

측량 데이터를 이용한 현수교의 형상오차 원인 추정

Estimation of Geometric Error Sources of Suspension

Bridge using Survey Data

박 용 명¹⁾ · 조 현 준²⁾ · 정 진 환³⁾ · 김 남 식⁴⁾

Park, Yong Myung · Cho, Hyun Jun · Cheung, Jin Hwan · Kim, Nam Sik

요 약 : 본 연구에서는 공용 중인 현수교에서 측량된 데이터를 이용하여 현수교의 형상오차 원인을 추정하는 방법을 제시하였다. 주케이블의 여러 점에서 측량된 데이터와 설계시의 형상과의 차이를 형상오차로 정의하고, 현수교의 형상오차 원인으로 보강형 자중의 변동과 지반의 크리프로 인한 앵커리지 기초의 변형으로 가정하였다. 보강형 자중의 변동 및 앵커리지 기초의 변형에 대한 현수교 구조계의 영향행렬을 이용하여 주케이블의 형상오차를 유발한 자중의 변동량 및 기초의 변형량을 추정하였다. 공용 중인 광안대교를 대상으로 본 기법의 타당성을 검토한 후 실제 측량 데이터를 이용하여 동 교량의 형상오차 원인 분석에 적용하였다.

ABSTRACT : The study discussed in this paper presents a method of estimating sources of geometric errors in suspension bridges in use, based on geometric survey data. A geometric error is defined as the difference between the survey data and the design geometry of a main cable. It is assumed that the geometric error in a suspension bridge is caused by the variations in the weight of the stiffening girder and the deformation of the anchorage foundations due to the creep of soil. The variations in the girder weight and the deformation of the foundation were estimated by constructing a matrix of factors that affect suspension bridges due to the variations. To check the validity of the proposed method, it was applied to the Kwang-An Bridge, and the sources of geometric errors in the bridge were estimated using the survey data.

핵심용어 : 현수교, 형상오차 원인, 자중변동, 기초변형, 측량데이터

KEYWORDS : suspension bridge, geometric error source, self-weight variation, foundation deformation, survey data

1. 서론

현수교는 주케이블, 행어, 앵커리지 그리고 주탑이 보강형의 자중 및 활하중을 지탱하는 교량 형식으로 장대교량의 수요와 더불어 근래에 종종 채용이 되고 있다. 현수교는 케이블 구조의 특성상 유연한 구조이므로 설계 당시에 목표로 하였던 형상에 비해 완공 후 및 공용 시의 형상과는 필연적으로 차이가 발생된다. 이러한 형상 차이의 원인으로는 1) 설계시의 가정에 의한 오차, 2) 가설 중 시공오차, 3) 공용 중에 발생한 변형 등을 들 수 있다. 이 중에서 시공오차는 각 가설단계에서 측정을 통해 정의가 가능하나, 설계상의 가정 오차와 공용 중에 발생한 변형에 대해서는 그 원인의 분석이 쉽지

않다.

현수교에서 설계시의 가정오차는 1) 고정하중 산정 오차, 2) 구조강성 산정 오차, 3) 경계조건 가정 오차 등을 들 수 있고, 공용 중에 발생한 변형의 요인은 1) 공용 중 첨가물의 설치, 포장 덧씌우기 등에 의한 고정하중의 변동, 2) 지반의 크리프로 인한 기초의 변형, 3) 주케이블 걸보기 탄성계수의 시간에 따른 변동, 그리고 4) 대규모 풍하중이나 지진하중에 의한 영구적 변형 등을 들 수 있다. (이승우, 2000)

공용 중인 현수교의 건전성 평가 방법은 행어의 진동수로부터 장력을 추정하는 방법과 차량의 정·동적 재하에 의한 방법, 그리고 두 방법을 혼용하는 기법이 주로 이용되고 있다. (김남식, 1998; 우상익 등, 2004) 먼저 행어의 진동수로부터

1) 정회원, 부산대학교 토목공학과 부교수(ympk@pusan.ac.kr)
2) 교신저자, 정회원, 부산대학교 토목공학과 박사과정
(Tel:051-510-1460, Fax:051-513-9596, E-mail:hjcho@pusan.ac.kr)
3) 정회원, 부산대학교 토목공학과 교수
4) 부산대학교 토목공학과 조교수

본 논문에 대한 토의를 2007년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

장력을 추정하는 방법은 행어 클램프로 인한 간섭 문제와 짧은 행어에서는 신뢰성 있는 장력의 추정이 불가능한 문제점이 있다. 한편, 차량 재하법은 차량 재하에 따른 정·동적 응답치를 전산해석 결과와 비교하여 주케이블을 포함한 현수교 전체 시스템의 상태를 평가하는 기법이 주로 이용되어 왔다. 이러한 방법들은 신뢰도가 비교적 높으나, 많은 비용과 시간을 필요로 하며 현수교 형상 변동의 원인을 추정하는 데에는 한계가 있다.

이에 본 연구에서는 현수교 주케이블의 형상 측량 데이터를 이용하여 설계 시 고정하중 산정 오차 및 공용 중에 발생된 변형의 원인을 추정하는 방법을 제시하고자 한다. 즉, 주케이블의 여러 점에서 측량된 데이터와 설계시의 형상과의 차이를 형상오차(geometry error)로 정의하고, 현수교의 형상오차 원인이 되는 주요 오차항목은 보강형(바닥판시스템 포함) 자중의 변동과 지반의 크리프로 인한 앵커리지 기초의 회전변형으로 가정하였다. 주케이블의 형상오차에 따른 자중의 변동량 및 기초의 변형량의 추정은 자중의 변동 및 기초의 변형에 대한 현수교 구조계의 영향행렬을 이용하는 방법을 적용하였으며, 측정수를 오차원인 항목수와 같게 선정한 경우와 측정수를 많이 선정한 경우에 대해 추정 기법을 제시하였다.

공용 중인 광안대교를 대상으로 본 제안 기법의 타당성을 검토한 후 실제 측량 데이터를 이용하여 동 교량의 형상오차 원인 분석에 적용하였다.

2. 현수교 전산모델의 구축

현수교의 구조적인 특성을 살펴보면, 보강형에 작용하는 하중들은 수직행어를 통해 유연한 부재인 주케이블이 지지하고, 주케이블을 통해 전달되는 힘이 주탑에는 큰 압축력으로, 앵커리지에서는 횡력으로 작용되기 때문에 이를 적절히 반영하여 해석 모델을 구현하여야 한다.

2.1 케이블 요소

일반적으로 케이블은 양단이 지지되어 있는 상태에서 구조물의 자중과 외력으로 인해 축방향 인장력이 발생함과 동시에 케이블의 자중으로 인해 그림 1과 같이 현수선의 형태로 처지게 된다. 이 때 케이블의 처짐, 즉 새그(sag)는 탄성계수의 감소를 초래한다. 본 연구에서는 케이블의 새그로 인한 탄성계수의 감소 현상을 고려하기 위해 식 (1)에 나타난 Ernst의 등가탄성계수(Troitsky, 1988; Gimsing, 1998)를 사용하여 주케이블을 등가 트러스요소로 모델링하였다.

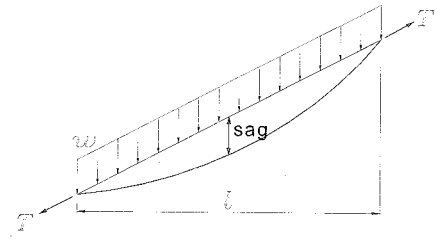


그림 1. 케이블 새그(sag)에 의한 효과

$$E_{eq} = \frac{E}{\left(1 + \frac{w^2 l^2}{12 T^3} EA\right)} \quad (1)$$

여기서, E_{eq} 는 케이블 새그를 고려한 등가탄성계수로 E 는 케이블의 탄성계수, A 는 케이블 단면적, w 는 케이블의 단위길이당 중량, l 은 케이블의 수평 길이이며, T 는 케이블에 작용하는 인장력이다.

한편, 케이블 구조물에서 케이블 부재는 그 축력에 따라 기하학적인 강성을 발현하게 되며, 이를 케이블 새그의 영향을 고려한 등가탄성계수의 항에 적용하면 2차원 케이블 요소의 강성행렬은 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{E_{eq}A+T}{L} & 0 & -\frac{E_{eq}A+T}{L} & 0 \\ & \frac{T}{L} & 0 & -\frac{T}{L} \\ & & \frac{E_{eq}A+T}{L} & 0 \\ sym. & & & \frac{T}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$

여기서, E_{eq} 는 등가탄성계수, T 는 케이블의 장력, A 는 단면적, L 은 케이블요소의 길이이다.

한편, 현수교의 수직 행어는 일반 트러스요소로 모델링하였다.

2.2 주탑 및 보강형

주탑 및 보강형트러스는 일반 보요소로 모델링하였으며, 고정하중 상태에서 주탑은 거의 수직임을 감안하여 기둥의 $P-\Delta$ 효과로 인한 비선형성은 고려하지 않았다.

2.3 초기평형상태 모델의 구축

본 연구에서는 현재 공용 중인 광안대교를 대상으로 선정하

였으며, 본 교량의 형상은 그림 2와 같고, 중앙경간은 500m이며 좌우 측경간은 200m인 타정식 현수교이다.

본 교량이 면바다측과 해안선 측의 주케이블 및 주탑이 서로 대칭임을 감안하여, 본 연구에서는 대상 교량을 2차원으로 간략화하여 고려하였다. 즉, 교량단면의 중앙선을 기준으로 한쪽 면에 대한 부재의 강성 및 하중만을 고려하였으며, 이때 단면 상수 및 물성치는 표 1과 같다.(부산광역시 건설본부, 2003)

현수교는 자중에 의해 주케이블 및 행어에 장력이 도입되면서 평형상태에 도달하게 되며, 자중에 의한 평형상태를 초기 평형상태라고 한다. 본 연구에서는 2차원 모델에서 그림 3과 같은 절차의 반복해석으로 초기평형상태를 구축하였다. 즉, 완성계시의 고정하중으로 구조해석을 수행한 후 이로부터 나온 주케이블의 장력 및 행어 장력을 초기가정장력으로 설정하고, 등가탄성계수를 구성한 후 이를 프리텐션하중으로 작용시켜 선형해석을 다시 수행한다. 여기서 산출된 장력값을 이전의 장력값과 비교하여 그 변화량이 허용오차보다 작을 때까지 반복 수행하여 초기평형상태모델을 구축하였다.

초기평형상태 구축시 주케이블과 행어의 자중은 전산프로그램 내에서 자동으로 고려하였고, 보강형(바닥판시스템 포함)의 자중은 등가의 절집하중으로 고려하였으며, 설계 당시의 보강형 자중(주케이블 1면당 측경간 : 147 kN/m, 중앙경간 : 145 kN/m)을 고려하였다.(부산광역시 시설관리공단, 2005) 전산해석은 MIDAS/CIVIL 프로그램을 사용하였다.

표 1. 대상 교량의 단면상수 및 물성치

Member	E(kN/m ²)	A(m ²)	I(m ⁴)
주케이블	2.0×10 ⁸	0.227	-
행어케이블	1.37×10 ⁸	0.00790	-
보강형	상·하현재	2.06×10 ⁸	0.0672 ~ 0.0784
	수직재·사재	2.06×10 ⁸	0.03712 ~ 0.106
주탑	2.06×10 ⁸	0.792 ~ 0.941	2.667 ~ 5.102

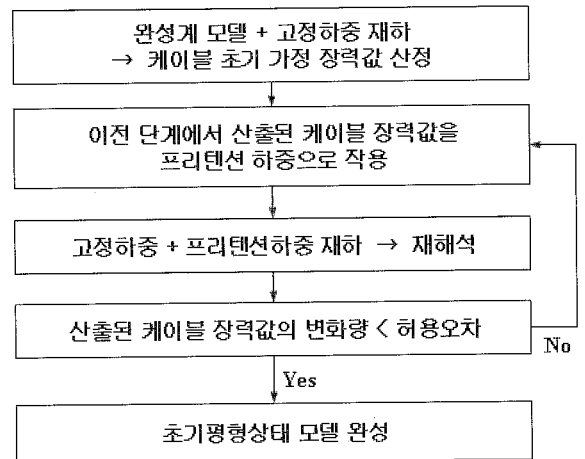


그림 3. 초기평형상태 구현 절차

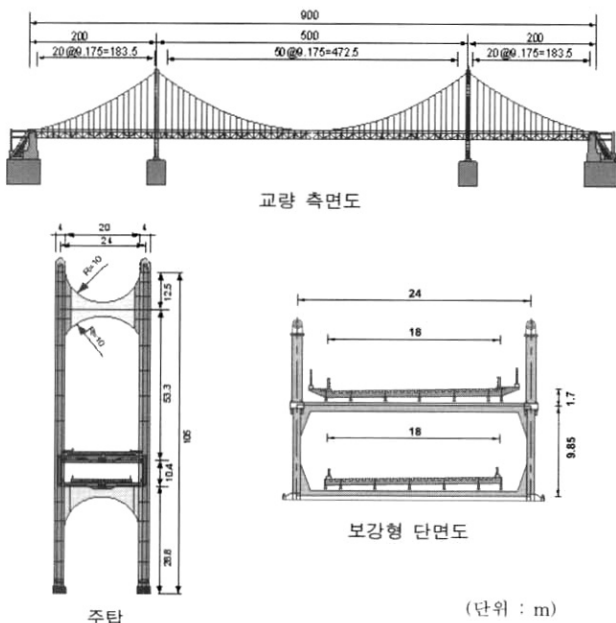


그림 2. 대상교량의 형상

3. 제안 기법의 알고리즘 및 타당성 검토

본 장에서는 현수교의 형상오차를 유발한 오차원인 분석 알고리즘을 제시하고, 보강형(바닥판시스템 포함)의 자중변동만을 고려한 분석, 앵커리지 기초의 회전변위만을 고려한 분석, 그리고 자중변동과 앵커리지의 회전변위를 함께 고려한 분석을 수행하기로 한다.

3.1 제안 기법의 알고리즘

구조물의 설계 형상(design geometry)에서의 좌표로 구성된 벡터를 $\{X_D\}$ (이하 설계 좌표벡터)라 하고 측량으로부터 구한 형상(measured geometry)에서의 좌표로 구성된 벡터를 $\{X_M\}$ (이하 측량 좌표벡터)이라 한다면, 이 두 좌표벡터는 설계상의 가정오차, 시공 중의 오차 및 공용 중의 여러 가지 사건으로 인해 그 형상의 차이가 발생하게 되는데, 이로 인해 발생하는 형상 차이를 다음 식의 형상오차 벡터 $\{E\}$ 로 정의하기로 한다.

$$\{E\} = \{X_D\} - \{X_M\} \quad (3)$$

한편, 형상오차의 발생 원인을 고정하중의 변동량(ΔW)이나 앵커리지 기초의 회전변형(ΔR)으로 설정하면 오차원인 벡터 $\{S\}$ 는 다음 식으로 정의된다.

$$\{S\} = \{\Delta W, \Delta R\}^T \quad (4)$$

형상오차 벡터와 오차원인 벡터의 관계는 보강형에서의 단위 고정하중 변동량 및 앵커리지 기초의 단위 회전변위에 의한 현수교 처짐의 응답으로 구성되는 영향행렬 $[F]$ 를 사용하여 식 (5)와 같이 나타낼 수 있고, 영향행렬 $[F]$ 는 식 (6)과 같이 구성된다.

$$[F]\{S\} = \{E\} \quad (5)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} F_{W1}^1 & \dots & F_{Wn}^1 & F_{R1}^1 & \dots & F_{Rn}^1 \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ F_{W1}^k & \dots & F_{Wn}^k & F_{R1}^k & \dots & F_{Rn}^k \end{bmatrix} \quad (6)$$

여기서,

W : Dead Load, R : Foundation rotation

k : Number of measured points

n : Number of error source

원인항목의 수와 오차항목의 수(즉, 측정점의 수)가 같다면 영향행렬 $[F]$ 는 정방행렬이 되고, singular하지 않을 때 구하고자 하는 오차원인량들은 단순 행렬의 계산으로부터 다음과 같이 직접 구할 수 있다.

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} \Delta W \\ \Delta R \end{Bmatrix} = [F]^{-1}\{E\} \quad (7)$$

그러나, 일반적으로 측정점의 수가 오차의 원인이 되는 항목의 수보다 많으면 영향행렬 $[F]$ 는 정방행렬이 되지 않고, 식 (5)는 부정방정식이 되므로 이 경우에는 최소사승법을 적용한 다음 식으로부터 오차 원인에 해당되는 값들을 구할 수 있다.(Tanaka 등, 1987)

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} \Delta W \\ \Delta R \end{Bmatrix} = ([F]^T[F])^{-1}[F]^T\{E\} \quad (8)$$

한편, 식 (8)로 형상오차 원인을 분석하고자 할 때, 다음 사항을 고려할 필요가 있다. 즉, 오차 항목이 서로 다른 차원을 가지는 경우 차원에 대한 보정이 필요하거나(조서경, 2002), 또는 측정 결과 중 신뢰도가 높은 측정좌표에 대해 가중치를 부여할 경우이다. 이러한 문제의 해결을 위해 가중행렬 $[\rho]$ 를 도입하면 식 (8)은 다음 식 (9)와 같이 나타낼 수 있

며, 가중치를 적절히 설정함으로써 상황에 따라 좀 더 적합한 값을 추정하는 것이 가능하다.

$$\{S\} = ([F]^T[\rho][F])^{-1}[F]^T[\rho]\{E\} \quad (9)$$

여기서, 가중행렬 $[\rho]$ 는 측정 데이터수 만큼의 행과 열을 가지는 정방행렬로서 다음 식과 같이 구성할 수 있다.

$$[\rho] = \begin{bmatrix} \rho_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \rho_k \end{bmatrix} \quad (10)$$

여기서, ρ_k 는 각 오차 항목에 부여될 가중치로서 하여 필요에 따라 특정 항목에 대해 가중치를 부여할 수 있다.

3.2 고정하중 변동만 고려한 경우

앞의 서론에서 기술한 바와 같이 현수교에서 구조물의 형상 오차를 발생시키는 요인에는 여러 가지가 있을 수 있으며, 그 중 본 연구에서는 형상오차를 발생시키는 주요 원인으로 고정하중의 변동에 의한 영향, 그리고 지반의 크리프에 의한 앵커리지 기초의 회전변형에 의한 영향의 두 가지를 고려하기로 한다.

먼저, 본 절에서는 고정하중의 변동, 즉 설계시의 고정하중 산정이 실제 시공에서 다르게 적용되어 발생한 고정하중 산정 오차라든지, 구조물이 완공된 후 공용 중에 첨가물의 설치나 포장의 덧씌우기 등에 의한 자중의 변동 등을 오차원인으로 고려하기로 한다. 이러한 고정하중의 변동량은 공사 중이나 완공된 후에도 지속적으로 발생할 수 있고 수많은 작업공정을 거치면서 그 값을 추정하기에 어려움이 따르므로 제시한 기법을 사용하여 자중변동의 추정이 가능한지에 대해 검증해 보도록 한다.

우선 고정하중 변동에 의한 형상변화를 모사하기 위해 광안대교를 대상으로 그림 4에서 각 경간에서의 고정하중 변동량을 오차원인 항목으로 설정하고, 초기평형상태 모델에 $\Delta W_1 = \Delta W_2 = 9.8 \text{ kN/m}$, $\Delta W_3 = 0.0 \text{ kN/m}$ 의 고정하중 변동량을 추가로 재하한다. 이 때 변형 형상과 설계시의 형상과의 차이를 형상오차벡터로 산정하게 되는데, 두 가지의 경우를 고려하기로 한다.

먼저, Case 1-A는 측정 측정수가 오차원인 항목 수(본 경우 3개)와 같은 경우로서 그림 5에서 P_1, P_2, P_3 에서의 좌표 차이를 형상오차벡터로 선정하였다. 두 번째 경우인 Case 1-B는 측정수가 5개(P_1, P_2, P_3, P_4, P_5)로서 측정수가 오차원인 항목 수보다 많은 경우로 고려하였다. 그림 5에서

P_1, P_2 에서는 주탑의 수평변위 차이를, 그 이외 측정에서는 주케이블의 연직변위 차이를 오차항목으로 고려하였다. 본 검증 단계에서는 고정하중 변동량을 추가로 재하하였을 때 전산해석에서 구해진 변형 후 좌표를 측량에 의한 좌표로 고려하였다.

식 (7) 또는 식 (8)로부터 오차원인을 분석하기 위해 필요한 영향행렬은 각 경간에 단위 분포하중을 작용시켰을 때 해당 측정에서의 처짐으로부터 구성하며, 본 예의 경우 Case 1-A에서는 3(측점수)×3(고정하중 변동량수)인 정방행렬로, Case 1-B에서는 5(측점수)×3(고정하중 변동량수)인 비정방행렬이 된다.

표 2는 가정한 고정하중의 변동량에 의해 발생된 변형을 이용하여 오차량을 설정하고 그 오차량을 제시한 기법으로 산출했을 때 처음 가정한 자중 변동량과 일치한다는 것을 보여 주고 있다. 그리고, 측정수와 오차항목수가 같은 경우와 측정수가 많은 경우 모두 동일한 결과를 보였다. 표 2에서 부호규약은 하중은 하향이 정(+), 연직변위는 상향이 정이며, 수평변위는 우측 방향이 정이다.



그림 4. 오차원인 항목

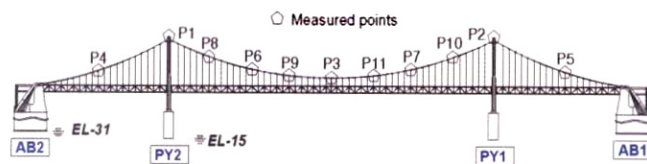


그림 5. 측정점의 위치

표 2. 고정하중 변동이 발생한 경우

Case	도입 자중변동량 (kN/m)		각 측정에서의 오차량 (m)		산출 자중변동량 (kN/m)	
	변위	가정값	측점	오차량	변동량	산출값
1-A	ΔW_1	9.8	P1	-0.0299	ΔW_1	9.8
	ΔW_2	9.8	P2	0.0299	ΔW_2	9.8
	ΔW_3	0	P3	0.0909	ΔW_3	0
1-B	ΔW_1	9.8	P1	-0.0299	ΔW_1	9.8
	ΔW_2	9.8	P2	0.0299	ΔW_2	9.8
	ΔW_3	0	P3	0.0909	ΔW_3	0
	-	-	P4	-0.1275	-	-
	-	-	P5	-0.1275	-	-

3.3 앵커리지의 변형만 고려한 경우

현수교의 기초는 단단한 암반층에 설치하기 때문에 대형 지진이나 태풍과 같은 큰 사건이 발생했을 경우를 제외하고는 기초의 변형은 발생하지 않는다고 보통 가정한다. 그러나 앵커리지는 상단에 작용하는 주케이블 장력으로 인해 앵커리지 전면 지반의 크리프로 인한 회전변형이 발생할 수 있다.

본 예에서는 앵커리지 기초의 회전변형을 현수교 형상오차 원인으로 설정하여 형상오차 원인 분석을 실시한다. 단, 주탑은 주탑 정부에서 측경간과 중앙경간측으로 케이블 장력이 비교적 평형을 이루므로 주탑 기초의 회전변형은 오차원인항목으로 고려하지 않기로 한다.

앵커리지의 회전변위는 교량의 중앙경간 방향으로 발생할 것으로 가정하여 앵커리지 기초가 암반에 놓인 깊이에서 앵커리지의 전면 하단 모서리를 회전변위의 중심으로 정하였으며, 본 광안대교의 경우 그 위치는 수준면으로부터 -31m가 된다.

앞의 고정하중 변동량을 추정된 경우와 마찬가지로 앵커리지 기초의 가상 회전변형을 추정하기 위해 두 가지 경우를 고려하였다. 먼저, Case 2-A는 측량 측정수가 앵커리지 기초의 회전변위 항목수($\Delta R_1, \Delta R_2$ 의 2개)와 같은 일반 방정식이 구성되는 경우로 측정점 P_1, P_2 의 2개로 선택한 경우이고, Case 2-B는 측량 측정수가 기초의 회전 변위 항목수보다 많아서 최소자승법을 사용하는 경우로 측정점 $P_1 \sim P_5$ 의 5개로 선택한 경우이다. 측정점의 위치는 앞의 그림 5와 같다.

앵커리지 기초의 가상 회전변위는 좌측 앵커리지 기초(AB2)가 시계방향으로 $R_1 = 2.0^\circ$, 우측 앵커리지 기초(AB1)가 반시계 방향으로 $R_2 = 1.5^\circ$ 회전한 것으로 가정하였다.

형상오차벡터의 구성시 주탑에 위치한 측정점 P_1, P_2 는 수평변위차를, 측정점 $P_3 \sim P_5$ 에서는 주케이블의 연직 변위차를 사용하였다. 영향행렬은 각 기초부에 단위 회전변위를 작용시켰을 때 해당 측정에서의 처짐으로부터 구성하며, Case 2-A에서는 2(측점수)×2(회전 변위수)인 정방행렬로, Case 2-B에서는 5(측점수)×2(회전 변위수)인 비정방행렬이 된다.

표 3은 기초의 가상 회전변위량을 도입하였을 때 발생한 변형 형상과 설계 형상과의 차이, 즉 형상오차를 본 기법으로 역추정해 산출한 결과로서, 산출된 기초의 회전변위량이 처음에 가정한 값과 일치함을 보여준다. 따라서, 설계 형상 대비 측량 형상과의 차이로부터 앵커리지 기초의 회전변위가 얼마만큼 발생했는가를 추정하는데 본 기법이 적절히 사용될 수 있을 것으로 판단된다. 표 3에서 변위에 대한 부호는 연직방향에 대해서는 상향이 정(+), 수평방향에 대해서는 우측 방향

이 정이며, 회전변위는 시계방향이 정이다.

표 3. 기초의 회전 변위가 발생한 경우

Case	도입 회전변위량 (°)		각 측정에서의 오차량 (m)		산출 회전변위량 (°)	
	변위	가정값	측점	오차량	변위	산출값
2-A	ΔR_1	2.0	P1	2.4906	ΔR_1	2.0
	ΔR_2	-1.5	P2	-1.8083	ΔR_2	-1.5
2-B	ΔR_1	2.0	P1	2.4906	ΔR_1	2.0
	ΔR_2	-1.5	P2	-1.8083	ΔR_2	-1.5
	-	-	P3	-6.5528	-	-
			P4	-0.5583		
			P5	-0.5558		

3.4 고정하중 변동 및 앵커리지의 변형을 고려한 경우

본 기법의 타당성을 검토하기 위한 마지막 예로 고정하중의 변동과 앵커리지 기초의 회전 변위가 동시에 발생한 경우를 고려한다. 그림 4에서 고정하중 변동량의 미지수가 3개, 기초의 회전 변위에 대한 미지수가 2개로 총 미지수는 5개의 오차 원인 항목으로 구성한다. 본 예에서도 측량 측정수와 오차 원인 항목 수가 같은 경우(Case 3-A)와 측정수가 오차 원인 항목 수보다 많은 경우(Case 3-B)를 고려하였다. Case 3-A에서는 측정점을 5개(그림 5에서 $P_1 \sim P_5$), Case 3-B에서는 측정점을 11개(그림 5에서 $P_1 \sim P_{11}$) 선택하였다. 따라서 Case 3-A에서는 영향행렬이 5(측점수)×5(형상오차 원인 항목수)인 정방행렬로, Case 2-B에서는 11(측점수)×5(형상오차 원인 항목수)인 비정방행렬로 구성된다.

고정하중 변동량으로는 좌측 측경간에 29.4 kN/m, 우측 측 경간에 19.6 kN/m, 중앙경간에 39.2 kN/m를 적용하였다. 앵커리지 기초의 회전변위는 좌·우 앵커리지에 각각 $R_1 = 0.5^\circ$, $R_2 = -0.7^\circ$ 를 적용하였다. 하중 및 변위에 대한 부호 규약은 앞 절에서 기술한 바와 같고, 측정점 P_1, P_2 에서는 수평변위차를, $P_3 \sim P_{11}$ 에서는 연직변위차를 고려하였다.

표 4는 가정한 고정하중의 변동량과 앵커리지 기초의 회전 변위를 도입하였을 때 전산해석에서 도출된 변형 형상과 실제 형상과의 오차량을 구한 후, 다시 본 기법을 이용하여 고정하중의 변동량과 기초의 회전변위량을 역추정한 결과이다.

표 4. 고정하중 변동 및 기초의 회전 변위가 발생한 경우

Case	도입 자중변동량 및 회전변위량 (kN/m, °)		각 측정에서의 오차량 (m)		산출 자중변동량 및 회전변위량 (kN/m, °)	
	변위	가정값	측점	오차량	항목	산출값
3-A	ΔW_1	29.4	P1	0.617	ΔW_1	29.4
	ΔW_2	19.6	P2	-0.846	ΔW_2	19.6
	ΔW_3	39.2	P3	2.4226	ΔW_3	39.2
	ΔR_1	0.5	P4	-0.3298	ΔR_1	0.5
	ΔR_2	-0.7	P5	-0.488	ΔR_2	-0.7
3-B	-	-	P6	-1.6165	-	-
			P7	-1.7042		
			P8	-0.8828		
			P9	-2.2275		
			P10	-0.9568		
			P11	-2.2823		

표 4로부터 측량 측정수가 오차 원인의 항목수와 같은 경우든 많은 경우든 모두 제시된 기법으로 구한 원인 항목에 해당되는 값들이 처음에 인위적으로 도입한 오차 값들과 동일하게 산출됨을 알 수 있다. 따라서 좀 더 복잡한 원인에 의한 형상 변형에 대해서도 제시한 기법을 적용하여 현수교 형상오차 원인을 추정할 수 있다고 판단된다.

4. 실교에의 적용 예

대상 교량에 대해 실제 측량 자료를 이용하여 제시한 기법으로 형상오차 원인을 추정하고 분석하기로 한다.

4.1 주케이블의 측량 데이터

광안대교 형상의 측량은 그림 6에 보인 바와 같이 주케이블에 11개의 측정점, 주탑에 4개의 측정점, 그리고 보강형과 앵커블럭에 각각 11개와 2개의 측정점을 설치하여 실시하였다. (부산광역시 시설관리공단, 2005) 총 77회를 측정한 후, 시간대별로 12개의 그룹으로 나누고 그 그룹별 측정값 중 서로 오차가 가장 작은 그룹을 채택하여 온도 보정 작업을 거친 후 최종 형상 좌표를 결정하였다.

4.2 형상오차 원인 분석

대상 교량의 형상 측량으로부터 구한 형상오차를 이용하여 실제 변형의 원인을 추정해 보기로 한다. 대상 구조물은 시공 후 현재까지 수년간 공용 상태에 있으면서 자연적인 요인이나 인위적인 요인 등에 의해 형상 변형이 초래되었을 수 있으며, 다음의 가정 사항을 두도록 한다.

- 1) 시공 중에 발생한 시공오차, 특히, 주탑의 임시 set-back 후 해체에 의한 오차, 주케이블의 가설 레벨 오차 등은 없는 것으로 간주한다.
- 2) 구조물의 재료 성질, 특히 주케이블 및 행어의 탄성계수의 변동은 없는 것으로 가정한다.
- 3) 측량 오차는 없는 것으로 간주한다.

형상오차의 원인항목으로는 그림 4와 같이 각 경간에서의 고정하중 변동량 항목 3개와($\Delta W_1, \Delta W_2, \Delta W_3$)와 좌우 앵커리지 기초의 회전 변위량 항목 2개($\Delta R_1, \Delta R_2$)의 총 5개의 형상오차 원인 항목을 고려하였다.

한편, 형상오차 원인 분석시 측정 수가 결과에 미치는 영향을 분석하기 위해 측정수를 형상오차 원인항목 수와 동일하게 5개를 선택한 경우(Case 4-A)와, 7개(Case 4-B)와 11개(Case 4-C)를 각각 선택하여 최소자승법을 적용한 세가지 경우에 대해 각각 제시한 알고리즘에 적용하였다. 형상오차는 표 5에서 주케이블에서의 측량 데이터를 이용하기로 한다.

영향행렬의 구성시, Case 4-A에서는 측정점을 5개를 선택하였기 때문에 5(측점수) \times 5(형상오차 원인항목수)인 정방행렬로 구성되고, Case 4-B, Case 4-C에서는 측정점이 각각 7개, 11개이므로 7(측점수) \times 5(형상오차 원인항목수)와 11(측점수) \times 5(형상오차 원인항목수)인 비정방행렬로 구성된다. Case 4-B와 Case 4-C의 경우 가중치는 1로 설정하였다.

설계 형상과 측량 형상과의 차이, 즉 형상오차의 오차원인 분석을 본 연구에서 제시한 알고리즘으로 실시한 결과는 표 6과 같고 이를 도시하면 그림 8과 같다. 그러나, 시공중 오차에 대한 데이터를 입수할 수 없었으며, 따라서 여기서 제시한 결과는 시공오차가 고려되지 못한 것임을 밝혀 둔다.

본 기법으로 구한 오차원인 항목에 해당되는 결과 값을 살펴 보면, 모든 경우에 있어 보강형(바닥판시스템 포함)의 자중이 증가한 것으로 나타 났고, 측경간의 고정하중 증가량이 중앙경간의 고정하중 증가량보다 큰 것으로 산출되었다. 그리고, 앵커리지 기초의 회전 변위가 좌측(AB2)은 시계방향으로, 우측(AB1)은 반시계방향으로 발생한 것으로 분석되었다.

원인 항목수와 측정수를 동일하게 설정한 Case 4-A에서는 고정하중의 변동량이 다른 경우에 비해 상대적으로 작게 산출된 반면, 앵커리지 기초의 회전 변위는 상대적으로 크게 산출

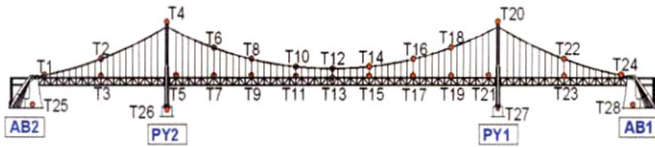


그림 6. 실제 형상 측량 측정점의 위치

표 5에 설계시의 좌표와 형상 측량에 의해 최종적으로 결정된 주케이블의 좌표를 제시하였다. 설계좌표의 형상에서 주케이블 새그의 정점(T12)을 X방향에 대한 원점으로 정하였고, Y방향에 대해서는 수준측량의 좌표를 그대로 제시하였다. 그림 7은 주케이블의 설계좌표와 측량좌표를 이용하여 오차량을 20배 확대하여 그 형상을 도시한 그림이다.

표 5와 그림 7로부터 대상 교량의 형상은 설계시의 형상과 비교하여 좌·우 주탑 정부(T4, T20)는 각각 좌측으로 0.005m, 0.027m의 수평 변형이, 케이블 새그의 정점(T12)에서는 아래로 0.051m의 수직 변형이 발생된 것으로 측정되었다. 그리고, 표 5에서 제시는 하지 않았으나 트러스 보강형은 설계 형상보다 아래쪽으로 미소하게 처진 것으로 측정되었다.

표 5. 주케이블 측정점의 좌표 비교

측점	설계좌표		측량좌표		형상오차량	
	X	Y	X	Y	X	Y
T1	-450	44.5	-449.767	44.499	0.233	-0.001
T2	-346.25	70.484	-346.023	70.373	0.227	-0.111
T4	-250	114.5	-250.006	114.491	-0.006	-0.009
T6	-179.55	83.641	-179.621	83.498	-0.071	-0.143
T8	-122.85	66.145	-122.913	66.018	-0.063	-0.127
T10	-56.7	54.023	-56.696	53.950	0.004	-0.076
T12	0	50.745	0.079	50.694	0.079	-0.051
T14	56.7	54.026	56.844	53.964	0.144	-0.061
T16	122.85	66.145	123.025	66.038	0.175	-0.108
T18	179.55	83.641	179.681	83.507	0.131	-0.134
T20	250	114.5	249.973	114.487	-0.027	-0.013
T22	346.25	70.484	346.134	70.364	-0.116	-0.120
T23	450	44.5	449.884	44.501	-0.116	0.001

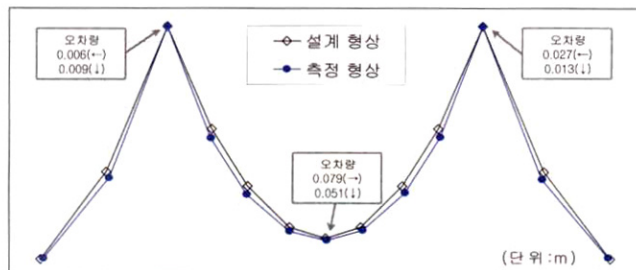


그림 7. 주케이블의 설계 형상 및 측량형상

되었으며, 보다 많은 측점을 선택한 Case 4-B와 Case 4-C는 그 반대의 경향을 보였다. 주목할 만한 점은 그림 8로부터 측점의 수가 많아질수록 형상오차 원인에 해당되는 보강형 자중의 변동량과 앵커리지 회전변위 값들이 수렴성을 보인다는 것이다.

한편, 본 교량의 시공 중에 재산정한 보강형의 고정하중 변동량이 당초 설계 대비 측정값은 14.9 kN/m , 중앙경간은 10.9 kN/m 증가(부산광역시 건설본부, 2001)한 것으로 보고되었으며, 이는 Case 4-B 또는 Case 4-C의 결과와 대체로 일치한다. 따라서, 본 결과만으로 단언하기는 곤란하지만 측점수를 많이 채택할수록 오차원인 값들이 수렴성을 보이는 것으로 보아 측점 수가 증가할수록 오차원인 분석 결과의 신뢰도가 향상될 것으로 판단된다.

한편, 좌측 앵커리지(AB2)의 회전변형은 미소하나, 우측 앵커리지(AB1)는 중앙경간 측으로 0.0204° 정도 회전한 것으로 산출되었는데, 앵커리지를 강제로 가정할 경우 앵커리지 상단의 수평 변형은 약 0.026 m 정도에 해당한다.

표 6. 형상오차량 및 원인 분석 결과

Case	각 측점에서의 형상오차량 (m)			산출 자중변동량 및 회전변위량 (kN/m, °)	
	측점	가중치	오차량	항목	산출값
4-A	T4	-	-0.006	ΔW_1	9.5579
	T20		-0.027	ΔW_2	10.1322
	T12		-0.051	ΔW_3	1.9286
	T2		-0.1107	ΔR_1	0.01265
	T22		-0.1204	ΔR_2	-0.03879
4-B	T4	1.0	-0.006	ΔW_1	16.0279
	T20		-0.027	ΔW_2	16.6306
	T12		-0.051	ΔW_3	8.5476
	T2		-0.1107	ΔR_1	0.001365
	T22		-0.1204	ΔR_2	-0.02323
	T8		-0.1268	-	-
	T16		-0.1075	-	-
4-C	T4	1.0	-0.006	ΔW_1	16.3856
	T20		-0.027	ΔW_2	17.0138
	T12		-0.051	ΔW_3	8.9396
	T2		-0.1107	ΔR_1	0.002175
	T22		-0.1204	ΔR_2	-0.02040
	T8		-0.1268	-	-
	T16		-0.1075	-	-
	T6		-0.1428	-	-
	T10		-0.076	-	-
	T18		-0.0611	-	-
T14	-0.1341	-	-		

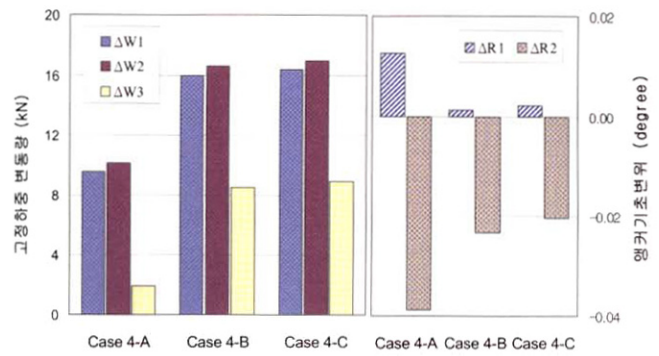


그림 8. 형상오차 원인 분석 결과 도표

4. 결론

현수교와 같이 케이블로 지지되는 유연한 교량구조물은 당초 설계에서 목표로 하였던 형상에 비해, 설계상 가정에 의한 오차, 시공오차, 그리고 공용 중에 발생된 사건 등에 의해 형상에 차이가 발생하기 마련이다. 본 연구에서는 주케이블의 형상 측정 데이터를 이용하여 현수교의 형상 변동 원인을 추정하는 기법을 제시하였다.

공용 중인 광안대교를 대상으로 주케이블의 형상 측정 데이터를 이용하여 측점수와 원인 항목수가 같은 경우와 측점수가 원인항목수보다 많은 경우에 대하여 각각 제시한 방법을 적용하여 타당성을 검토하였고, 실제 형상 측정 결과를 이용하여 설계 형상 대비 형상오차를 일으킨 원인에 대하여 추정해 보았다.

본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 기존의 계측에 의한 방법으로는 규명하기 어려운 현수교 형상 변화의 원인을 주케이블 측정 데이터를 이용하여 간편하고도 적절히 추정할 수 있는 기법을 제시하였다.
- (2) 측점수가 오차원인 항목수보다 많을수록 오차원인 항목의 값들은 수렴하는 결과를 보였으며, 보다 적절한 원인 분석이 가능할 것으로 판단된다.
- (3) 특히, 케이블교량의 완공 후 주케이블 형상을 계측해 두면 대규모 지진이나 풍하중의 작용 후, 또는 교량의 자중 변동 요인이 있었을 때 형상 계측을 실시하고 본 기법을 적용하면 양 시점간의 형상 차이로부터 기초의 변형이나 자중의 변동량을 역추정하는 것이 가능하다.

본 연구에서는 오차원인 항목을 보강형 자중의 변동과 앵커리지 기초의 회전 변형에 국한하였는데, 향후 보강형 강성의 변동, 케이블 걸보기 탄성계수의 변동 등을 오차원인 항목

으로 추가하여 보다 개선된 기법에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 학술진흥재단의 2005년도 협동연구 지원사업(케이블 교량의 장기적인 안전성 평가를 위한 측정·분석 기법 개발)의 지원으로 이루어 졌으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김남식 (1998) 남해대교의 기하형상 분석 및 장기계측 시스템, 한국강구조학회지, 제10권, 제3호, pp.21~29
- 김문영, 경용수, 이준석 (2003) 현수교의 개선된 초기형상 해석법, 한국강구조학회지, 제15권, 제2호, pp.219~229
- 부산광역시 건설본부 (2001) 현수교 사하중 변경에 따른 설계 사하중 형상 및 행어로프 길이 산정 보고서, (주)유신코퍼레이션
- 부산광역시 건설본부 (2003) 광안대로 건설 공사기록지, 정원출판사
- 부산광역시 시설관리공단 (2005) 광안대교 현수교 주케이블 Sag 측량 및 장력해석 보고서, (주)티엠이엔씨
- 이상익, 김경남, 이성행, 정경섭 (2004) 행거의 고유진동수를 이용한 현수교의 구조적 성능평가, 한국강구조학회논문집, 제16권, 2호, pp285-293
- 이승우 (2000) 현수교의 계획과 해석, 한기술
- 조서경 (2002) 사장교 캔틸레버가설공법에서의 형상관리, 특집 장대교량의 설계와 시공, 대한토목학회지 제50권, 제12호, pp16~25
- Gimsing, Niels J. (1998) *Cable supported bridges : concept and design*, John Wiley.
- MIDAS/Civil Ver. 5.4.0 (2004) (주)마이다스아이티
- Tanaka H., and Kamei M. (1987) Cable Tension adjustment by Structural System Identification, *Proceedings of the International Conference on Cable-Stayed Bridges*, Bangkok, Thailand, pp. 856-866.
- Troitsky M.S. (1988) *Cable-Stayed Bridges : theory and design*, BSP Professional Books.
- (접수일자 : 2006. 9. 14 / 심사일 2006. 11. 6 / 심사완료일 2007. 2. 13)