

## 시공중 자정식 현수교의 행거 장력변화

### Hanger Tension Variation of Self-Anchored Suspension Bridge in Construction

김호경\* · 서정인\*\*

Kim, Ho Kyung · Suh, Jeong In

#### Abstract

Because the stiffening girders are constructed after the installation of hangers for typical suspension bridge, no additional tensioning to hangers in construction is necessary for this bridge type in which main cable is earth-anchored. However, for self-anchored suspension bridge, hangers are installed after temporarily supporting stiffening girders constructed in previous stage. Therefore, initial tension is required on installing hangers. Tension of hangers varies as the construction proceeds. Hence, it is necessary to determine the most efficient method of installing hangers among several methods. This study presents finite element procedures and the algorithms of construction stage analysis to simulate construction processes. Geometric nonlinear analysis scheme is also included. The most effective method regarding the installation of hangers is presented through the examples of actual bridge model.

#### 요 지

앵커리지(Anchorage)가 주케이블을 지지하는 전형적인 현수교에서는 행거를 가설한 후에 보강형을 순차적으로 가설하기 때문에 시공시 행거에 별도의 긴장력이 필요없다. 이와는 달리 자정식 현수교는 가교각으로 보강형을 지지한 후 행거를 설치하게 된다. 따라서 행거 가설시 초기 긴장력을 가할 필요가 있으며 이 후 계속되는 시공과정에 의해 장력이 지속적으로 변화하게 된다. 따라서 행거의 가설방법을 변화시켜가며 이에 따른 행거장력의 변화 양상을 파악하여 가장 효율적으로 행거를 가설할 수 있는 방법을 결정할 필요가 있다. 이를 위하여 본연구에서는 해석적인 방법을 제시하였다. 현수교 시공의 진행에 따라 단계적으로 변화하는 구조계를 모사할 수 있는 시공단계해석 알고리즘을 제시하였다. 또한 자정식 현수교에서 발생할 수 있는 기하비선형 해석모델을 제시하였다. 실물 교량을 대상으로 제시된 해석방법에 따라 가장 효과적이라고 생각되는 시공방법을 제시하였다.

\* 정회원 · 서울대학교 공학연구소 특별연구원

\*\* 서울대학교 토목공학과 박사과정

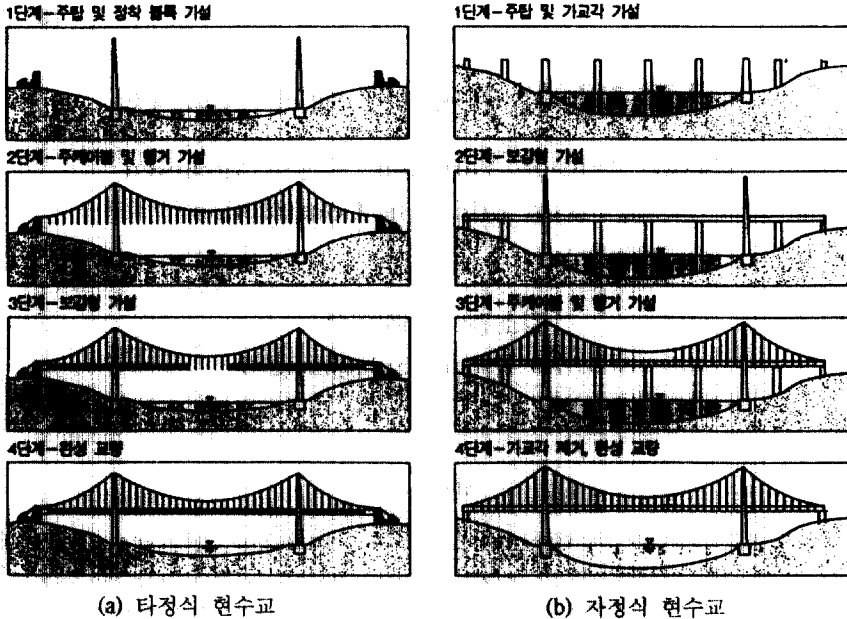


그림 1. 현수교의 시공과정

## 1. 서 론

최근 들어 교량이 길어짐에 따라 이에 적합한 구조형식이 많이 연구되고 또한 시도되고 있다. 그 대표적인 예가 현수교와 사장교이며 두 교량 모두 인장재인 케이블을 사용하여 주형의 휨모멘트를 줄이고자 하는 교량형식이다. 이와 같은 케이블 지지 교량의 형식도 날로 다양해 지고 있으며 특히 현수교의 경우 일반적인 타정식(earth-anchored type) 현수교 외에도 케이블의 큰 장력을 보강형이 지지하는 자정식(self-anchored type) 현수교도 시도되고 있다.

우리나라에서도 1973년 남해대교가 개통된 이후로 한동안 현수교의 설계 및 시공 실적이 없었으나 최근 들어 본토와 영종도를 잇는 신공항 연육교 및 부산의 광안대교가 현수교로 시공될 예정이다. 이 중 신공항 연육교는 주케이블이 공간적으로 새그를 갖는 독특한 형상의 3경간 자정식 현수교다. 일반적인 타정식 현수교의 시공과정은 그림 1(a)와 같이 주탑 설치 후 주케이블을 가설하고 행거 설치 후 보강형을 들어 올려 매달고 어느 단계에서 보강형을 용접하는 순서로 진행된다. 그러나 자정식 현수교는 이와는 달리 그림 1(b)와 같이 주탑과 기교각을 먼저 설치하고 보강형을 가설한 뒤 여기에 주케이블을

가설하고 나서 행거를 가설한 뒤 기교각을 제거함으로써 시공이 완료된다.

타정식 현수교의 경우 행거에 보강형을 매달아 들어올리고 보강형의 선형이 최종단계와 거의 일치하게 될 때 보강형을 일시에 용접하여 사하중에 의해 가급적 보강형에 휨모멘트가 유발되지 않도록 한다. 따라서 시공시 행거에 걸리는 장력은 보강형을 지지할 수 있는 정도의 장력이면 되고 별도의 긴장 작업이 필요하다.

그러나 자정식 현수교는 주케이블과 보강형을 먼저 가설한 후 행거를 설치해야 하므로 초기긴장력이 필요하며 시공이 진행됨에 따라 이 장력은 지속적으로 변화하여 최종 단계에서 설계장력에 수렴하게 된다. 이 과정 중 경우에 따라서는 최대장력이 허용장력을 넘을 수도 있다. 일반적으로 설계시에 산정되는 행거의 최대장력은 구조계가 완성된 상태에서 사하중 및 활하중에 의해 결정되므로 시공을 위해서는 별도의 검토가 필요하다고 생각된다.

이를 위하여 본 연구에서는 해석적인 방법을 제시하였다. 현수교의 해석이론은 보통 현수교를 연속체로 보고 여러 가정을 도입하여 평형방정식 및 케이블의 적합조건식을 세우고 경계조건으로부터 미분방정식의 해를 구하는 연속체 해법이 기본이 되어 왔다.<sup>(1,2)</sup> 그러나 이와 같은 방법으로는 시공도

중의 현수교를 해석하기 어렵고 또한 자정식의 경우 사하중에 의해 보강형에 큰 압축력 및 휨모멘트가 발생하므로 기본 가정이 어긋나게 된다. 또한 Abdel Ghaffar 등에 의해 제시되었던 에너지법에 근거한 해석방법도 역시 기본가정이 위배돼 적용이 불가능하다.<sup>(3)</sup>

따라서 이와 같은 경우 유한요소법(또는 매트릭스법)이 완공 후 뿐만 아니라 시공 중의 해석에도 일반적으로 적용이 가능하다. 본 연구에서도 이와 같은 점을 감안하여 현수교의 시공단계해석이 가능한 방법을 제시하였다. 시공단계해석이 가능하다는 뜻은 현수교의 주요 시공공정을 시공명령어로 정의하고 이를 나열함으로써 마치 실제 시공이 진행되는 듯이 구조체를 변화시켜 가며 구조해석을 수행할 수 있음을 의미한다.

또한 현수교는 지간이 길고 케이블이 주부재이므로 사하중 및 활하중에 의해 변형이 크며 특히 자정식의 경우 보강형에 큰 압축력이 발생하므로 대변위를 고려한 기하비선형해석이 필수적이다.<sup>(4)</sup>

따라서 본 연구에서는 자정식 현수교의 적절한 행거시공 방법을 결정하기 위해 이와 같은 사항들을 고려한 현수교의 비선형 시공단계해석 방법을 제시하고 가능하다고 생각되는 시공방법들에 대해 장력 변화를 검토하고 이를 비교하였다.

물론 지속적으로 모든 행거를 조금씩 긴장하며 시공을 진행할 수도 있겠지만 본 연구에서는 작업의 효율을 위해 일회의 긴장으로 행거를 가설한다고 가정하고 이 범위내에서 효과적이라고 생각되는 방법을 제시하였다. 시공방법의 변화는 크게 두가지를 고려했으며 첫째는 행거의 가설순서에 변화를 주는 것이며 둘째는 보강형의 지지부를 들어올려 시공한 후 내리는 것이다.

## 2. 검토대상 교량

본 연구에서 채택한 검토대상 교량은 125 m-300 m-125 m의 3경간 자정식 현수교이다. 주탑은 A형으로 주케이블이 연직면 뿐만 아니라 횡방향으로도 새그를 갖는 독특한 형상을 채택하였다. 보강형은 상하 2층의 트러스 구조로 되어 있고 하층에는 전철이 통과할 수 있도록 설계되어 있다. 그림 2 및 표 1에 검토교량에 대한 구조제원 및 물성값 등을

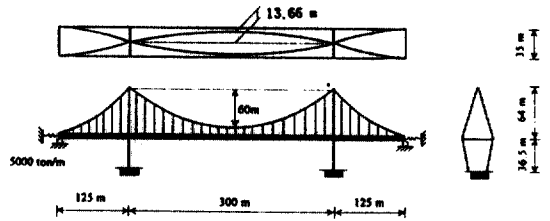


그림 2. 검토교량의 구조제원

표 1. 검토교량의 단면 및 물성값

구 조 변 수		제 원
사하중	보강형 부	455.67 KN/m
	주케이블	30.31 KN/m
단성계수	보강형 및 주탑	206,000,000 KN/m <sup>2</sup>
	주케이블	199,100,000 KN/m <sup>2</sup>
	행거	137,300,000 KN/m <sup>2</sup>
보강형의 단면상수	단면2차모멘트(강축)	219.10 m <sup>4</sup>
	단면2차모멘트(약축)	20.04 m <sup>4</sup>
	비틀상수	24.57 m <sup>4</sup>
케이블의 단면상수	주케이블	0.1355 m <sup>2</sup>
	행거	0.0155 m <sup>2</sup>
주케이블의 새그(Sag)	수직면	60 m
	수평면	13.66 m
주케이블의 수평장력		91,175 KN

나타내었다.

그림 3에는 검토교량의 개략적인 시공방법을 나타내었다.

## 3. 해석 이론

### 3.1 초기평형상태의 결정

현수교 특유의 설계상 가정을 만족시키기 위해 가장 먼저 수행되어야 하는 것이 초기평형상태의 결정이다. 이는 다음의 기지량들이 사하중에 의한 비선형 해석 후에 얻어지는 결과와 일치할 수 있도록 케이블 부재의 절점좌표와 초기길이를 산정하는 것이다.

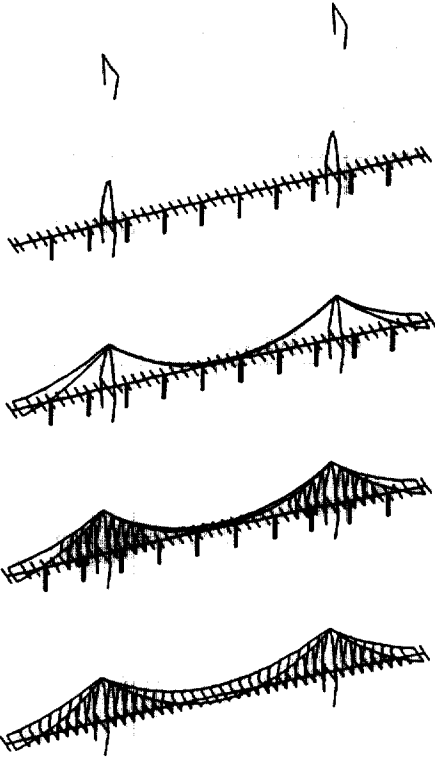


그림 3. 검토평양의 시공방법

- ① 주케이블의 Sag
- ② 보강형의 종단선형
- ③ 주탑의 좌표
- ④ 사하중에 의한 행거의 장력
- ⑤ 주케이블의 좌표

주케이블에 비해 보강형의 사하중이 훨씬 크기 때문에 주케이블이 포물선 형상이 되며 이로부터 초기평형상태를 결정할 수 있다.<sup>(4)</sup>

### 3.2 정적 비선형 해석

현수교는 설계하중에 대해서도 하중-변위간에 선형관계가 성립되지 않는 비선형 구조물이다. 이러한 비선형성은 주로 (1) Sag를 갖는 케이블의 축력-변형량 간의 비선형성 (2) 주탑이나 보강형(자정식의 경우)에 작용하는 큰 축력과 휨모멘트의 상호작용 (3) 대변위에 의한 기하형상의 변화 등에 기인한다.<sup>(6)</sup>

따라서 현수교는 설계하중하에서 기하비선형해석이 필수적이다. 본 연구에서는 공간 뼈대요소와 케이블요소의 접선강도행렬을 사용하여 바로 전단계의 형상을 기준으로 한 부재좌표계를 사용하는 Upda-

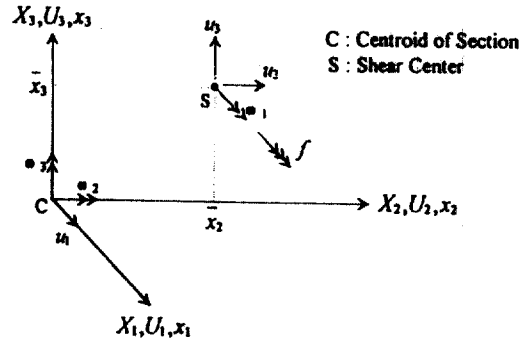


그림 4. 공간 뼈대요소의 자유도 정의

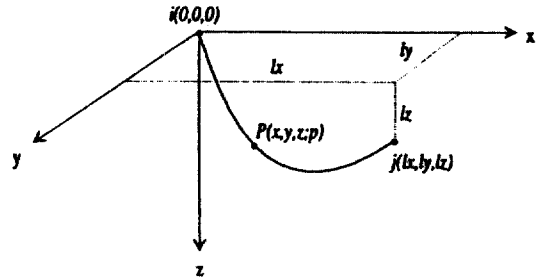


그림 5. 탄성현수선 케이블 요소

ted Lagrangian Formulation을 사용하였다.<sup>(6)</sup>

뼈대요소는 그림 4에 나타난 바와 같이 절점 단위를 포함한 7개의 자유도를 갖는 3차원 요소로서 기하비선형을 고려할 수 있는 요소이며, 또한 전단 중심과 도심이 일치하지 않는 비대칭 단면의 휨-비틀 결합효과도 고려할 수 있다. 뼈대요소의 접선강도행렬(Tangential stiffness matrix)은 Updated Lagrangian Formulation에 근거한 대변위 이론 및 비선형 변형도-변위 관계(Nonlinear strain-displacement relationship)에서 다음과 같이 구할 수 있다.<sup>(7,8)</sup>

$$K_T = K_E + K_G \quad (1)$$

여기서,  $K_E$ 는 부재탄성강도행렬(Elemental elastic stiffness matrix)이며,  $K_G$ 는 부재기하강도행렬(Elemental geometric stiffness matrix)이다.

탄성현수선 케이블요소는 그림 5와 같이 자중을 받는 케이블의 탄성현수선이론에서 유도된 엄밀해를 바탕으로 다음에 정의된 접선강도행렬  $K_T$ 를 구한 요소이며 단 한개의 요소로도 정확히 케이블의 비선형 거동을 해석할 수 있는 요소이다.<sup>(8,9)</sup>

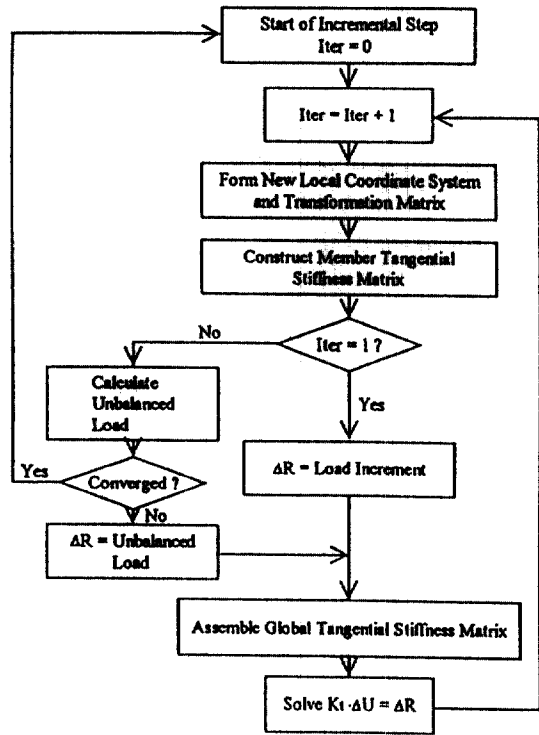


그림 6. 비선형해석의 흐름도

$$dF = K_T \cdot d\Delta \quad (2)$$

여기서  $dF$ 와  $d\Delta$ 는 각각 전체좌표계에서 정의된 절점 반력벡터 및 절점 변위벡터이며,  $K_T$ 는 케이블 요소의 접선강도행렬이다.

일반적인 기하비선형성을 고려한 평형방정식은 다음과 같다.

$$R(u) = F \quad (3)$$

여기서  $R(u)$ 는 부재내력벡터이며 변위  $u$ 의 함수이고,  $F$ 는 외력벡터이다. 식 (3)의 좌변과 우변의 차이가 불평형 하중이며 이 하중이 제거될 때까지 반복법과 증분법을 병용한 Newton-Raphson법을 사용하여 이 비선형방정식의 해를 구할 수 있다. 이때의 증분 선형방정식은 다음과 같다.

$$K_T \cdot \Delta u = \Delta F \quad (4)$$

각 반복계산 시 발생하는 처짐 및 단면력은 계속 누적되어 최종값이 된다. 이와 같은 비선형해석의 흐름도를 그림 6에 나타내었다.

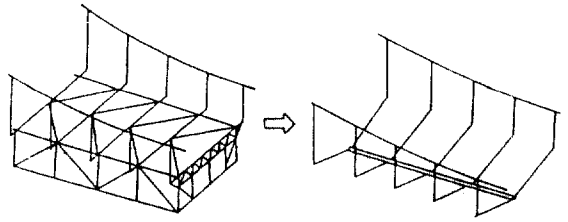


그림 7. 등가의 뼈대요소로 치환한 보강형 해석 모델

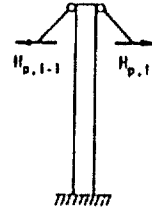


그림 8. 주탑 위 새들부의 모델링

### 3.3 검토교량의 모델링

그림 2에 나타낸 바와 같이 검토교량은 주케이블이 공간상에서 새그를 가지므로 이를 위해 3차원 모델링이 필요하다. 본 연구에서는 앞 절에서 언급된 뼈대요소를 사용하여 주탑과 보강형을 모델링하였고, 탄성현수선 케이블요소를 사용하여 주케이블 및 행거를 모델링하였다.

실교량의 보강형은 트러스형식이며 이를 등가의 뼈대요소로 치환하고 행거와 보강형의 연결은 강성이 큰 가상의 뼈대를 사용하였다. 이러한 Fish-bone 형태의 보강형 모델을 그림 7에 나타내었다.<sup>(10)</sup> 보강형 양 끝단의 경계조건을 위하여 스프링을 사용하였으며 주탑과 보강형의 연결은 절점연결요소<sup>(8)</sup>를 사용하였다.

주탑 위의 새들부에서 케이블의 지지조건은 검토교량을 포함한 일반적인 현수교에서는 주탑이 보강형에 비해 유연하기 때문에 주케이블을 주탑에 그림 8과 같이 직접 연결하여 해석을 수행하는 것이 일반적이다.<sup>(2)</sup>

### 3.4 시공과정 모사 알고리즘 및 시공단계 해석

자정식 현수교의 시공은 주탑 및 주케이블의 가설, 가지지점 및 보강형의 가설, 행거의 긴장 및 가지지점의 제거 등 여러 시공 공정의 순차적인 진행으로 이루어진다. 이와 같은 시공공정의 진행에 따른 구

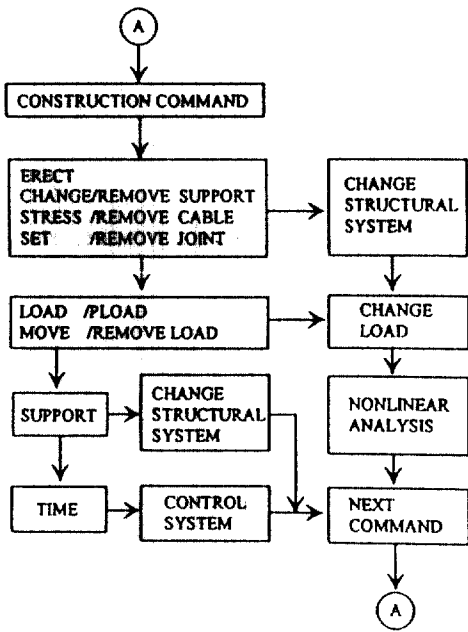


그림 9. 시공과정 모사 알고리즘

조계의 변화 양상 및 용력 검토를 위해서는 시공과정 중 구조적으로 의미를 갖는 공정을 선택하여 그 공정에 의한 구조물의 변화를 수치적으로 모사할 수 있어야 한다. 또한 그 공정이 실시되는 순서 및 한 번에 여러가지의 공정이 고려될 수 있어야 한다.

본 연구는 이러한 사항들을 고려하기 위하여 구조적으로 의미를 갖는 시공 공정에 해당하는 시공 명령어(Construction Command)를 정의하고 각 시공명령어 당 하나의 해석단계를 가지는 비선형 해석 알고리즘을 구성하였다. 본 연구에서 정의한 시공명령어는 다음과 같다.

- ① ERECT
- ② SET CABLE
- ③ SET/REMOVE JOINT
- ④ LOAD
- ⑤ MOVE/REMOVE LOAD
- ⑥ SUPPORT
- ⑦ CHANGE/REMOVE SUPPORT
- ⑧ TIME

이 시공명령어들은 프로그램의 사용자 입력 데이터로 활용되며 시공순서에 따라 단순히 나열함으로써 구조물의 해석이 진행된다. 그림 9에는 시공단계를 고려한 해석의 흐름도를 나타내었다.

시공명령어에 따라 구조물의 시스템이 결정되고 초기 불평형 하중이 발생한다. 이 하중은 여러개의 하중단계로 고려할 수 있으며, 3.2절에서 언급된 바와 같이 각 하중단계의 수렴방법은 접선강도법(Tangential Stiffness Method)을 사용하였다.

### 3.5 개발 프로그램

앞서 언급된 사항들을 바탕으로 장대 케이블지교량의 해석시스템을 개발하였다. 구체적인 기술은 참고문헌<sup>(12)</sup>으로 돌리며 특히 프로그램의 검증을 위하여 범용 프로그램 및 실교량 재하실험과의 비교도 수행하였다. 검토결과 사용 프로그램의 결과가 만족스러움을 알 수 있었다.<sup>(12)</sup>

## 4. 시공방법에 따른 장력 검토

본 연구에서는 검토가능한 시공방법 중 행거가설 순서와 지점을 들어올려 시공하는 2가지에 대해 해석을 수행해 보았다. 물론 행거를 여러 번에 걸쳐 조금씩 긴장을 할 수도 있겠지만 작업의 효율면에서 일회의 긴장으로 행거를 가설한다고 가정하였다.

시공단계해석은 초기평형상태로부터 가지지점을 세우고 역으로 행거를 제거시키며 비선형해석을 수행하였다.

먼저 시공순서만을 변화시켜가며 행거의 장력이 허용범위 내에 들어올 수 있는지를 파악하였고 그 다음 지점을 들어올려 행거를 시공한 후 다시 지점을 내리는 경우에 대하여 검토하였다. 이와 같이 행거의 설치순서 및 지점을 미리 들어올리는 것이 얼마나 효과를 주는 지를 알아보았다. 본 연구에서 고려된 시공방법을 표 2에 나타내었다.

### 4.1 행거의 시공방향에 따른 장력의 변화

타정식 현수교의 경우 행거의 시공방향은 지간 중앙부에서 주탑방향으로 시공하는 방법과 주탑부에서 중앙부로 시공하는 방법이 있다. 본 연구의 자정식 교량에 대해서도 두 방법에 의한 결과를 비교해 보기 위해 중앙경간과 측경간을 동시 시공하는 경우(경우 1)에 대해 행거장력 변화를 검토하였다.

그림 10(a)는 중앙부에서 주탑부로 시공하는 경우(경우 M-1-N), 그림 10(b)는 주탑부에서 중앙부로

표 2. 검토된 시공방법

고려가능한 경우 시공방법의 변화	경우 1	경우 2	경우 3
행거의 시공방향	중앙부에서 주탑방향으로(M)*	주탑에서 중앙부로(S)*	
행거의 시공순서	중앙경간과 측경간을 동시시공(1)*	중앙경간 시공 후 측경간 시공(2)*	측경간 시공 후 중앙경간 시공(3)*
지점인상 방법	지점을 들어올리지 않고 시공(N)*	중앙부 35 cm로 포물선 인상(P)*	전경간 35 cm 균일하게 인상(U)*

\*시공방법을 정의하는 기호, 즉 앞으로 (경우 M-1-N)은 중앙부에서 주탑방향으로 중앙경간과 측경간을 동시시공하며 지점을 들어올리지 않는 경우를 의미한다.

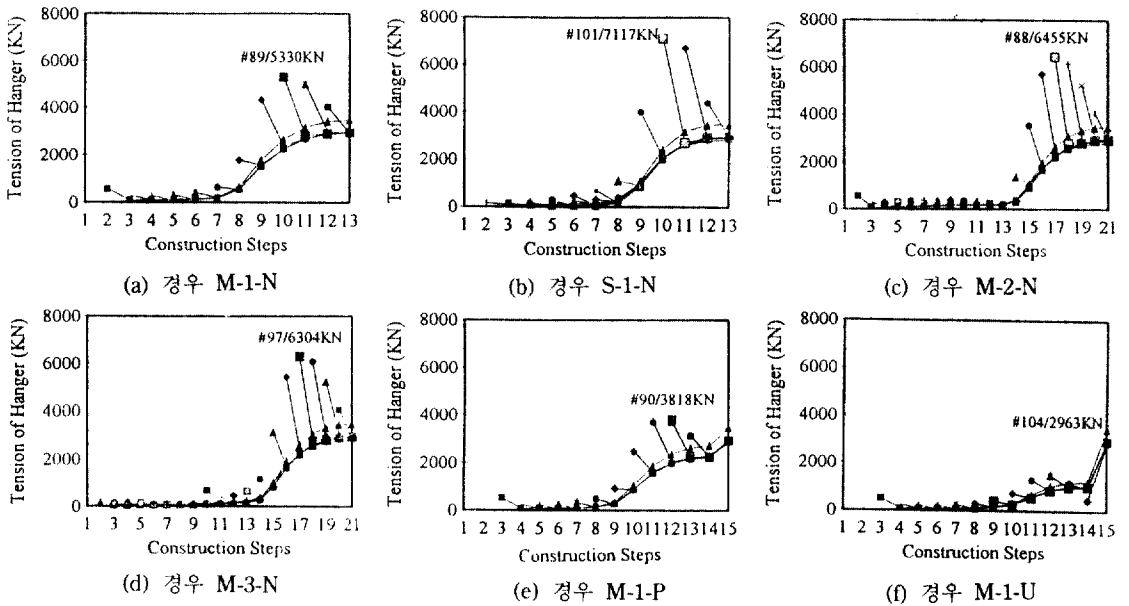


그림 10. 각 시공방법에 따른 행거장력 변화

시공하는 경우(경우 S-1-N)의 각 행거의 장력변화를 나타내고 있다. 이 그림에서 x축은 시공명령어의 나열번호로서 시공의 진행을 나타내고, 행거가 대칭배열되어 있음을 감안하여 한쪽차선의 앵커리지 부분부터 교량의 중앙부까지 행거(모델링 번호 #85-#104)의 장력변화를 나타내었다. 그림에서 약간 큰 사각형은 시공중 최대 장력을 받게되는 행거를 나타내며 그림 안의 숫자는 행거번호와 최대장력을 나타낸다.

그림에서 알 수 있듯이 최대장력은 거의 마지막에서 4번째 행거를 긴장할 때 발생하며 경우 M-1-N이 훨씬 작은 최대장력으로 행거를 시공할 수

있음을 알 수 있다. 따라서 행거장력면에서만 본다면 중앙부에서 주탑쪽으로 행거를 가설하는 것이 바람직하다고 생각된다.

#### 4.2 행거의 경간 별 시공순서에 따른 장력변화

행거의 시공방향을 중앙부에서 주탑방향으로 가설한다고 가정할 때 행거의 긴장은 중앙경간과 측경간을 동시시공(경우 M-1-N)하거나 중앙경간(경우 M-2-N) 또는 측경간(경우 M-3-N)을 먼저 시공하고 난 뒤 나머지 경간을 작업할 수도 있다.

그림 10(c)와 그림 10(d)는 각각 경우 M-2-N과 경우 M-3-N의 결과이며 이를 그림 10(a)(경우 M-1-

표 3. 가설시 행거의 최대 장력

하중 경우		비교값	최대 장력(KN)	최대 응력(kg/cm <sup>2</sup> )	극한지지력에 대한 안전률
완공 후	사하중 재하시		3001	2851	5.61
	최대 활하중 재하시		4715	3978	4.02
시공 중	경우 M-1-N		5330	4382	3.65
	경우 M-2-N		6455	5122	3.12
	경우 M-3-N		6304	5023	3.19
	경우 S-1-N		7117	5558	2.88
	경우 M-1-P		3818	3388	4.72
	경우 M-1-U		2963	2826	5.66

N)와 비교해 보았을 때 동시시공하는 경우(경우 M-1-N)가 가장 작은 장력으로 시공이 가능함을 알 수 있었다.

### 4.3 지점을 들어올렸다 내리는 방법

검토교량과 유사한 자정식 현수교인 일본의 Konohana교의 경우, 행거시공을 위하여 지점을 미리 들어올려 시공한 후 지점을 내리는 방법을 사용하였다. 본 연구에서도 이 효과를 확인하기 위해 가지지점만 포물선형상으로 들어올려 시공하는 방법(경우 M-1-P)과 전지지점을 일정하게 들어올려 시공하는 방법(경우 M-1-U, 일본 Konohana교와 유사한 방법)에 대해 해석을 수행하였다. 이때 지점인 상량은 재키로 들어올릴 수 있는 범위내에서 결정되어야 하며 여러 변수에 대해 해석을 반복해 가장 효율적인 인상량 및 방법을 결정할 필요가 있다. 본 연구에서는 단지 지점인상의 효과를 보고자하여 충분히 인상가능하다고 생각되는 35cm로 결정하였다.

그림 10(e)는 경우 M-1-P에 대한 해석 결과이며 그림 10(f)는 경우 M-1-U에 대한 해석 결과이다. 포물선형으로 들어올리는 경우 최대장력이 상당히 줄며, 일정량 전지지점을 들어올려 시공하는 경우 사하중하에서의 장력보다도 훨씬 작은 장력으로 행거를 시공할 수 있음을 알 수 있었다.

### 4.4 각 방법의 비교

이상에서 검토되었던 경우에 대해 행거의 가설 최대긴장력을 비교하여 이를 표 3에 정리하였다. 본 검토교량 행거의 극한지지력은 다음과 같다.

$$1,570,000 \text{ KN/m}^2 \times 0.0155 \text{ m}^2 = 24,335 \text{ KN}$$

일반적인 행거 로우프의 극한지지력에 대한 안전률을 3.5 이상이라고 할 때 완공 후 행거의 안전률은 최소 4 이상이므로 안전하다. 그러나 시공방법에 따라 시공 중의 안전률에 증감이 있을 수 있으며 이 경우 지점을 들어올려 시공함으로써 최대 활하중 재하 시보다 높은 안전률을 갖는 시공이 가능하다고 생각된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 자정식 현수교의 행거 가설에 대한 시공방법 및 순서를 고찰해 보았다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 본 연구에서 제시된 해석방법에 따라 자정식 현수교의 시공과정을 순차적으로 모사하는 시공단계 해석을 효율적으로 수행할 수 있었으며, 기존의 해석방법보다 훨씬 적은 노력으로 해석을 수행할 수 있음을 알 수 있었다.
- 2) 현수교의 기하비선형성을 고려할 수 있는 해석 모델을 제시하여 해석의 신뢰성을 높일 수 있었다.
- 3) 행거의 가설 순서 및 가설 방향에 따라 행거



긴장 시의 최대장력이 변화함을 알 수 있었다.

4) 지지점을 들어올려 행거를 시공하는 것은 행거 긴장력면에서 볼 때 매우 효율적이며 특히 전지지점을 일정량 들어올려 시공하는 경우 사하중 상태의 최종값보다 작은 장력으로도 행거의 가설이 가능함을 알 수 있었다.

이상의 결과 행거의 장력면에서만 본다면 검토교량의 행거가설 시 전지지점을 일제히 들어올려 시공하는 것이 검토범위 내에서 가장 효율적인 시공방법임을 알 수 있었다.

본 연구의 목적은 이와 같은 자정식 현수교의 복잡한 시공단계를 효율적으로 해석할 수 있는 비선형 해석 프로그램을 개발하고 이를 실교량에 적용하고자 하는 것이다. 행거가설에 대해 이를 적용해 본 것은 그 일례로서 실제 시공과정에는 보다 복잡한 시공과정이 도입될 것으로 예상된다. 그러나 전체적인 행거장력 변화는 본연구의 결과와 비슷한 양상을 보이리라 생각된다. 본 저자들의 경우 이러한 상세 시공과정에 대한 충분한 검토가 생략되어 있음을 시인하나 향후 본 연구가 이러한 문제에 대한 하나의 참고자료가 되었으면 한다.

### 참고문헌

1. Bleich, F., McCullough, C.B., Rosecrans, R. and Vincent, G.S., *The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges*, U.S. Bureau of Public Roads, Government Printing Office, Washington

- 25, D.C., 1950.
2. Hayashikawa, T. and Watanabe, N., "Suspension Bridge Response to Moving Loads", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 108, No. EM6, Dec., 1982, pp. 1051-1066.
3. Abdel-Ghaffar, A.M., *Dynamic Analyses of Suspension Bridge Structures*, A Report on Research Conducted under Grants from the National Science Foundation, May 1976.
4. 김호경, "현수교의 정적 비선형 해석 및 초기평형 상태의 결정", *한국강구조학회 논문집*, 제 5권 제 2호, 1993년 6월.
5. Nazmy, A.S. and Abdel-Ghaffar, A.M., "Three-Dimensional Nonlinear Static Analysis of Cable-Stayed Bridges", *Computers and Structures*, Vol. 34, No. 2, 1990, pp. 257-271.
6. Bathe, K.J., *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, 1982.
7. 김우중, 시공단계를 고려한 프리스트레스트 콘크리트 교량의 정적 및 동적 3차원 거동에 관한 연구, 서울대학교 공학박사 학위논문, 1989년 2월.
8. 김호경, 시공상태를 고려한 현수교의 3차원 해석, 서울대학교 공학박사 학위논문, 1993년 2월.
9. 안상섭, 탄성현수선 케이블요소를 이용한 3차원 케이블망의 정적 및 동적 비선형 해석, 서울대학교 공학석사 학위논문, 1991년 2월.
10. 川田忠樹, 現代の吊橋, 理工圖書, 1987.
11. 남해대교 건설지, 건설부, 1973년 12월.
12. 김호경, "장대 케이블지지 교량의 해석시스템 및 후처리시스템의 개발", *한국강구조학회 논문집*, 1993년 12월호 게재 예정.

(接受 : 1994. 8. 12)