찰되었는데, MAC의 경우 모드12를 제외하고 모든 모드에서 14% 이상의 오차를 보였다). 이같은 모드공간의 상관관계가 모델 보정이 성공적임을 의미하지만, 전역적 구조거동의 관점에서는 ULS 하에서 실험적으로 측정된 변위와 수치적으로 해석된 변위와의 상관관계를 통해 모델 보정의 완성도를 결정적으로 가늠할 수 있다(그림 6 참조).

그림 9는 실험적 ULS값과 수치해석적 ULS값 사이의 훌륭한 상관관계를 보여주고 있다. 그러나 개선된 경계조건과 연속조건을 갖는 공칭모델의 ULS값과 실험계측 모드벡터 사이의 상관관계는 좋지 않았다. 모드공간에서 단지 지수들의 상관도를 구할 때, 개선된 경계조건과 연속조건을 갖는 공칭모델은 대부분의 모드에서 비교적 높은 MAC값과 MSF값을 보였으며, 이 모델의 고유진동수의 오차는 16개 모드중 13개 모드에서 10% 미만의 오차를 보였다.(표 2 참조) 조사의 관점이 모드공간에서 모델보정만을 수행하는 것이라면 개선된 경계조건과 연속조건을 갖는 공칭모델을 사용하는 것도 가능할 것이다. 그러나, 조사의 관점이 변형형상인 경우에는 교각과 교각사이의 연속성을 모델링할 때 지압판의 운동역학을 적절히 모델링하도록 수정되어야 할 것이다. 보정된 모델은 모드공간에서 충격시험에 의한 모드

실험결과와 좋은 상관성을 보였으며, 기하학적 공간에서의 처짐패턴 등의 구조응답을 정확하게 시뮬레이션하였다. 더우기, 보정된 유한요소모델의 파라미터들은 모두 물리적으로 타당한 의미를 지니며, 최적화 과정을 통해 이들 파라미터들의 민감도를 조율할 수 있었다.

표 2로부터 알 수 있듯이, 유한요소모델의 기본역학이 만족되면(즉, 경계조건과 상부-하부구조 접촉영역의 운동역학을 정확하게 이상화한 모델의 경우), 경계조건과 연속조건을 시뮬레이션하는 스프링의 강성도 파라미터를 조정하여 최상의 상관관계를 구할 수 있다. 경계조건과 연속조건을 개선하기 위해 조정하는 공칭모델의 파라미터를 보정된 유한요소모델과 비교하여 슬래브-거더 연결부에서의 강성도와 기하학적 특성을 시뮬레이션하는 링크부재에 할당된 휨강성도에서 현저한 변화가 생겼음을 알 수 있었다. 링크부의 휨강성도 및 전단강성도는 상관과 강 거더사이의 복합거동을 시뮬레이션하였다. 이 같은 복합거동은 교량 강성도를 제어하는 결정적 메카니즘이며(Aktan등 1995), 링크 강성도값의 미소한 변화가 상관도에 현저하게 영향을 미칠 것이다.

#### 5. 4 유한요소모델의 물리적 완전성 검토

보정된 모델이 물리적인 완전성을 갖는지를 실험하는 가장 신뢰할 수 있는 방법은 국부 및 전역적 구조거동의 수치해석 결과와 실험계측된 결과를 비교하는 것이다. 예를들어, 그림 10은 정적 트럭재하실험으로부터 측정된 변위와 보정된 유한요소모델의 수치해석 결과를 비교하고 있는데, 교량의 최외곽 경간에서 하나의 거더와 하나의 횡보강부를 따라 계측된 수직처짐과 이에 대응하는 유한요소모델의 결과를 도시하고 있다. 그림에서 "Experimental" 표기의 구조응답들은 4대의 재하트럭이 교량위에 위치했을 때 직접 측정된 것들이다. 그림에서 "Calibrated FEA" 표기의 구조응답들은 동일한 트럭하중 조건하의 유한요소모델로부터 수치해석 되었다. 그림으로부터 수치해석결과가 실험계측결과와 밀접한 상관관계를 보임을 알 수 있다. 이같은 상관관계상에서

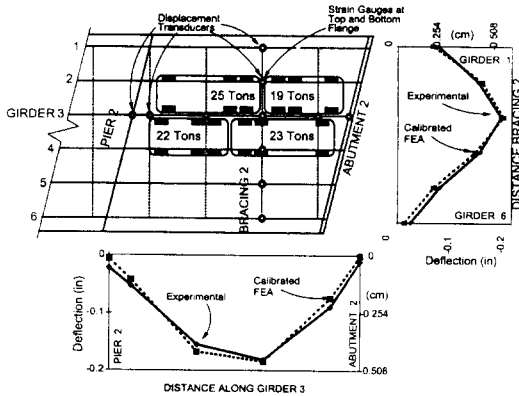


그림 10 트럭재하실험 계측변위와 보정된 유한요소 모델 해석결과의 비교(Aktan et al. (1998)의 Fig. 7)

보이고 있는 오차는 야외(현장)계측실험시에 감수해야 하는 계측 불확실성의 허용한계내에 있다.

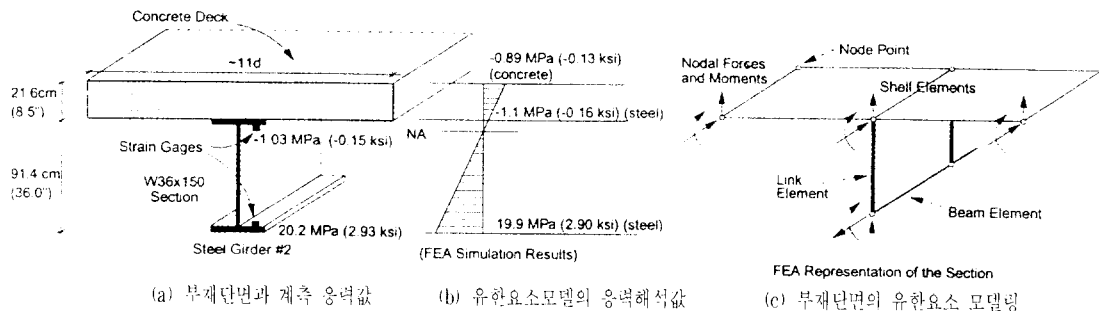
### 5.5 국부 구조응답의 상관성

트럭재하시험중 계측된 거더부의 변형률 측정치는 기존에 발표된 연구결과(Aktan 등 1994)에 수록되어 있다. 이 연구결과를 이용하여 실험과 해석으로부터 구한 국부변형률들을 상호 연관시키는 문제에 대한 접근이 가능하였다. 구조해석 소프트웨어인 SAP90을 이용하여 쉘요소 절점에서의 응력과 보요소 절점에서의 힘의 합력을 구할 수 있다. 유한요소모델이 쉘요소와 보요소를 함께 사용하기 때문에 해석모델로부터 변형률을

측정하기 위해서 추가적인 단면해석이 필요하다. 그림 11은 거더와 유효슬래브단면 연결부와 이 단면의 유한요소형태를 보여주고 있다. 두 쉘요소가 유효슬래브를 모델링하고 각 보요소가 강거더를 모델링하였다. 주어진 하중조건에서 구한 쉘과 보 요소의 절점력이 그림 11(c)에 예시되었다. 응력분포는 Bernoulli이론을 근거로 선형변형률분포로 해석하였으며, 콘크리트 텍과 강 거더 사이에서 복합거동을 보였다.

상부 및 하부플랜지에서의 응력은, 그림 11(b)에 보여주는 것과 같이, 각각  $-1.1 \text{ Mpa}$ 와  $20 \text{ MPa}$ 이었다. 강부재 응력에 추가하여 상부 콘크리트부에서의 응력은  $0.89 \text{ Mpa}$ 로 계산되었다. 실험기간중 상부플랜지와 하부플랜지에 위치한 변형률게이지는 응력값이 각각  $1.03 \text{ Mpa}$ 와  $20.2 \text{ Mpa}$ 에 해당하는 증가적이고 온도보정적인 변형률로 측정되었다.

실제 계측된 응력값과 수치해석 응력값은 좋은 상관관계를 보였다. 이는 유한요소모델의 물리적 완전성을 확인시켜주는 것이다. 그러나, 일반적으로 현장측정시 국부 변형률 측정의 정확도를 좌우하는 불확실성은 변위와 주파수응답함수(frequency response function) 측정치의 정확도를 좌우하는 불확실성에 비해 그 영향이 매우 크다. 파라미터 식별과정의 필수 입력자료로서 변형률 측정치의 신뢰성을 확보하기 위해서는, 다양한 하중 및 온도조건에서 여러 종류의 변형률센서와 온도변환기를 사용하여 많은 수의 온도보정 변형률을 계측하여야 한다.



(a) 부재단면과 계측 응력값 (b) 유한요소모델의 응력해석값 (c) 부재단면의 유한요소 모델링

그림 11 국부 구조응답의 이상화(Aktan et al. (1998)의 Fig. 8)

## 6. 2차원 평면격자망모델

### 6.1 모델의 효용성과 개발

2차원 격자망모델은 3차원 유한요소모델에 비해 대폭적으로 이상화된 모델이지만 교량의 일반 거동을 파악할 수 있으며 기간시설물 관리에 다양하게 적용될 수 있을 것으로 기대되는 모델이다. 평면격자망모델은 PC환경하에서 엄격한 최적화에 의해 모델이 보정될 수 있기 때문에 유한요소모델보다 효용성이 높다. 그러나, 격자망모델의 효용성에 영향을 미치는 주된 문제는 (1) 이 모델이 실험결과의 전범위와 성공적으로 상호연관되도록 모델링될 수 있는지, (2) 보정된 모델의 파라미터들이 물리적인 의미를 갖는지, (3) 그리고 이 모델의 수치해석 결과가 실제 교량의 임계 구조응답과 합리적으로 상호연관될 수 있는지의 여부에 달려있다. 본 연구에서는 두개의 서로 다른 2차원 격자망모델이 설정되었으며, 이를 통해 보정된 모델의 특성에 미치는 여러 변수들과 목적함수들의 영향을 조사하였다. 두 격자망모델 기법을 대상교량에 적용하여 강 거더와 유효 철근콘크리트 덩 부분을 함께 종축 방향에서 등가해석한 보로 모델링하였다. 그림 4에 보이는 것과 같이 보강재와 상판의 횡방향 휨강성도 또한 함께 격자망의 등가환산된 횡방향 보로서 모델링하였다. 해석모델 보 요소의 초기 파라미터들은 강 거더 또는 횡 보강재와 합성적으로 작용하는 철근콘크리트 덩 부분의 최대 폭을 기준으로 결정되었다.

교량 상판의 자중은 종방향 거더에 균등하게 분포되었다. 등가환산된 횡방향 보는 횡보강재에 해당하는 자중을 갖으며, 인도와 난간의 추가적인 질량은 외곽 거더의 질량을 조정하여 고려하였다. 초기 경계조건은 공칭 3차원 유한요소모델의 경우와 동일하였다.

### 6.2 모델 파라미터

두 모델 모두 경계부에서의 회전스프링과 수직스프링의 강성도가 변수파라미터로 선정되었다. 또한, Model #1에서는 그림 12와 같은 등가환

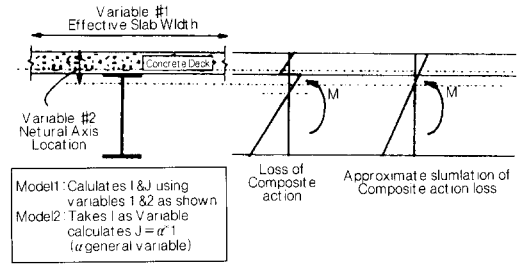


그림 12 2차원 격자망모델의 변수(Aktan et al. (1998)의 Fig. 9)

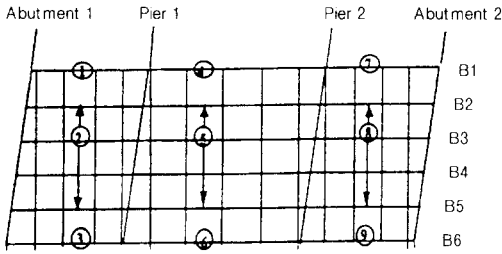
산 보 그룹 각각에 대해서 두 세트의 변수파라미터가 정의되었다. 변형률은 강-철근-콘크리트 복합단면의 높이에 따라 선형적으로 변화한다고 가정하였다. 각 격자망 요소의 변수파라미터로서 유효슬래브폭과 유효중립축깊이가 선정되었다. 이들 두 파라미터들을 사용하여, 각 격자망 요소의 불완전한 복합거동에 기인한 실제 변형률 형상에서의 변화와 전단레그(shear lag)를 근사적으로 모델링할 수 있었다. (Hambly 1991) 모든 단면특성은 이들 두 파라미터와 재료상수들의 향으로 표현되었다.

Model #2의 경우에는 각 격자망요소의 유효단면이차모멘트(I)를 유일한 변수파라미터로 설정하여 Model #1에 비해 변수파라미터의 수가 절반으로 감소하였다. 비틀림강성도 J는 단면이차모멘트에 일정하게 비례하는 것으로 간주하였다. 그림 13은 모델 보정을 위해 격자망 요소들을 9개의 종방향 보요소 그룹과 23개의 횡방향 보요소 그룹으로 묶은 것을 보여주고 있다.

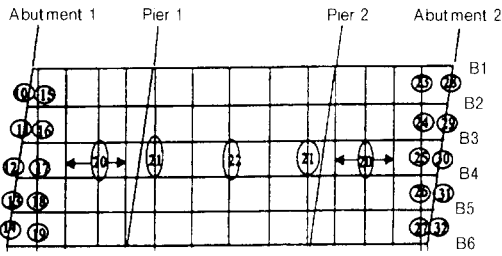
### 6.3 목적함수와 도구

Model #1의 목적함수를 정식화하기 위하여 모드유연도로부터 구한 ULS의 좌표와 고유진동수가 사용되었다. ULS의 각 좌표는 그 좌표에서의 COMSF값에 의해 정규화되었으며, 이는 각 좌표에서의 처짐의 신뢰도를 반영하기 위하여 수행되었다. 고유진동수와 처짐의 향들은 서로 다른 차수의 크기로 이루어졌으므로, 목적함수를 수치적으로 균형잡기 위해 축척계수를 사용하였





(a) 종방향부재 그룹



(b) 횡방향부재 그룹

그림 13 최적화를 위한 부재들의 그룹화(Aktan et al. (1998)의 Fig. 10)

다. 슬래브의 유효폭은 연속하는 거더들 사이에서 거리의 상·하한계인 0-100%로 제한을 두었다. 모델 보정은 Unix Workstation 환경하에서 Matlab의 최적화 도구함(toolbox)을 사용하여 수행되었다(Zhang 1995).

Model #2를 보정하는데 사용된 목적함수는 축척계수를 사용하지 않기 위하여 무차원의 항으로 표현되었다. 상기의 식들은 고유진동수, 모드형상 및 ULS 변위의 오차에 대한 항으로 구성되었다. Visual Basic 프로그래밍을 통해 SAP90, Excel 및 기타 사용프로그램들을 통합하였으며, 이를 통해 PC환경하의 모델보정작업이 수행되었다. 제약조건은 부여하지 않았다.

Model #1의 목적함수 정식화

$$OF_1 = OF_1^{Frequency} + OF_1^{Flexibility}$$

$$OF_1^{Frequency} = 400 \cdot \sum_{j=1}^m (f_j^{Analy} - f_j^{Exper})^2$$

$$OF_1^{Flexibility} = 10^6 \cdot \sum_{i=1}^n (1/COMSF_i \cdot (U_i^{Analy} - U_i^{Exper}))^2$$

Model #1의 목적함수 정식화

$$OF_2 = OF_2^{Frequency} + OF_2^{MAC} + OF_2^{Flexibility}$$

$$OF_2^{Frequency} = \sum_{i=1}^m \{[(f_i^{Analy} - f_i^{Exper})/f_i^{Exper}]^2 \cdot 100\}^2$$

$$OF_2^{MAC} = \sum_{j=1}^m [(1 - MAC_j) \cdot 100]^2$$

$$OF_2^{Flexibility} = m/n \cdot \sum_{i=1}^n \{[(U_i^{Analy} - U_i^{Exper})/U_i^{Exper}]^2 \cdot 100\}^2$$

여기서,

$OF$  = 목적함수,

$f_j^{Analy}$  = 해석모델로부터 구한 모드 j의 고유진동수,

$f_j^{Exper}$  = 실험계측으로부터 구한 모드 j의 고유진동수,

$U_i^{Analy}$  = 수치모델로부터 구한 균일하중하에서의 절점 j의 변위,

$U_i^{Exper}$  = 실험계측으로부터 구한 절점 j의 변위,

첨자  $m$ 과  $n$  = 각각 모드벡터 수와 절점 자유도의 수를 나타낸다.

#### 6.4 격자망모델 보정 결과

표 3과 그림 14는 보정된 모델인 Model #1의 실험결과와 Model #2의 실험결과 사이의 상관관계를 보여주고 있으며, 이들 두 모델이 교량의 진동특성치 예측치와 유연도를 적절히 시뮬레이션하고 있음을 보여준다. 유한요소모델의 경우와 같이 모드 5와 모드 6의 순서 뒤바뀐이 발생하였다. 하지만, 이들 두 모델 모두 초기 10개 모드의 고유진동수 오차가 4% 미만이었으며, MAC의 오차는 10% 미만이었다.[이 부분의 해석결과를 언급하면서 모델 상관관계가 성공적이었음을 강조하려는 저자의 의도를 엿볼 수 있다. 하지만 MAC에서의 10% 오차는 시스템 식별(system identification)이 성공적이라고 평가하기에는 매우 큰 오차라고 생각된다.] 그림 14는 각 모델에 대한 ULS 상관관계가 성공적임을 보여준다. 비록 두 모델 모두 교량의 전역적 거동을 대표하였지만, 해당 변수들의 수렴결과값을 비교하여 두 모델 거동의 크기에 매우 큰 차이가 있음을 알

표 3 격자망모델 Model #1과 Model #2의 모드공간 상관도 (Aktan et al. (1998)의 Table 3)

Mode number (1)	Modal Order		Frequency					MAC	
	Model 1 (2)	Model 2 (3)	Exper. (4)	Model 1 (5)	% Error (6)	Model 2 (7)	% Error (8)	Model 1 (9)	Model (10)
1	1.00	1.00	4.94	4.71	4.68%	4.83	2.25%	0.98	0.95
2	2.00	2.00	5.30	5.33	0.62%	5.38	1.56%	0.97	0.96
3	3.00	3.00	7.47	7.51	0.58%	7.41	0.77%	0.93	0.89
4	4.00	4.00	9.25	8.92	3.53%	9.05	2.20%	0.97	0.86
5	6.00	5.00	9.81	10.04	2.34%	9.84	0.26%	0.91	0.94
6	5.00	6.00	10.29	9.92	3.58%	10.16	1.27%	0.92	0.84
7	7.00	7.00	10.58	11.02	4.13%	10.92	3.23%	0.92	0.93
8	8.00	8.00	11.58	12.35	6.65%	11.57	0.08%	0.84	0.79
9	9.00	9.00	12.01	13.09	8.97%	12.48	3.91%	0.82	0.81
10	10.00	10.00	13.34	13.69	2.61%	13.42	0.57%	0.90	0.97
11	12.00	11.00	14.56	16.54	13.61%	13.94	4.27%	0.68	0.80
12	11.00	12.00	14.90	15.44	3.64%	13.94	6.42%	0.89	0.80
13	13.00	13.00	15.71	18.01	14.66%	15.95	1.54%	0.72	0.72
14	15.00	15.00	16.49	20.83	26.33%	17.71	7.39%	0.79	0.88
15	14.00	14.00	17.02	20.25	18.98%	17.32	1.78%	0.74	0.86
16	16.00	16.00	19.79	22.34	12.89%	19.99	1.00%	0.60	0.83
17	18.00	16.00	22.76	25.94	13.96%	19.99	12.18%	0.34	0.22
18	18.00	18.00	23.59	25.94	9.95%	24.75	4.91%	0.09	0.06

수 있었다.

Model #1의 경우에 있어서 그림 14(a)에 2, 5, 8로 표기된 종방향보들에 대한 등가변환 슬래브 폭은 최대 거더중심간 슬래브 폭의 0.52배, 0.44배, 0.40배로 계산되었다. 그러므로, 유효 슬래브 폭의 평균치는 인접한 거더들 중심간 거리의 45%였다. 또한 유효중립축위치는 슬래브 상부로부터 29.08cm 위치(초기 평균치)에서 33.02 cm로 수정되었다. 이 같은 유효슬래브 폭의 감소와 중립축의 하강은 전단슬래그, 축력의 영향 및 복합 거동의 완전성 부족 등에 기인한 것으로 생각된다. 이 같은 사실을 고려하여 파라미터들의 최종 수렴값들이 역학적으로 허용가능하다고 판단하였다. 다른 한편으로, Model #2에 관한 단면이 차모멘트의 보정치로부터 계산된 유효슬래브 폭은 역학적으로 의미를 갖지 못하는데, 이는 몇몇 요소들에서 등가환산 슬래브 폭이 음수값으로 계산되고 또 다른 몇몇 값들은 과도하게 큰 값으로

계산되었기 때문이다.

두 격자망모델의 경계조건을 모델링하는 선형 스프링들의 수렴값들은 보정된 3차원 유한요소 모델과 차이를 보이고 있다. 예를들어, 교대에서 유한요소모델의 회전스프링 상수는 113E6 kN-m/rad였지만 격자망모델 Model #1과 Model #2의 경우에는 이 값들은 41.02 kN-m/rad와 0 kN-m/rad였다. 교대에서 유한요소모델의 수직스프링 상수는 1.75E7 kN/m였지만 격자망모델 Model #1과 Model #2의 경우에 이 값들은 각각 4.38E7 kN/m와 2.1E7 kN/m였다. 이처럼 3차원 유한요소모델과 2차원 격자망모델 사이에서 파라미터값들이 차이를 보이는 것은 3차원 구조역학의 부정확한 이해와 최적 2차원 격자망모델 선택의 유일성 문제(uniqueness problems)에 기인하는 것으로 사료된다.

이들 두 격자망 모델을 보정하는 것은 다음과 같은 세가지 항의 파라미터 특성규명 문제를 정

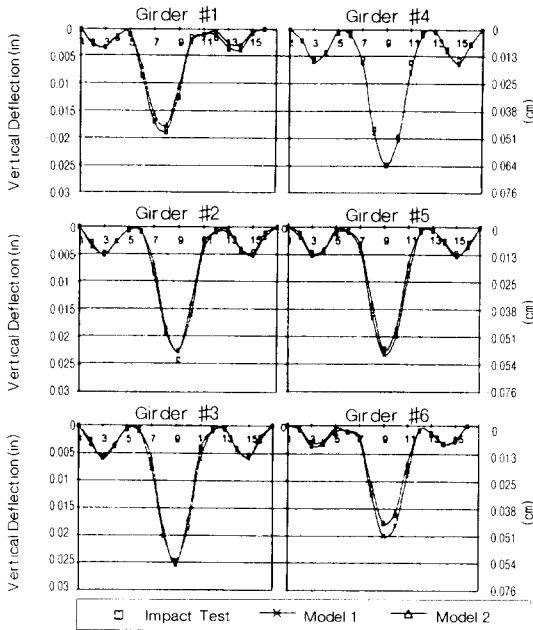


그림 14 격자망모델 Model #1과 Model #2의 균일 하중표면(Aktan et al. (1998)의 Fig. 11)

확히 정식화해야 한다는 사실을 예시하고 있는데, 이들 항은 (1) 국부 특성치의 변화를 정확하게 대변하는 변동파라미터 (variant parameters), (2) 서로 다른 형태의 실험데이터와 정보 및 데이터의 신뢰도를 묘사하는 목적함수, (3) 변수파라미터를 역학적으로 허용할 수 있는 값들로 수렴하도록 만드는 제약조건들이다. 비록 이들 두 보정된 격자망모델들이 표 3과 그림 14에 보여주는 것과 같이 교량의 동적 및 정적 특성을 성공적으로 이상화하고 있지만, Model #1의 파라미터만이 물리학의 기본법칙에 어긋나지 않는다. 이 Model #1 파라미터의 보정값들은 물리적 의미를 갖으며 목적함수를 정의하는데 있어서 매우 민감하게 작동한다. 이 목적함수에서의 매우 작은 변화는 수렴된 파라미터 값에서의 매우 큰 변화를 의미한다. 목적함수에 ULS를 사용하는 것에 대한 검토가 또한 이루어졌다. 대칭 구조형상의 경우에 ULS는 종방향요소의 강성도에 좌우되었으며, 횡방향요소의 강성도에는 민감하지 않았

다. ULS에 덧붙여서, 비대칭 하중패턴하의 처짐은 대칭교량의 목적함수로서 유용할 것이다. 마지막으로, 경계조건의 현저한 차이가 발견되었다.

연구는 2차원 평면격자망모델의 파라미터 특성규명과 이 모델들을 기간시설물 관리에 적용하는 응용성에 대한 연구로 계속될 것이다. 또한 실험구조물의 계측된 정적 및 동적 특성치를 활용하여 일련의 목적함수들을 정식화하는 문제로 발전될 것이다. 변수파라미터와 제약조건과 관련하여, 물리적 그리고 수학적으로 완전한 해석모델을 설정할 수 있는 함수를 개발하는 것이 본 연구의 목적이었다. 연구목적이 달성되어 모델링 과정이 설정되면 모델을 활용하는 여러 응용기법들이 고안될 수 있을 것이다.

## 참고 문헌

1. Aktan, A. E., Brown, D. L., Dalal, V., Farhey, D.N., Helmicki, A., Hunt, V., and Shelly, S. "Condition and reliability evaluation for bridge management." *J. Infrastruct. Syst.*, ASCE, 2(3), 1996, pp.108~117
2. Aktan, A. E., Cuntaven, C., Lee, K. L., and Farhey, D.N. "Nondestructive testing and identification for bridge rating-Phase II: steel-stringer bridges." Rep. No. FHWA/OH-95/021, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1994
3. Aktan, A. E., Chuntaven, C., Toksoy, T., and Lee, K.L. "Structural identification of a steel-stringer bridge for nondestructive evaluation." *Transp. Res. Rec.* 1393, National Research Council, Washington, D. C., 1993, pp. 175~185
4. Aktan, A. E., Farhey, D. N., and Dalal, V. "Issues in rating steel-stringer bridges." *Transp. Res. Rec.* 1476, National Research Council, Washington, D. C., 1995, pp.129~138
5. Aktan, A. E., Farhey, D. N., Helmicki, A. J., Brown, D. L., Hunt, V. J., Lee, K.L., and Levi, A. "Structural identification for condition

- assessment: experimental arts." J. Struct. Engrg., ASCE, 123(12), 1997, pp.1674~1684
6. Allemang, R. J., and Brown, D. L. "A correlation coefficient for modal vector analysis." Proc., Int. Modal Analysis Conf., Society for Experimental Mechanics, Bethel, Conn., 1982, pp.110~116
  7. Cook, R. D., Malkus, D. S., and Plesna, M. E. Concepts and applications of finite element analysis. John Wiley & Sons, New York, N. Y., 1989
  8. Deger, Y., Felber, R., Cantieni, R., and Pietrzko, S. "Optimization of finite element models of large structures based on dynamic test results." Proc., Int. Symposium: Non-Destructive Testing in Civ. Engrg.(NDT-CE), G. Schickert and H. Wiggenhauser, eds., DGZfP, Berlin, Germany, 1995, pp.345~352
  9. Ewins, D. J. Modal testing : theory and practice. John Wiley & Sons, New York, N. Y., 1984
  10. Fisher, J. W. "Non-destructive testing and assessment of bridges." Proc., Struct. Mat. Technol. Conf., NDT, San Diego, Calif, 1996
  11. Hambly, E. C. Bridge deck behavior. Chapman and Hall, New York, N. Y., 1991
  12. Hosahalli, S. R., and Aktan, A. E. "Seismic vulnerability of flat slab-core buildings." J. Struct. Engrg., ASCE, 120(2), 1994, pp.339~359
  13. Ibrahim, S. R., and Aktan, A. E. "Correlation of analysis and test in modeling of structures : assessment and review." Structural safety evaluation based on system identification approaches : Proc., Workshop at Lambrecht/Pfalz. H. G. Natke and J. T. P. Yao, eds. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig, Germany, 1994
  14. Langhaar, H. L. Energy methods in applied mechanics. John Wiley & Sons, New York, N. Y., 1962
  15. Lieven, N. A. J., and Ewins, D. J. "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion." Proc., Int. Modal Analysis Conf., Society for Experimental Mechanics, Bethel, Conn., 1988, pp.690~695
  16. Raghavendrachar, M., and Aktan, A. E. "Flexibility by multireference compact testing for bridge diagnostics." J. Struct. Engrg., ASCE, 118(8), 1992, pp.2186~2203
  17. Sanayei, M., Imbaro G. R., McClain, J. A., and Brown, L.C. "Structural model updating using experimental static measurements." J. Struct. Engrg., ASCE, 123(6), 1997, pp.792~798
  18. Schickert, G., and Wiggenhauser, H. (eds.) Proc., Int. Symp. : Non-Destructive Testing in Civ. Engrg.(NDT-CE), DGZfP, Berlin, Germany, 1995
  19. Shahrooz, B. M., Ho, I. K., Aktan, A. E. deBorst, R., Blaauwendraad, J., van der Veen, C., Iding, R.H., and Miller, R.A. "Nonlinear finite element analysis of deteriorated RC slab bridge." J. Struct. Engrg., ASCE, 120(2), 1994, pp.420~440
  20. Zhang, A. "Error study of bridge test for the purpose of structural identification." Proc., 12th Int. Modal analysis Cof., Society for Experimental Mechanics, Bethel, Conn., 1994, pp.433~441
  21. Zhang, Z., "Structural identification and its applications to indices for constructed facilities." PhD thesis, University of Cincinnati, Ohio, 1995
  22. Zhang, Z., and Aktan, A. E. "Modal test based damage indices for constructed facilities." Proc., 13th Int. Modal Analysis Conf., Society of Experimental Mechanics, Bethel, Conn., 1995, pp.1520~1529
  23. Ziaei-Rad, S., and Imregun, M. "On the accuracy required of experimental data for finite element model updating." J. Sound Vibration, 196(3), 1996, pp.323~336 