

시공단계별 해석에 의한 현수교의 안전한 건설방법

방 명 석

충주대학교 안전공학과

(2007. 6. 17. 접수 / 2007. 9. 19. 채택)

The Safe Erection Method of Suspension Bridges by Construction Sequence Analysis

Myung-Seok Bang

Department of Safety Engineering, Chungju National University

(Received June 17, 2007 / Accepted September 19, 2007)

Abstract : The structural safety of long span bridges such as suspension bridges is smaller under the construction stage than in the completion. But the importance of construction sequences has been neglected in most of safety check programs. On this study is developed the structural analysis method of suspension bridges considering construction sequences and structural analyses are performed by step by step during construction. This can be used to determine the safest erection method. The results shows that the more critical structural behavior appears under construction than after completion.

Key Words : suspension bridge, construction sequence, structural safety, completion, under construction

1. 서 론

교량 중에서 장대교량인 현수교는 가장 높은 수준의 시공기술이 요구되는 교량형식이다^{1,2)}. 장경간 교량건설을 가능하게 한 현수교의 역사 중에 중요한 의미를 갖는 사건은 John Robbling에 의한 평행선 케이블 가설공법의 개발과 이 공법에 의한 Brooklyn 교(중양경간 486m)의 완성이다. 또한 J. Melan의 처짐 이론(1888년)에 의한 장경간 현수교 설계법의 개발, 그리고 처짐이론에 의해서 설계된 구Tacom교(1940년, 중양경간 853m)가 완성직 후 저풍속에 낙교되면서 제기된 내풍 안정성 문제 등이 현수교의 역사에서 중요한 기술발달단계로 알려져 있다.

국내의 현수교는 1973년 국내 최초의 현수교인 남해대교가 건설되었으나 설계와 시공 전 과정이 외국 기술진에 의한 것이었다. 그 후 영종대교(1995년 착공, 2000년 완공, 중양경간 300m)와 광안대교(2002년 완공, 중양경간 500m)가 차례로 건설되었고, 소록대교(2006년 완공예정)와 적금-영남연륙교(2009년 완공예정)가 국내의 기술진의 주도하에 시공되고 있

다. 하지만 아직도 시공 및 설계 기술은 선진 외국의 수준에 크게 못 미치고 외국기술의존성이 크므로 국내에서 지속적인 연구가 필요하다.

한편 국내의 장대교량의 건설이 증가하면서 시공 중 안정성에 대한 관심이 대두되었다. 1991년 총연장 935m의 국내 최초의 콘크리트 사장교인 팔당대교가 두 차례에 걸쳐 시공 도중에 붕괴사고가 발생하였다. 1차 사고는 예기치 못한 국소적인 돌풍으로 인해 교량의 상판이 붕괴되는 사고였고, 2차 사고는 상판 가설 공법의 변경으로 토사를 제거하는 과정에서 큰 균열이 발생한 사고였다. 이에 주탑 4기를 철거하고 일반교량 가설 공법으로 변경하여 시공되었다. 1992년에는 신행주대교가 건설 중 콘크리트 사장교 2개의 주탑 중 1개가 부러지고, 8백여m 구간 상판이 내려앉는 사고가 발생하여, 준공이 4-5년 연기되고 경제적인 큰 손실을 입었다. 이 두 사고는 사장교나 현수교와 같은 장경간교량의 경우에는 완성 시 보다 시공 중에 구조적으로 훨씬 취약함을 보여주었다. 따라서 기본적으로 완성된 구조물을 해석하고 안전성을 검토하는 것뿐만 아니라, 시공단계 중 부분 시공된 구조물의 구조해석 및 안전성을

검토를 위해서 시공단계별해석은 매우 중요한 것으로 판단된다.

본 연구에서는 현수교의 구조해석이론을 바탕으로 개발되어 내진해석을 통하여 검증된 기존의 프로그램^{3,4)}에, 시공 중 구조물의 안전성 검토에 필요한 시공단계해석을 수행할 수 있는 기능을 추가하여 프로그램을 개발하고 이를 검증하였다. 기존의 많은 프로그램에서 완성구조물에 대한 모델링과 해석이 가능하지만 시공단계별 해석을 위해서는 시공단계별 구조물을 독립적인 구조물로 간주하여 반복적인 모델링과 해석을 해야 한다. 그러나 본 프로그램에서는 부재의 추가(BUILD)나 제거(REMOVE)같은 명령어를 통하여 시공단계별 구조변화를 하나의 데이터화일(Batch File)로 한번에 해석할 수 있다. 이 프로그램은 초기형상해석 및 시공변수를 고려한 시공단계해석이 가능하다. 시공변수로는 현수교 보강형의 시공순서, 시공방향 및 주경간과 측경간의 동시 시공과정 등을 고려하여 다양한 시공단계 시나리오의 해석이 가능하며, 다양한 시공조건을 고려할 수 있도록 개발된 해석프로그램을 이용하여 시공단계별 해석을 수행하였다. 또한 시공단계해석 결과인 주케이블 긴장력, 주경간 세그비, 절점변위 및 부재력 응답 특성 등을 검토하여 시공방안별 장·단점을 비교, 평가하였다. 본 연구의 범위는 정적인 시공단계별해석이며 시공 중에 지진이나 태풍에 의한 동적안전성 검토를 위해서는 동적시공단계별해석이 필요하다. 이와 같은 연구를 수행함으로써 추후 장대교량의 설계 및 시공에 있어서 기초자료 및 합리적인 시공방안을 제시하고자 한다.

2. 현수교의 해석모델

2.1. 3차원 뼈대요소

주탑과 보강형을 모델링하기 위한 3차원 뼈대요

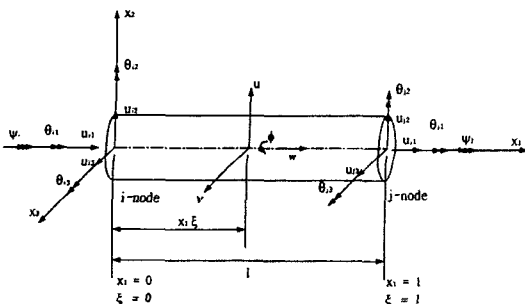


Fig. 1. Displacement vector of frame member.

소는 각 방향의 변위와 회전, 그리고 뒨(warping)등의 7개의 자유도를 갖는다. Fig. 1은 3차원 뼈대요소의 절점변위벡터를 나타낸 것이다.

2.2. 탄성현수선 케이블요소

현수교는 하중을 보강형에서 행거를 통해 주케이블에 전달하고 케이블에 전달된 힘은 앵커리지에 직접 지지되거나 주탑을 통해 기초로 전달된다. 결국 현수교를 해석할 때에는 이들 보강형, 행거, 주케이블 및 주탑 등에 대한 모델링 방법에 따라서 해석결과에 많은 영향을 미친다. 현수교에서는 케이블 자체의 자중으로 인한 새그의 영향으로 탄성계수가 저하하여 비선형성을 나타내고 또한 보강형과 주탑에 작용하는 매우 큰 축력 등으로 인해 비선형거동을 나타낸다⁵⁾. 따라서 본 연구에서는 이와 같은 기하학적 비선형성을 고려할 수 있는 3차원 탄성현수선 케이블요소를 이용하여 케이블 요소의 강성행렬을 구성하였다.

일반적으로 케이블요소는 절점변위의 크기가 같더라도 방향이 다르면 그 형상은 달라진다. 즉 Fig. 2에서처럼 양(+)의 방향과 음(-)의 방향으로 각각 변위가 발생하면 그 형상이 달라진다. 그러므로 형상함수를 구할 때는 양과 음의 양방향으로 가상 미소변위를 가하고 달라진 형상을 각각 구해야 한다. 현재까지 연구결과에 의하면 가상 미소 변위는 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ 정도가 적당하며, 양방향과 음방향의 형상함수를 평균한 값을 형상함수로 사용하는 것이 타당하다고 알려져 있다.

Fig. 2와 같이 가상 미소변위 $\delta\Delta_1$ 을 절점 i에서 x축상의 양(+)의 방향(1 DOF)으로 가하면 절점력의 증분은

$$\begin{Bmatrix} \delta F_1 \\ \delta F_2 \\ \delta F_3 \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} -\delta\Delta_1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

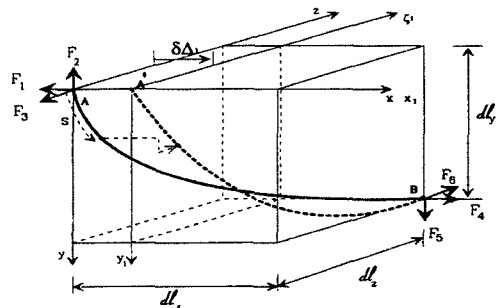


Fig. 2. Shape of cable element to micro displacement $\delta\Delta_1$ for direction x.

이고, 여기서 (-)는 가상 미소변위 $\delta\Delta_1$ 을 양(+)의 방향으로 가하면 투영길이 dx 가 작아지므로 절점력이 감소함을 나타낸다.

$$\text{결국 현 상태의 절점력은 } \begin{Bmatrix} F_1' \\ F_2' \\ F_3' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 + \delta F_1 \\ F_2 + \delta F_2 \\ F_3 + \delta F_3 \end{Bmatrix}$$

이고 새로운 케이블 형상은 식 (2)에 의해 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\begin{aligned} x_1(s) &= f(F_1', F_2', F_3', s) \\ y_1(s) &= g(F_1', F_2', F_3', s) \\ z_1(s) &= h(F_1', F_2', F_3', s) \end{aligned} \quad (2)$$

결국 형상함수는 변형계(x_1, y_1, z_1)와 원형계(x, y, z)의 차를 미소변위 $\delta\Delta_1$ 로 나누어 주면 된다.

$$\begin{aligned} \phi_{1x}^+ &= \frac{\delta\Delta_1 + x_1 - x}{\delta\Delta_1} \\ \phi_{1y}^+ &= \frac{y_1 - x}{\delta\Delta_1} \\ \phi_{1z}^+ &= \frac{z_1 - z}{\delta\Delta_1} \end{aligned} \quad (3)$$

또한 가상 미소변위 $\delta\Delta_1$ 을 절점 i 에 x 축의 음(-)의 방향(1 DOF)으로 가하면 절점력의 증분은

$$\begin{Bmatrix} \delta F_1 \\ \delta F_2 \\ \delta F_3 \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \delta\Delta_1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

이고, 여기서 (+)는 가상 미소변위 $\delta\Delta_1$ 을 음(-)의 방향으로 가하면 투영길이 dx 가 커지므로 절점력은 커짐을 의미한다.

새로운 케이블 형상은

$$\begin{aligned} x_1'(s) &= f(F_1', F_2', F_3', s) \\ y_1'(s) &= g(F_1', F_2', F_3', s) \\ z_1'(s) &= h(F_1', F_2', F_3', s) \end{aligned} \quad (5)$$

이고 결국 형상함수는

$$\begin{aligned} \phi_{1x}^- &= \frac{-\delta\Delta_1 + x_1' - x}{-\delta\Delta_1} = \frac{\delta\Delta_1 - x_1' + x}{\delta\Delta_1} \\ \phi_{1y}^- &= \frac{y_1' - x}{-\delta\Delta_1} = \frac{-y_1' + y}{\delta\Delta_1} \\ \phi_{1z}^- &= \frac{z_1' - z}{-\delta\Delta_1} = \frac{-z_1' + z}{\delta\Delta_1} \end{aligned} \quad (5)$$

이다.

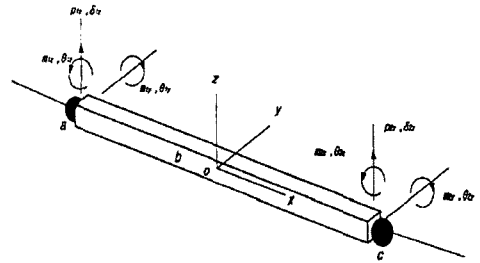


Fig. 3. Three Dimensional Nodal Connection Element.

위와 같은 과정에 의해 산정된 전체 형상함수 행렬은 형상함수 행렬은 다음 식과 같이 정리할 수 있다.

$$H = \begin{bmatrix} \phi_{1x} & \phi_{2x} & \phi_{3x} & \phi_{4x} & \phi_{5x} & \phi_{6x} \\ \phi_{1y} & \phi_{2y} & \phi_{3y} & \phi_{4y} & \phi_{5y} & \phi_{6y} \\ \phi_{1z} & \phi_{2z} & \phi_{3z} & \phi_{4z} & \phi_{5z} & \phi_{6z} \end{bmatrix} \quad (6)$$

2.3. 3차원 절점 연결요소

사장교 및 현수교의 보강형을 가설할 때는 각 부재의 이음부를 순차적으로 강결하거나 전체 힌지 공법으로 전체 보강형이 가설될때까지 모두 힌지상태로 둘 수 있다. 따라서 이러한 시공상태를 모사하기 위해서는 회전변형을 원하는 만큼 자유로이 전달할 수 있는 요소가 필요하다. Fig. 3과 같은 3차원 절점 연결요소는 길이 L , 면적 A , 탄성계수 E , 단면 이차모멘트 I_x, I_y , 전단상수 G , 비틀상수 J 를 같은 3차원 직선부재(b요소)와 부재 양 절점 1, 2단에 각각 휨강성 $c_{12} \cdot EI_y, c_{13} \cdot EI_z$ 와 $c_{22} \cdot EI_y, c_{23} \cdot EI_z$ 를 갖는 미소 회전요소(a, c요소)로 구성된다. 미소 회전 요소의 길이는 매우 작으므로 이동변위는 직선 부재(b)의 절점이동 변위와 같지만 회전은 c_{12}, c_{13} 와 c_{22}, c_{23} 으로 전달하는 량을 조절할 수 있다.

전체 연결요소의 강도매트릭스는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} P_1 &= H_1 r = H_1 K e = H_1 K H_1^T d_1 + H_1 K H_2^T d_2 \\ P_2 &= H_2 r = H_2 K e = H_2 K H_1^T d_1 + H_2 K H_2^T d_2 \\ \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

$$K_{11} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & a \cdot \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & e \cdot \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & b \cdot \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & f \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & c \cdot \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & e \cdot \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & d \cdot \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

$$K_{12} = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -a \cdot \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & i \cdot \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -b \cdot \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & j \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -f \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & g \cdot \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -e \cdot \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & h \cdot \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

$$K_{21} = K_{12}^T$$

$$K_{22} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & a \cdot \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -i \cdot \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & b \cdot \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -j \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -j \cdot \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & k \cdot \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -i \cdot \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & l \cdot \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

여기서, $t_y = c_{12}c_{22} + 4c_{12} + 4c_{22} + 12$,
 $t_z = c_{13}c_{23} + 4c_{13} + 4c_{23} + 12$ 라 하면

$$a = \frac{c_{13}c_{23} + c_{13} + c_{23}}{t_z} \quad b = \frac{c_{12}c_{22} + c_{12} + c_{22}}{t_y}$$

$$c = \frac{c_{12}(3 + c_{22})}{t_y} \quad d = \frac{c_{13}(3 + c_{23})}{t_z}$$

$$e = \frac{c_{13}(2 + c_{23})}{t_z} \quad f = -\frac{c_{12}(2 + c_{22})}{t_y}$$

$$g = \frac{c_{12}c_{22}}{t_y} \quad h = \frac{c_{13}c_{23}}{t_z}$$

$$i = \frac{(c_{13} + 2)c_{23}}{t_z} \quad j = -\frac{(c_{12} + 2)c_{22}}{t_y}$$

$$k = \frac{(c_{12} + 3)c_{22}}{t_y} \quad l = \frac{(c_{13} + 3)c_{23}}{t_z}$$

3. 현수교의 시공단계해석

본 장에서는 전 장에서 고찰한 해석이론을 바탕으로 개발된 해석프로그램을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석과정은 먼저 대상 현수교의 초

기형상해석을 수행한 후, 시공변수를 고려한 시공단계해석을 수행하였다.

대상 현수교로 선정된 남해대교의 교량형식은 전형적인 타정식 3경간 단순지지 현수교이며, 보강형은 직교 이방성 박스형 강상판으로 이루어져 있고, 2개의 문형 라멘식 주탑으로 이루어져 있다(6). Fig. 4는 남해대교의 일반도이며, 구조형식과 주요제원은 다음의 Table 1과 2에 정리하였다.

주케이블은 2절에서 개발된 3차원케이블요소, 행거는 트러스요소, 주탑과 보강형은 3차원보요소로 모델링하였으며, 보강형은 중앙경간과 측경간이 단순보이므로 한지와 물러지지조건이고 주탑과 기초 연결부는 고정지지조건으로 해석하였다.

하중은 시공단계별해석이므로 부재의 자중만을 고려하였고, 가설장비는 해상바지크레인으로 가설하는 것으로 가정하여 고려하지 않았다.

남해대교는 주탑기초를 제외한 모든 부재(케이블, 주탑, 보강형)가 강재로 건설되었으며, 강재의 강성은 Table 2의 데이터를 이용하여 프로그램에서 자동으로 산정된다.

Table 1. Characteristics of Namhae bridge

구분	내용
구조형식	3경간 2한지 강상판 타정식 현수교
총연장	128m + 404m + 128m = 660m
교폭	차도 : 7.2m, 보도 : 1.2*2m

Table 2. Section properties and material properties of members

구분	보강형	주탑	주케이블
단위 길이당 중량 (tonf/m)	4.235	0.512	0.6908
단면적 (m ²)	0.22044	0.06518	0.08356
탄성계수 (tonf/m ²)	2.1*10 ⁷	2.1*10 ⁷	2.0*10 ⁷
단면2차모멘트 I ₃₃ (m ⁴)	0.1316	0.0530	-
단면2차모멘트 I ₂₂ (m ⁴)	3.2667	0.0427	-
전단상수 J (m ⁴)	0.4933	0.5000	-

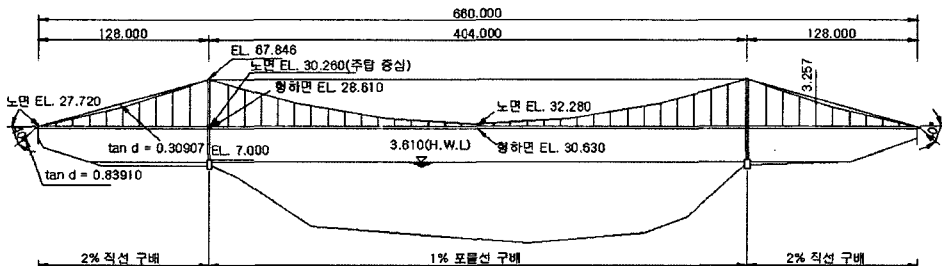


Fig. 4. General layout of the Namhae bridge.

본 연구에서는 대상 현수교를 모델링하는데 있어서 총 379개의 절점과 202개의 탄성현수선 요소, 174개의 3차원 뼈대요소 그리고, 204개의 3차원 절점 연결요소로 모델링되었으며 시공단계별 해석과정을 시물레이션 하였다.

3.1. 초기형상 결정해석

선형해석으로 충분한 일반 교량과는 달리 현수교는 사하중으로 인한 완성계의 초기상태 자체가 케이블의 비선형성에 크게 영향을 받는다. 완성계의 1차 사하중은 모두 케이블이 부담하고 보강형은 무응력 상태라는 현수교의 기본가정이 적용된다. 케이블은 현수곡선(Catenary Curve)에서 사하중을 받으면 포물선 형상이 된다. 본 연구에서 개발된 프로그램에서는 사하중에 의한 평형조건을 고려하여 초기형상해석을 수행한 후, 완성계의 포물선 좌표에서 케이블의 초기길이 즉, 무응력 길이를 역으로 추정하여 케이블 강성, 케이블의 무응력 길이, 케이블 완성계의 좌표 등을 결정한다.

3.2. 시공방안 및 변수 선정

현수교의 시공방안 Fig. 5에 도시된 것과 같이 행거에 보강형을 조립하는 방법에 의해 크게 두 가지 타입을고려하였다. I-type은 주경간의 중앙부와 양측 앵커리지에서 양 주탑을 향해서 보강형을 가설해 가는 방법이며, II-type은 양 주탑을 기점으로 주경간의 중앙부 및 양측 앵커리지를 향해서 보강형을 시공해 가는 방법이다.

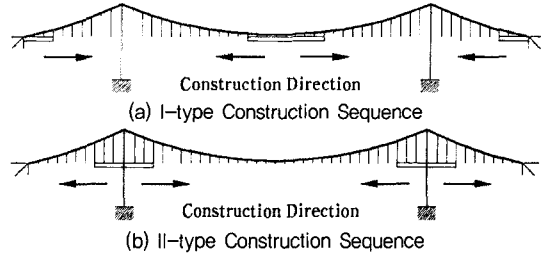


Fig. 5. Construction sequences of General Suspension bridges.

본 연구에서는 대상 현수교의 시공단계해석을 수행하기 위하여 시공단계를 27단계로 나누었다. Fig. 5와 같은 시공타입을 기본으로 하여, 시공순서, 시공방향 및 동시 시공성 등을 시공변수로 고려한 8개의 시공방안을 제시하였으며, 각각의 시공방안에 의한 주케이블 긴장력, 절점변위 및 부재력 응답 양상을 검토하여 제시한 시공방안의 장·단점을 평가

Table 3. Construction sequence cases considering construction direction of Girders

구분case	case	주경간 보강형 시공방향	측경간 보강형 시공방향	동시 시공	비고
I type	1	중앙부→주탑	앵 커→주 탑	×	남해대교
	2	주 탑→중앙부	앵 커→주 탑	×	-
	3	중앙부→주 탑	주 탑→앵 커	×	-
	4	주 탑→중앙부	주 탑→앵 커	×	-
II type	5	중앙부→주 탑	앵 커→주 탑	○	-
	6	주 탑→중앙부	앵 커→주 탑	○	-
	7	중앙부→주 탑	주 탑→앵 커	○	-
	8	주 탑→중앙부	주 탑→앵 커	○	-

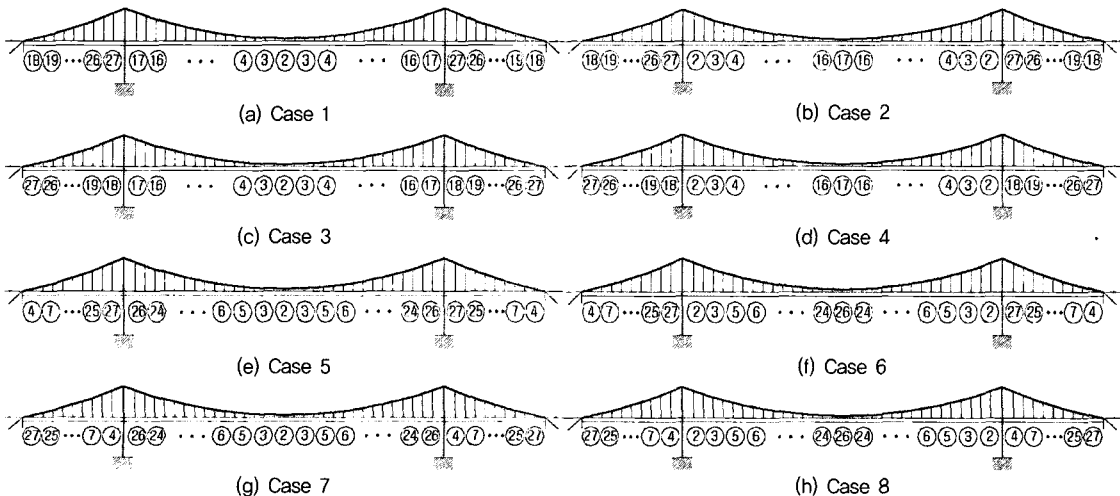


Fig. 6. Construction sequence cases considering construction direction of Girders.

하였다. Case 1-8의 시공방안에 대한 상세한 내용은 Table 3에 정리하였으며, Fig. 6에 도시하였다.

3.3. 시공단계별 해석

시공변수를 고려한 대상 현수교의 시공단계별 해석은 주케이블 긴장력 응답 특성을 검토하였다. 주탑의 경우에는 주탑 최상단부의 절점변위 응답 및 최하단부의 부재력 응답을 평가하였다. 또한 주케이블 중앙부의 절점변위 응답 및 세그미 양상을 검토하였다.

3.3.1. 주케이블의 요소별 긴장력

본 연구에서 대상 구조물로 선정된 현수교는 주케이블이 전체 104개의 요소로 구성되어 있다. 대상 현수교의 완성된 구조계에서 요소별 주케이블 긴장력에 대한 정적 응답을 Fig. 7에 도시하였다.

양 주탑에서 앵커리지 방향의 첫 번째 요소(10번, 43번, 62번 그리고, 95번)에서 최대긴장력을 보였으며, 주경간 중앙부 케이블인 26번 요소에서 최소값을 갖는 것으로 나타났다.

또한 1번 케이블과 최대값을 가지는 10번 케이블, 그리고 최소값을 가지는 주경간 중앙부의 26번 케이블 요소에 대하여 대상 현수교의 시공방안인 case 1에 의한 시공단계별 케이블긴장력의 변화를 검토한 결과 Fig. 8에서와 같이 시공단계에 따라 10번 케이블이 최대값, 26번 케이블은 최소값을 각각 유지하는 것으로 나타났다.

전반적인 케이블긴장력 응답은 1단계에서 주경간 보강형의 완성계인 17단계까지 일정 기울기로 증가하다가 주경간 보강형이 완성된 직후인 17단계에 접어들면서 경사가 급격히 줄어들어 측경간 보강형이 시공되는 18-27단계에서는 완만한 경사로 증가하는 양상을 나타냈다.

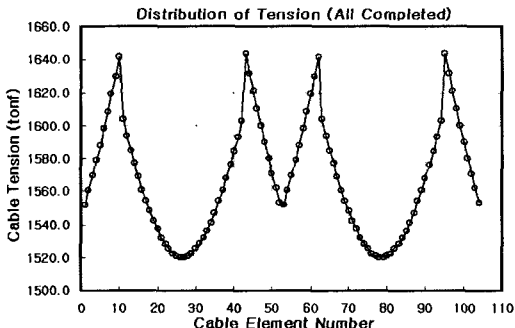


Fig. 7. Distribution of Tension by Cable Number (All Completed).

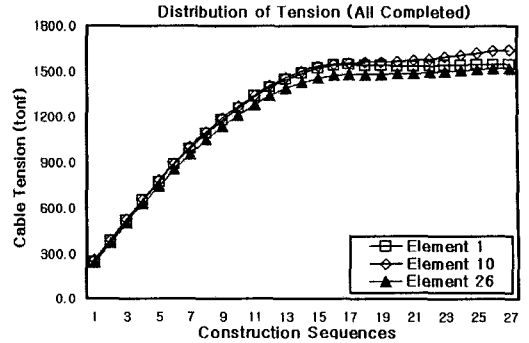


Fig. 8. Distribution of Tension by Construction Sequences(case 1).

3.3.2. 주케이블 긴장력 응답

대상 현수교의 주케이블 긴장력에 대한 평가는 전 절에서 고찰한 주케이블의 요소별 긴장력을 검토한 결과를 바탕으로 하였으며, 주케이블 전체 104개 요소 중 최대 케이블긴장력이 산정된 주탑에서 앵커리지 방향의 10번 케이블 요소에 대해서 8개 시공방안에 대한 시공단계별 해석을 수행하였다.

시공단계별 정적해석은 Table 3과 Fig. 6에서 정해진 각각의 시공방안별로 검토하였으며 결과를 Fig. 9에 도시하였다.

주경간 보강형의 시공방향이 다른 case 1, 3과 case 2, 4가 다른 응답 양상을 보이는 반면, 측경간 보강형의 시공방향이 다른 경우의 응답 양상은 거의 일치하는 것으로 나타났다. Fig. 9의 양상으로 볼 때 측경간 보강형의 시공방향에 따른 영향 보다 주경간 보강형의 시공방향성이 주케이블의 긴장력에 큰 영향이 미치는 것을 확인할 수 있다. 동시 시공의 경우인 case 5-8은 상대적으로 완만한 경사로 완성계까지 선형적 증가 양상을 보였으나 case 5, 7과 case 6, 8의 응답은 차이를 보였다. 이러한 양상 또한 주경간 보강형의 시공방향이 주요 원인 것으로 판단된다.

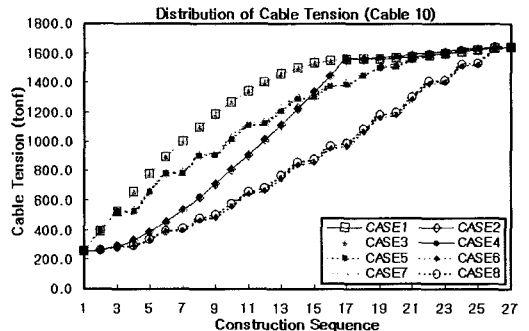


Fig. 9. Distribution of Tension(Cable 10).

3.3.3. 절점변위 응답 및 세그비

설계 및 시공 시 주경간 세그비는 매우 중요하다. 기존 참고자료에 의하면 현수교의 일반적인 세그비는 1/12(0.083)-1/9(0.111)이며, 남해대교의 주경간장 세그비는 33.3m/404m=0.824이다. 시공단계별로 주경간 세그비의 양상을 검토하기 위해서 주케이블의 중앙요소(#187)의 수축방향 처짐량을 이용하여 세그비를 산정하였으며 Fig. 10에 도시하였다.

대부분의 시공방안에서는 0.075에서 시작하여 5단계까지 증가하다가 최대값 0.870을 기점으로 다시 완만한 감소 곡선을 보이며 완성계에서 0.0824에 도달했다. 그러나 case 2와 4의 경우 1-17단계부분에서 현저히 낮은 0.6-0.8정도의 범위에서 변화하는 곡선을 보였다. 또한 이를 동시 시공한 case 6과 8에서는 더 낮은 세그비 양상을 보였다. 따라서 세그비의 변화 역시 주경간 보강형의 시공방향 선정이 큰 영향을 미치고 있음을 파악할 수 있었으며, 세그비 변화 양상으로 볼 때, case 6과 8을 시공방안으로 선택하는데 있어서 신중히 고려되어야 할 것으로 판단된다.

세그비의 최대값은 case 1과 3의 5단계에서 0.86975로 산정되었으며, 최소값은 case 6의 13단계에서 0.06191로 산정되었다.

주탑의 절점변위 응답은 변위에 대하여 가장 취약한 위치인 최상단부의 교축방향변위 응답에 대하여 시공단계별 해석을 수행하였으며 Fig. 11은 해석결과를 도시한 것이다.

case 1-4의 경우 전반적 경향은 주경간 보강형이 시공되면서 계속 증가하였으며, 주경간 보강형의 완성체인 17단계에서 최대변위 1.785e-1m가 산정되었다. 그러나 측경간 보강형을 시공하면서 다시 감소하는 양상을 보이며 완성계에 이르렀다.

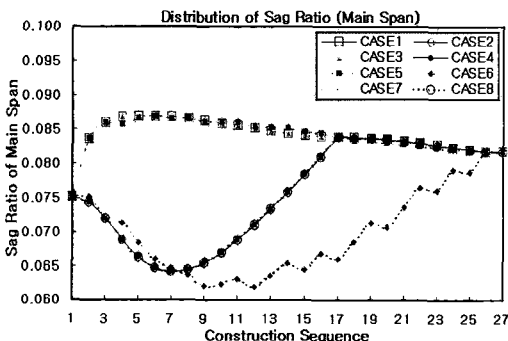


Fig. 10. Distribution of Sag Ratio at Main Span.

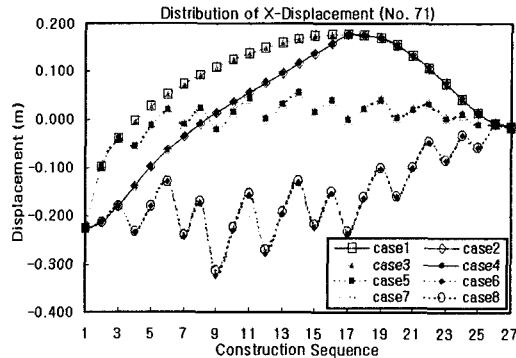


Fig. 11. Distribution of Horizontal Displacement at the Top of Tower.

동시 시공시에는 case 5와 7에서 비슷한 응답 양상을 보였는데, 시공 15단계에서 최대값 5.67e-2m로 산정되었고, 이는 측경간 보강형을 따로 시공하는 경우 보다 작은 변위가 나타났다. 하지만 case 6과 8은 9단계에서 각각 최소값 -3.24e-1m와 -3.16e-1m의 결과를 보이며 불안정한 형상이 나타나는 것을 확인할 수 있다.

이와 같이 절점변위 및 세그비 양상은 시공방안별로 각각 장·단점을 가지고 있으므로 시공방안 선정 시 주경간 보강형의 시공방향성, 시공단계별 세그비 변화 양상, 교축 및 교축직각방향 절점변위 응답 양상을 세밀히 검토한 후 최적의 방안을 선정하여야 할 것으로 사료된다.

3.3.4. 부재력 응답

부재력 응답은 주탑에서 최대 축력 및 휨모멘트가 발생하는 최하단부(#67, 81) 부재에 대하여 검토하였으며 시공변수를 고려한 시공단계별 양상을 Fig. 12에 도시하였다.

Fig. 12에서와 같이 축력에 대한 정적해석 결과는 전반적인 응답이 많은 차이를 보이지 않았으나 시공방안별 부재력 양상은 다양하게 나타났다. case 1-4의 최대 축력은 주경간이 완성되는 17단계까지 큰 증가 양상을 보였으며 17단계 이후에는 완만한 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 동시 시공성을 고려한 case 4-7의 경우에는 시공 1단계부터 최종 단계까지 선형적인 증가 양상을 보였으며 변동폭이 작은 것을 확인할 수 있다.

휨모멘트는 실시 설계 시 가장 중요한 부재형상 및 단면의 결정하는 부재력이므로 해석결과가 보다 중요하다. 휨모멘트에 대한 해석결과는 시공방안별

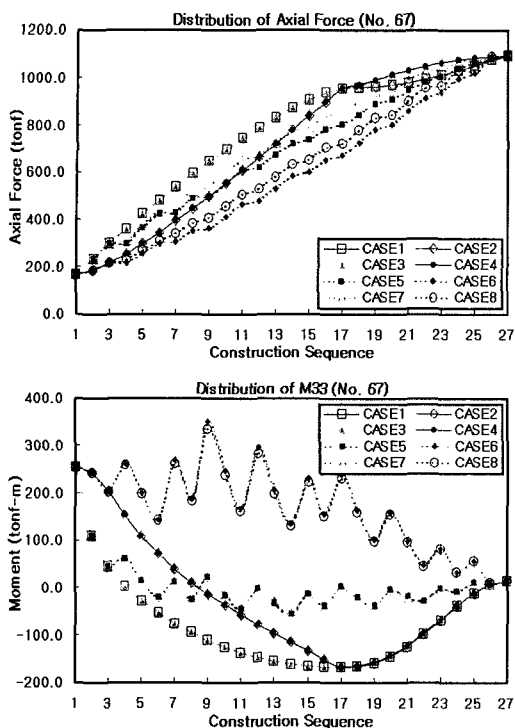


Fig. 12. Distribution of Member Force at the Bottom of Tower.

로 확연히 다른 양상을 나타냈다. 최대값은 case 6의 9단계에서 350.88tonf-m, 최소값은 case1, 3에서 -167.23tonf-m가 산정되었다.

주탑의 축력 및 휨모멘트의 시공단계별 응답을 전반적으로 평가한 결과 가장 안정된 시공방법은 case 5와 7의 경우이며, case 6과 8의 경우는 매우 불안정한 결과를 보이므로 시공 시 재고해야 할 것으로 판단된다.

이와 같이 부재력 응답 또한 시공단계해석에 있어서 시공단계별로 매우 다양한 양상을 나타냈으나 본 연구의 결과에 의하면 부재력 응답의 경우에 있어서 매우 합리적인 시공방안으로는 동시 시공성을 고려한 case 5와 7인 것으로 판단된다.

4. 결론 및 고찰

본 연구에서는 장대교량의 대표적인 현수교에 대해 시공변수를 고려한 시공단계해석을 통해 구조물의 응답 특성을 검토하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 주케이블의 긴장력 변화 결과는 보강형이 가

설됨에 따라 사하중의 증가의 영향으로 완성계에서 최대 케이블 긴장력이 산정되었다. 또한 시공방안별 응답 양상은 주경간 시공방향성이 케이블긴장력에 매우 큰 영향을 주는 것을 확인할 수 있었다.

- 2) 주경간 세그비의 변화 결과도 주경간 보강형의 시공 방향성이 세그비에 매우 큰 영향을 주는 것을 확인할 수 있었으며 동시 시공성을 고려한 case 6과 8의 경우는 가장 안정적이지 못한 시공방법으로 시공시 재고하여야 할 것으로 판단된다.

- 3) 주탑의 상단부의 절점변위 응답은 전체적인 양상은 동시 시공방안이 안정된 시공방안으로 나타났다. 특히 case 5와 7의 경우가 절점변위 응답이 가장 적당한 방안으로 평가되었다.

- 4) 주탑의 축력 및 휨모멘트의 시공단계별 응답을 전체적으로 평가한 결과 가장 안정된 시공방법은 case 5와 7의 경우이며, case 6과 8의 경우는 매우 불안정한 결과를 보이므로 시공시 재고해야 할 것으로 판단된다.

추후 연구 과제로는 현수교의 시공단계해석에 있어 크레인 등의 시공 장비와 가설재 등이 시공 중 구조물에 하중으로 고려되어서 해석을 한다면, 더욱 정확한 시공 중 안정성을 검토 할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 다양한 지진특성과 더불어 현수교의 특성상 큰 영향을 미치는 풍하중과 같은 동하중에 대한 시공단계별 거동해석을 수행하여야 할 것으로 사료된다.

감사의 글 : 본 논문은 2007년도 충주대학교 교내 학술연구비의 지원을 받아 수행한 연구입니다. 지원에 대해 감사드립니다.

참고문헌

- 1) 한국건설기술연구원, “장대교량의 설계 및 시공에 관한 연구”, 1996.
- 2) Irvine H. M., “Cable Structures”, The MIT Press. 1981.
- 3) 방명석, 한성호, “장대교량에 대한 지진응답특성 및 신뢰성해석”, 대한토목학회논문집, 2004.
- 4) 한성호, 방명석, “근거리지진의 특성과 동적응답스펙트럼에 관한 연구”, 한국안전학회지, 2005.
- 5) 김호경, “시공단계를 고려한 현수교의 3차원 해석”, 서울대학교 박사학위 논문. 1993.
- 6) 건설교통부, “남해대교 안전진단 보고서”, 1993.12.