Journal of the Korean Society of Civil Engineers
Vol. 36, No. 6: 991-998/ December, 2016
DOI: https://doi.org/10.12652/Ksce.2016.36.6.0991

ISSN 1015-6348 (Print)
ISSN 2287-934X (Online)
www.kscejournal.or.kr

Structural Engineering **구조공학**

무응력길이법을 이용한 사장교의 시공단계 해석

박세웅* · 정명락** · 민동주*** · 김문영****
Park, Se Woong*, Jung, Myung Rag**, Min, Dong Ju***, Kim, Moon Young****

Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges Using the Unstrained Element Length Method

ABSTRACT

The propose of this study is to demonstrate how efficiently and accurately the construction stages of cable-stayed bridges are analyzed using the unstrained length method (ULM) in which all unstrained element lengths are determined from a simplified analytical method (Jung et al., 2015). A forward analysis of cable-stayed bridges using the commercial FEA program, MIDAS is sequentially carried out considering the lack of fit force but the ULM is able to analyze a intermediate construction stage directly by taking the corresponding unstrained lengths of the construction stage model simply. The closing load step analysis is achieved by loading the pavement and counter weight forces in reverse. An Incheon bridge model is analyzed using the present ULM and the commercial program, respectively, and the two analysis results are compared.

Key words : Construction stage analysis, Cable-stayed bridge, Unstrained length method, Finite element analysis, Initial shape analysis

초 록

초기평형상태를 만족하는 간략해석법(Jung et al., 2015)의 무응력길이를 이용하여 사장교의 임의 시공단계를 직접적으로 모사할 수 있는 무응력길이 기반의 시공단계 해석법을 제시하고, 이 방법의 효용성과 정확성을 보이고자 한다. MIDAS해석 시 unknown load factor기능을 이용한 초기형상해석과 lack of fit force기능을 이용한 순방향해석을 실시하는데 반하여 ULM (unstrained length method)해석법은 무응력길이만 알고 있으면 중간단계를 거치지 않고 직접적으로 특정중간단계를 해석할 수 있다. 2차원 인천대교모델을 구축하고 ULM과 MIDAS를 각각 적용하여 시공단계해석을 수행하고, 수치예제를 통하여 두 해석결과를 분석한 결과, 완공계의 주탑, 주거더의 길이 차이로 인한 오차를 제외하면 비교적 서로 일치하는 결과를 보였다. 아울러, 포장무게와 카운터웨이트를 역으로 재하하여 폐합해석을 수행하고, 결과비교를 통하여 두 해석결과의 타당성을 보였다.

검색어 : 시공단계 해석, 사장교, 무응력길이법, 유한요소해석, 초기형상해석

1. 서 론

사장교와 같은 케이블 지지구조물은 초기형상해석 후 시공단계해석을 수행하게 된다. 초기형상에서의 구조물이 안전하다 할지라도 시공단계에서는 구조계가 매우 크게 변하기 때문에 시공단계해석은 필수적이다. 장대교량의 시공단계해석에 관한 연구는 꾸준히 진행되어

* DM엔지니어링 대리 (DM Engineering · ekstnf@dm-eng.com)
** 정회원 · 성균관대학교 건설환경시스템공학과 박사과정 (SungKyunKwan University · psjiehun@naver.com)
*** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 박사 (SungKyunKwan University · marshow@nate.com)
**** 종신회원 · 교신저자 · 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수 (**Corresponding Author** · SungKyunKwan University · kmye@skku.edu)

Received July 27, 2015/ **revised** June 8, 2016/ **accepted** August 17, 2016

Copyright ⓒ 2016 by the Korean Society of Civil Engineers
This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

왔다. 프리스트레스 콘크리트 교량의 시공단계에 관한 연구(Kim, 1990; Lee, 1991)가 진행되었으며 이를 바탕으로 케이블 장력보정을 통한 시공단계에서의 시공오차 관리에 관한 연구(Jo, 1994; Lee, 1998)도 진행되었다. 이 후 시공단계에서 폐합해석과 폐합력을 가하는 방법에 관한 연구(Lee and Lee, 2006)가 진행되었다. 최근 해외에서는 임시 지점을 이용한 사장교의 시공단계 해석이 주목할 만하다(Lozano-Galant et al., 2013).

시공단계 해석은 실제 교량이 시공되는 순서에 따라 순방향해석과 역방향 해석으로 구분할 수 있다. 순방향 해석은 실제 시공순서대로 주탑을 시공하고 거더와 케이블 시공을 반복하는 과정을 모델링한 후 해석하는 것이다. 역방향 해석은 실제 시공순서와 반대방향으로 해석하는 것으로 결정된 초기형상에서 주거더 및 케이블 등을 반복적으로 제거하게 된다. 이와 같이 시공단계해석을 시공순서에 따라 구분한다면 순방향 해석, 역방향 해석으로 나뉠 수 있지만 실제 해석을 기준으로 한다면 1)역방향 해석에서 구한 장력을 이용한 순방향 해석과 2)추가장력 및 폐합력을 고려한 순방향 해석으로 나눌 수 있다. 첫 번째 방법은 종래에 계속해서 사용되어 왔던 방법으로 그 정확성이 입증된 바 있다. 하지만 해석을 2번수행해야 하며 크리프 및 건조수축과 같은 시간의존적 변수를 고려하기 어렵다는 단점이 있어 최근에는 두 번째 방법이 많이 사용되고 있다. 추가장력을 이용할 경우 초기형상해석에서 구해진 장력에 각 시공단계에서 발생하는 변위를 장력으로 환산하여 더해주는 방식이다.

본 논문에서 제안하는 무응력길이법(Unstrained Length Method; Jung et al., 2015)에 기초하는 시공단계 해석법은 먼저 선행논문(Jung et al., 2015)에 제안된 간략해석법으로부터 케이블 및 프레임 요소의 무응력길이를 산정하고, 이것을 토대로 비선형유한요소해석을 수행하여 초기형상모델을 구축하게 된다. 이후에 특정한 시공단계의 구조해석모델은 대응하는 무응력길이 만을 가져와서 직접적으로 구조모델을 구축하고, 이 구조계에 대응하는 하중, 경계조건을 고려하여 통상적인 비선형 해석을 수행하면 시공단계의 평형상태 해를 구할 수 있다는 것이다.

이러한 방식은 기 언급된 1), 2)의 방식과 같은 순차적 시공단계 해석을 수행하지 않고 원하는 시공단계형상을 바로 구현할 수 있기 때문에 매우 효과적이고 뿐만 아니라 해석 시간을 단축할 수 있다. 이 방법의 효능을 보이기 위하여, 시공단계해석 수치예제의 해석결과는 추가장력을 이용한 순방향 시공단계해석을 수행하는 상용 유한요소 해석프로그램(MIDAS, 2014)과 비교하였다.

2. 무응력길이법을 이용한 사장교의 시공단계 해석

2.1 완성계 초기치 산정을 위한 무응력길이법

본 연구의 사장교 구조해석모델에서 거더와 주탑은 각각 비선형 프레임 요소, 케이블은 탄성현수선 요소를 사용한다(Jung et al., 2013). 고정하중벡터 $\boldsymbol{W}$ 만을 받는 사장교의 완성계을 위한 무응력길이법(이하 ULM)은 두 단계로 나누어 생각할 수 있다. 첫 번째 단계는 간략해석법(Jung et al., 2015)으로 구조체를 구성하는 모든 부재의 최적 무응력길이벡터 $\boldsymbol{L_o}$를 결정하는 것이다. 이후 두 번째 단계에서는 수렴할 때까지 모든 요소의 무응력길이를 변화시키지 않고 Eq. (1)의 통상적인 Newton 유한요소반복법을 수행하는 것이다.

$$\boldsymbol{K_t^{(i-1)}} \triangle \boldsymbol{U^{(i)}} = \boldsymbol{W} - \boldsymbol{F^{(i-1)}} \tag{1a}$$

$$\boldsymbol{U^{(i)}} = \boldsymbol{U^{(i-1)}} + \triangle \boldsymbol{U^{(i)}} \qquad \text{for } i = 1,2,... \tag{1b}$$

$$\boldsymbol{L_o^{(i)}} = \boldsymbol{L_o^{(i)}} = \boldsymbol{L_o^{(i-1)}} \tag{1c}$$

여기서, $\boldsymbol{K_t}$, $\boldsymbol{U}$ 와 $\boldsymbol{F}$는 각각 접선강도행렬, 절점변위, 그리고 부재력벡터를 나타내며, Eq. (1c)는 반복계산에서 모든 부재의 무응력길이가 변화하지 않는다는 것을 강조하기 위하여 표시한 것이다.

2.2 무응력길이법을 이용한 시공단계해석

시공단계해석에 적용하는 무응력길이법 또한, 두 단계를 거치게 되는데 첫 번째 단계는 완성계의 경우와 동일하다. 두 번째 단계에서는 특정한 시공단계에 대응하는 구조모델을 구축하고, Eq. (2)와 같이 특정구조모델에 대한 비선형 유한요소해석을 수행하게 된다.

$$\overline{\boldsymbol{K_t}}^{(i-1)} \triangle \overline{\boldsymbol{U}}^{(i)} = \overline{\boldsymbol{W}} + \overline{\boldsymbol{W_c}} - \overline{\boldsymbol{F}}^{(i-1)} \tag{2a}$$

$$\overline{\boldsymbol{U}}^{(i)} = \overline{\boldsymbol{U}}^{(i-1)} + \triangle \overline{\boldsymbol{U}}^{(i)} \qquad \text{for } i = 1,2,... \tag{2b}$$

여기서, $\overline{\boldsymbol{K_t}}$, $\overline{\boldsymbol{U}}$, $\overline{\boldsymbol{W}}$ 와 $\overline{\boldsymbol{F}}$ 는 각각 특정한 모델에 대응하는 접선강도행렬, 절점변위, 고정하중, 그리고 부재력벡터를 나타낸다. $\overline{\boldsymbol{W_c}}$ 는 특정 시공단계의 장비하중 또는 폐합단계의 폐합력 등을 포함하는 하중벡터를 의미한다.

이때 해석모델을 구성하는 모든 부재의 무응력길이는 온도변화, 제작오차, 그리고 크리프 등의 요인이 발생하지 않는다면 첫 번째 단계에서 구해진 요소길이를 변화시키지 않고 사용한다는 점을 다시 한번 강조한다.

3. MIDAS를 이용한 사장교의 시공단계 해석

MIDAS의 시공단계해석 과정은 선행연구에서 제시된 초기치 결과로부터 각 케이블의 장력을 취하고 역방향 해석을 수행하지

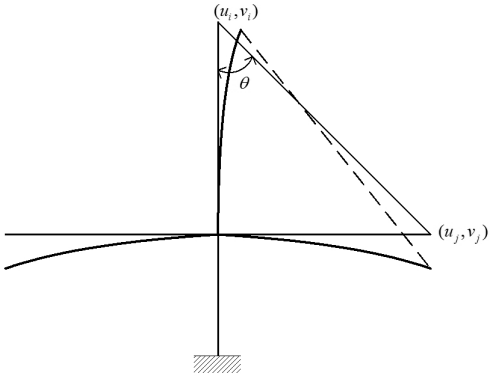


Fig. 1. Initial and Deformed Shapes of the Cable Element at a Typical Construction Stage

않고 순방향해석 시 각 시공단계에서 LFF (lack of fit force)기능을 이용한 추가적인 장력을 산정하고 이를 적절히 도입하는 방식으로 적용하고 있다(Fig. 1 참조). 이를 보다 구체적으로 설명하면 다음과 같다.

1) 우선 케이블 설치 직전 단계에서 양 단의 변위에 의한 직선길이 L' 에서 초기형상에서의 케이블 현길이 L 의 차이 $\Delta L\,(=L'-L=(u_j-u_i)\cos\theta+(v_j-v_i)\sin\theta)$ 를 구한다. 2) 그리고 그 차이에 해당하는 추가장력 $\Delta T\,(=EA_c\Delta L/L)$ 을 계산한다. 여기서 EA_c 는 케이블의 축강성이다. 3) 이렇게 구해진 추가 장력을 초기형상해석 시 구해진 장력 T_{init} 에 더하여 각 시공단계별 도입장력 $T(=T_{init}+\Delta T)$ 으로 결정하게 된다. 케이블 이론상 도입되는 장력과 길이는 밀접한 관계가 있다. 하지만 케이블의 장력은 절점의 변위에 의해서 변화하지만 무응력길이는 변하지 않는다.

따라서 초기형상해석은 원하는 형상을 만족하는 케이블의 무응력길이를 구하게 되면 이를 시공단계에 바로 대입함으로써 원하는 시공단계의 해석이 가능하다.

4. 수치예제

4.1 해석모델

ULM해석과 MIDAS을 이용하여 시공단계해석을 각각 수행하였다. 해석모델은 인천대교를 간략화한 2차원 모델이며 Fig. 2와 같다. 실제 인천대교 시공 시 가설벤트 4개를 적용하였다. 이를 구현하기위해 가설벤트는 임시지점으로 모델링 하였다. 가설벤트의 경계조건은 거더의 길이방향으로 이동이 가능한 롤러지점으로 모델링 하였으며 거더의 자중 및 포장은 200kN/m, 50kN/m이고 측경간과 중앙경간의 무게를 같게 하기 위한 카운트 웨이트는 187.5kN/m이다. 또한 데릭크레인에 의한 집중하중은 2000kN이다. Table 1은 구체적인 해석모델의 물성치를 나타낸 것이다.

Fig. 2는 인천대교의 간략화시킨 2차원 해석모델을 나타낸다.

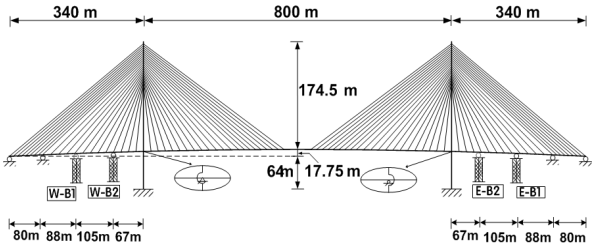


Fig. 2. An Incheon Bridge Model with 4 Temporary Supports

Table 1. Material Properties

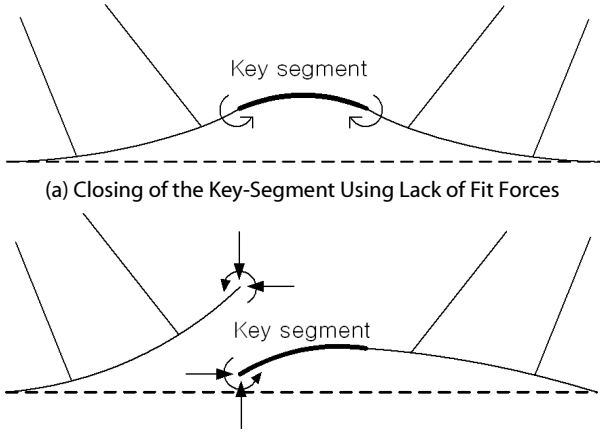
Member	E (GPa)	A (m^2)	I (m^4)	W (KN/m)
Girder	200	2.12	3.16	250
Tower 1	37.50	43.00	240.27	1065.60
Tower 2	37.50	24.13	141.71	689.10
Cable 1	195.00	0.02	-	1.86
Cable 2	195.00	0.01	-	0.93

인천대교는 총 경간은 5개이며, 길이는 각각 80m, 260m, 800m, 260m, 80m이다. 주탑의 높이는 238.5m이고, 총 84개의 사장재가 거더를 지지하고 있다. 주거더는 케이블과 케이블 사이에 4개의 프레임요소로 모델링하였다. 또한 주거더의 측경간은 2.9%경사, 중앙경간은 완화곡선으로 17.75m의 최대종거를 가지는 초기캠버를 구현하였다. 주탑의 0~182m, 182m~234.5m에 각각 물성치 Tower 1, Tower 2를 부여하였으며 케이블 1~4, 8~14, 29~56, 71~77, 81~84에 케이블 물성치 Cable 1을 5~7, 15~28, 57~70, 78~80에 케이블 물성치 Cable 2를 부여하였다.

4.2 초기형상 및 완성계

시공단계 해석 후 구조물의 형상이 초기형상과 같아야 하지만 해석방법에 따라 다른 경우가 있다. 초기형상과 완성계의 구조계가 달라지는 원인중 대표적인 원인은 폐합단계와 시간의존적 변수인 크리프 및 건조수축 때문이다. 본 논문에서는 강 사장교를 해석하였기 때문에 시간의존적 변수는 포함하고 있지 않다. 따라서 폐합력 산정 시 완성계형상에서 카운트웨이트 및 2차고정하중을 역으로 재하한 후 폐합점에서의 단면력을 폐합력으로 구하였다. MIDAS를 이용한 사장교의 시공단계 해석 시 Fig. 3(a)과 같이 보 요소에 대한 LFF 기능을 통해 폐합점에서의 폐합각, 처짐을 고려하여 자동적으로 계산할 수 있다. 하지만 본 논문과의 비교를 위해 2차고정하중을 역으로 재하하여 폐합력을 산정한 후 Fig. 3(b)와 같이 폐합력을 가하는 방식을 취하였다. Table 2는 폐합점 에서의 왼쪽과 오른쪽 거더에 가해지는 폐합력을 나타낸 것이다.

한편, 시간의존적 변수 및 폐합력을 충분히 고려했다 할지라도 실제 사장교를 시공하게 되면 해석단계에서 고려하지 못한 변수로



(a) Closing of the Key-Segment Using Lack of Fit Forces

(b) Closing of the Key-Segment Using Reversely Loaded Section Forces

Fig. 3. Two Schemes Closing the Key-Segment

Table 2. Closing Forces

		Shear Force (kN)	Axial Force (kN)	Moment (kN-m)
ULM	Left	798.88	-398.07	34,968.0
	Right	1,201.25	385.84	-34,968.3
MIDAS	Left	799.32	-537.95	35,004.9
	Right	1,200.65	535.81	-33,804.9

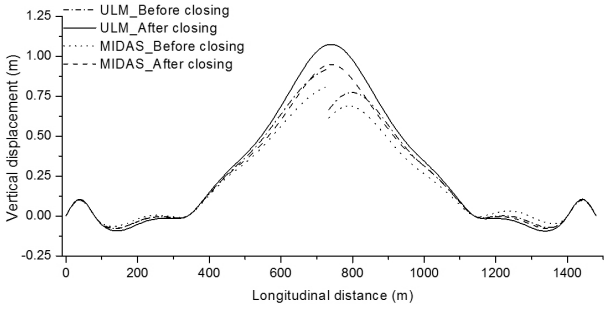


Fig. 4. Deflection Shapes of the Girder Before and After the Closing Step

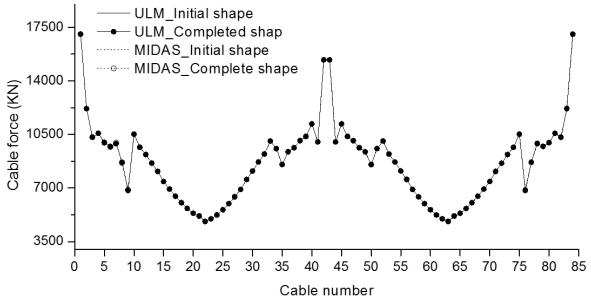


Fig. 5. Cable Force Distributions at the Initial and Complete States

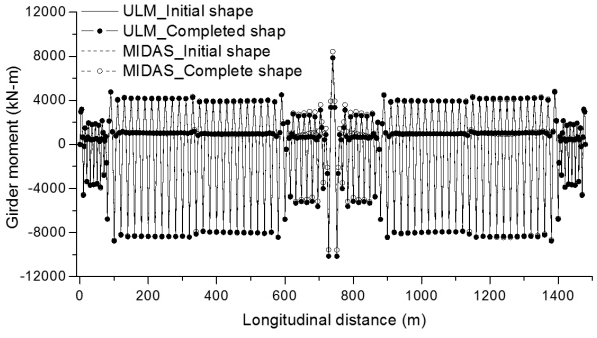


Fig. 6. Bending Moment Diagrams of the Girder at the Initial and Complete States

Table 3. Comparison of Max. Displacements and Tensions at the Initial and Completed Shapes

		ULM		MIDAS	
		Initial Shape Analysis	Compete Stage	Initial Shape Analysis	Compete Stage
Displ.of Girder (mm)	Vertical	0.8	0.8	0.6	1.3
	Horizontal	23.3	23.3	261.0	260.0
Displ.of Pylon (mm)	Vertical	1.4	1.4	49.4	49.4
	Horizontal	7.2	7.2	1.0	1.4
Max Tension (kN)		17,060.8	17,060.7	17,056.4	17,295.7

인해 완성계형상을 초기형상과 일치 시키는 것은 힘들다. 따라서 완성계형상과 초기형상이 일정오차를 벗어나지 않는 범위 내에서 시공하게 된다.

Fig. 4는 MIDAS와 무응력길이법에 의한 폐합 전 후 거더의 처짐형상을 나타낸 것으로, 최종 포장하중 재하되기 전이기 때문에 상향으로 처짐이 발생한 것을 알 수 있다. Figs. 5 and 6은 초기형상과 순방향해석의 결과로 얻은 완성계의 케이블장력, 거더모멘트를 비교한 것이다. 케이블 장력 및 거더모멘트는 ULM과 MIDAS 모두 초기형상과 완성계에서의 차이가 매우 미미 하였다. Table 3은 초기형상 및 완성계의 변위 와 케이블 장력을 비교한 것이다.

주목할 만한 점은 MIDAS의 구조해석 결과 목표형상을 기준으로 거더의 수평변위 및 주탑의 수직변위가 크게 발생하였다. ULM 해석법을 사용할 경우 이러한 문제점이 상당부분 해결된다. MIDAS 방법보다 거더의 수평방향 변위는 약 1/13 수준으로 감소하고, 주탑의 수직방향 변위는 약 1/35 수준으로 감소하였다.

4.3 시공단계 해석

시공공법은 실제 인천대교에 적용된 일방향 켄틸레버공법을

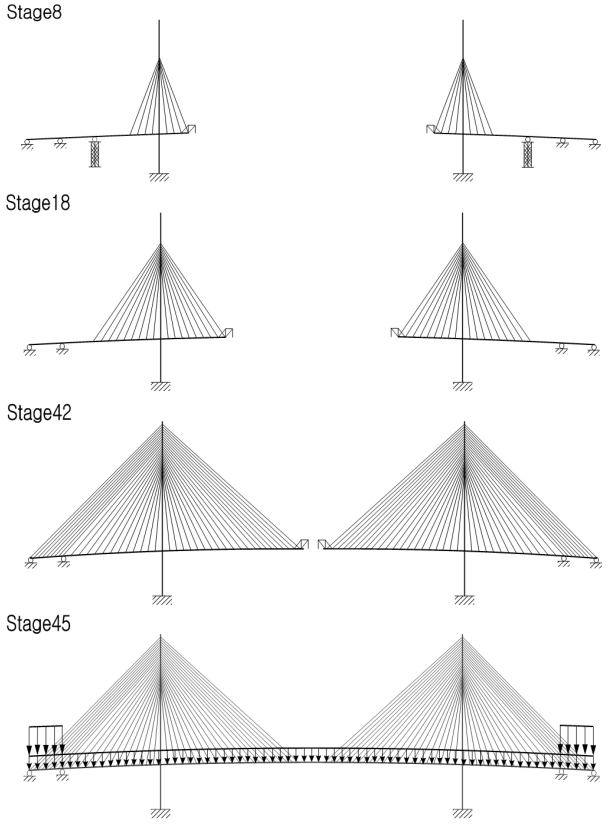


Fig. 7. Major Construction Stages

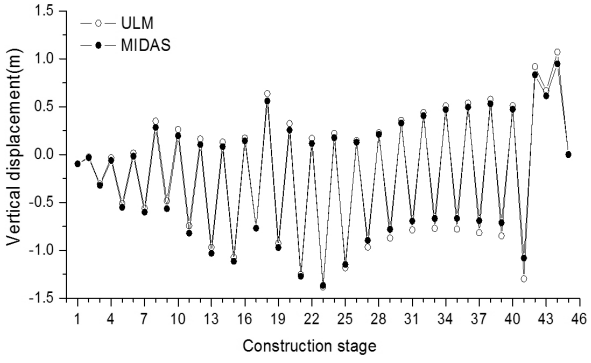


Fig. 8. Vertical Displacements at the End of Right Girder for Each Construction Stage

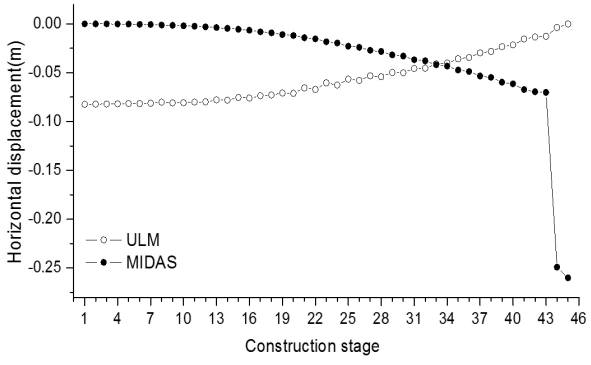


Fig. 9. Horizontal Displacements at the End of the Right Girder for Each Construction Stage

적용하였으며 시공단계는 소블럭 접합, 케이블 긴장단계, 가설벤트 해체단계등 구조물 전체의 형상에 크게 영향을 미칠 수 있는 45단계로 구성하였다. Fig. 7은 이중 중요한 시공단계를 나타낸 것이다. 특히 8단계와 18단계에서 임시가설벤트가 제거되었으며 44단계에서 폐합이 이루어졌다. 그리고 마지막 45단계에서 카운트 웨이트 및 포장하중을 재하하였다.

시공단계해석의 주 관심사는 각 시공단계에서 발생하는 거더 및 주탑의 변위, 단면력 그리고 케이블의 장력검토가 반드시 요구된다. 초기형상 또는 완성계에서 구조물이 외부하중에 충분히 견딜 수 있게 설계 및 시공되더라도 특정 시공단계의 부재력이 완성계 부재력보다 훨씬 크게 작용 할 수 있기 때문이다. Figs. 8 and 9는 오른쪽 거더 끝단의 시공단계별 수직, 수평변위를 나타낸 것이다. Fig. 8에 따르면 세그먼트 가설 후 끝단 노드는 하향 처짐이 발생하고 케이블 설치 이후 상향 처짐이 발생 하였다. 특히 상향처짐과 하향처짐의 변동 폭은 주탑에서 가장 멀리 떨어진 케이블을 긴장하는 42번 단계에서 가장 크게 발생하였다. ULM해석 시 2.22m, MIDAS 프로그램 해석시 1.91m가 발생하였다. ULM 및 MIDAS 프로그램 해석시 가장 뚜렷한 차이는 거더의 수평변위에서 나타났다. ULM해석 시 시공이 진행됨에 따라 수평변위가 점차 줄어들었

Table 4. Comparison of Max. Girder Displacements and Forces Throughout All Construction Stages

		ULM	MIDAS
Vertical displ. (m)	Max	1.07 (stage 44)	0.95 (stage 44)
	Min	-1.38 (stage 23)	-1.37 (stage 23)
Horizontal displ. (m)	Max	0 (stage 45)	0 (stage 1)
	Min	-0.08 (stage 1)	-0.26 (stage 45)
Moment (kN-m)	Max	75,017.0 (stage 15)	74,380.5 (stage 15)
	Min	-114,066. (stage 3)	-113,180. (stage 3)
Axial Force (kN)	Max	142,341. (stage 45)	142,430. (stage 45)

지만 MIDAS프로그램 해석 시 점차 증가하다가 종방향 구속을 해제하는 43번 단계에서 급격한 변위가 발생하였다. 이는 완성계 구조해석 결과 거더 수평방향 변위의 경우 ULM 방법은 목표형상과

23.3mm 정도의 오차를 보이는 반면 MIDAS 프로그램은 목표형상과 261mm의 오차를 나타내고 있다. 이러한 오차는 unknown load factor 기능 사용 시 케이블의 개수만큼 구속조건을 부여할 수 있다. 이때 부재력을 최소화 하기 위해서 거더의 수직방향과 주탑의 수평방향 변위를 구속하였기 때문에 거더의 수평방향 변위 및 주탑의 수직변위가 발생하였다.

Table 4는 주거더의 시공단계별 형상을 비교한 것이다. 거더 시공이 진행됨에 따라 수직변위가 크게 발생하듯이 주탑 또한

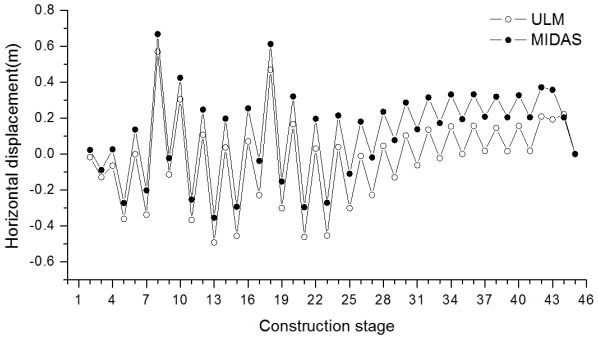


Fig. 10. Horizontal Displacements at the Top of the Right Pylon for Each Construction Stage

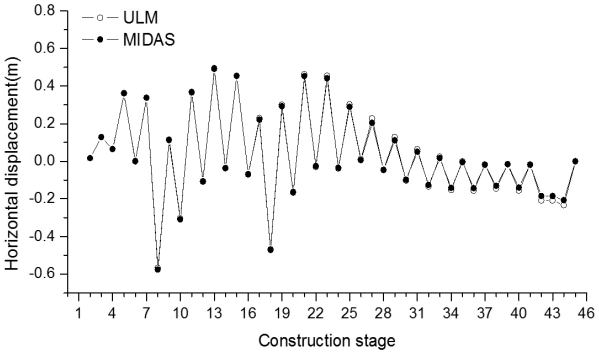


Fig. 11. Horizontal Displacements at the Top of the Left Pylon for Each Construction Stage

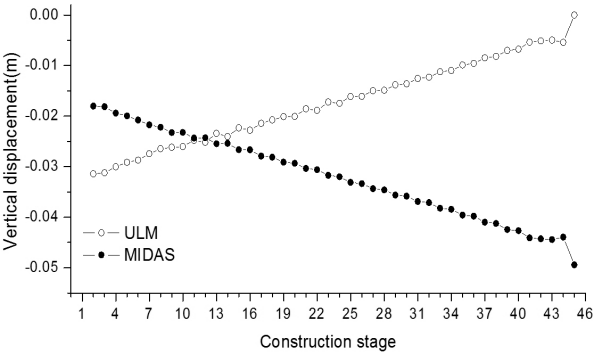


Fig. 12. Vertical Displacements at the Top of the Right Pylon for Each Construction Stage

수평변위가 크게 발생 할 수 있다. Fig. 10은 오른쪽 주탑 최상단의 수평변위를 나타낸 것이다. 오른쪽으로 이동시 (-)부호를 왼쪽으로 이동시 (+)부호를 사용하였다. 25번 단계 이전까지 매우 큰 폭으로 주탑의 수평변위가 발생하는 것을 확인 할 수 있는데 특히 임시가설 벤트가 제거되는 8번, 18번 단계에서 변위가 크게 발생하였다. 그리고 MIDAS가 ULM 보다는 주탑이 왼쪽으로 기울어져 있음을 확인할 수 있다. 아울러 Fig. 11은 왼쪽 주탑 최상단의 수평변위를 비교하여 표시한 것이다. 주탑 최상단의 수직변위(Fig. 12) 또한 상이한 결과를 나타냈다. ULM해석 시 처음 0.03m의 수직변위를 보였으나 시공됨에 따라 점차 수직변위가 줄어듬을 보였다. 하지만 MIDAS프로그램 해석 시 0.02m의 수직변위에서 점차 증가하여

Table 5. Comparison of Max. Displacements and Forces of the Right Pylon Throughout All Construction Stages

		ULM	MIDAS
Vertical displ. (m)	Max	0 (stage45)	-0.05 (stage45)
	Min	-0.03 (stage1)	-0.02 (stage1)
Horizontal displ. (m)	Max	0.57 (stage8)	0.67 (stage8)
	Min	-0.49 (stage13)	-0.35 (stage13)
Moment (kN-m)	Max	291,448.76 (stage8)	346,815.70 (stage8)
	Min	-245,790.87 (stage13)	-181,243.07 (stage13)
Axial Force (kN)	Max	214,686.64 (stage45)	253,757.09 (stage45)

Table 6. Comparison of Max. Displacements and Forces of the Left Pylon Throughout All Construction Stages

		ULM	MIDAS
Vertical displ. (m)	Max	0 (stage45)	-0.05 (stage45)
	Min	-0.03 (stage1)	-0.02 (stage1)
Horizontal displ. (m)	Max	0.49 (stage13)	0.49 (stage13)
	Min	-0.57 (stage8)	-0.58 (stage8)
Moment (kN-m)	Max	245,790.86 (stage8)	252,375.40 (stage8)
	Min	-291,448.76 (stage13)	-299,762.11 (stage13)
Axial Force (kN)	Max	214,686.64 (stage45)	253,754.25 (stage45)

0.05m까지 발생함을 확인하였다.

Tables 5 and 6은 각각 전 시공단계를 통하여 오른쪽과 왼쪽 주탑의 최대, 최소변위 및 최대부재내력 값을 요약한 것이다. 두 해석법에 의한 결과 값들이 수직변위(Fig. 12 참조)를 제외하면 비교적 서로 잘 일치 하는 것으로 판단된다.

케이블 또한 시공단계에서 장력의 변화가 크게 발생한다. 케이블의 번호는 가장 왼쪽 케이블을 기준으로 오른쪽으로 번호를 부여하였다. Figs. 13 and 14는 각각 21, 64번 케이블의 시공단계별 장력변화를 나타낸 것이다. 두 케이블은 첫 시공단계에 설치되는 케이블로 21번 케이블은 왼쪽 주탑의 왼쪽 케이블이며 64번 케이블은 오른쪽 주탑은 오른쪽 케이블을 나타낸 것이다. 21번 케이블은 MIDAS프로그램과 ULM해석시 최대 0.3%의 차이를 나타냈다. 하지만 64번 케이블은 최대 7.4%의 큰 차이를 보였다. 또한 대부분의 케이블 장력의 변화는 10번째 시공단계까지 큰 폭의 장력변화를 나타내다가 추후 그 폭이 감소하였다.

Fig. 15는 시공단계에서 발생하는 케이블의 최대장력과 완성 후 발생하는 장력을 비교하였다. 1~4, 81~84, 42, 43번 케이블을 제외한 나머지 케이블은 완성 후 보다도 시공단계에서 큰 장력을 나타냈다. MIDAS프로그램 해석시 23번 케이블에서 최대 68.80%의 차이를 나타냈으며 ULM해석시 23번, 62번 케이블에서 최대 69.30%의 장력의 차이를 나타냈다.

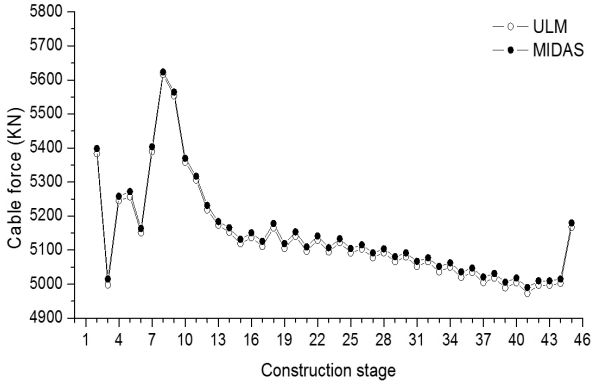


Fig. 13. Cable Forces of No. 21 Member for Each Construction Stage

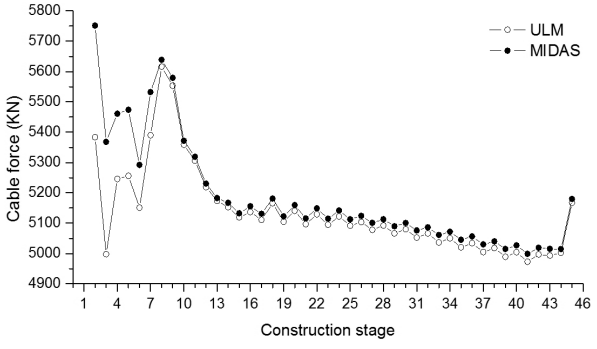


Fig. 14. Cable Forces of No. 64 Member for Each Construction Stage

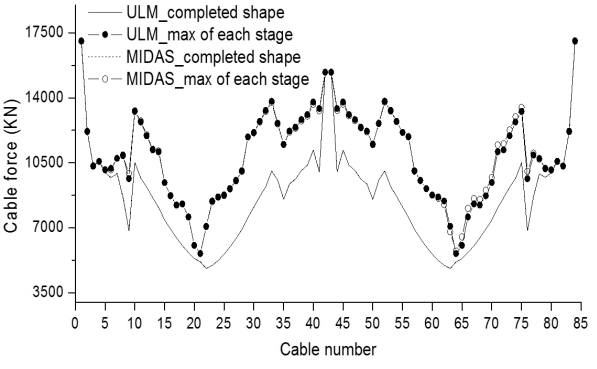


Fig. 15. Cable Force Distribution at the Complete Stage and Max. Cable Forces Throughout the Construction Stage

5. 결 론

본 연구는 무응력 길이를 이용한 사장교의 시공단계해석과 MIDAS를 이용한 시공단계해석을 비교하였다. 결론은 다음과 같다.

(1) 구조계를 구성하는 부재의 무응력길이를 알고 있다면 케이블 구조와 같이 기하비선형성이 매우 큰 구조물일 지라도, 순방향 역방향 해석을 거치지 않고 원하는 시공단계의 해석이 가능하다.

(2) 가설벤트가 제거되는 단계, 최외측 케이블을 긴장하는 단계, 그리고 종방향 구속을 해제하는 단계는 구조계가 크게 변하는 단계이다. 따라서 위 단계를 기준으로 변위 및 부재력의 변화가 급격하게 이루어지기 때문에 면밀한 검토가 요구된다.

(3) 시공단계 해석결과 부재력과 변위는 시공초기에 비교하여 시공이 진행됨에 따라 전반적으로 변위와 부재력이 모두 감소하는 경향을 보인다. 따라서 시공단계 초반에 해석과 시공관리에 각별한 주의가 요구된다.

(4) 간략해석법으로 구한 무응력길이를 적용한 ULM 해석 시 거더의 수평변위가 첫 번째 시공단계에서 가장 컸으나 시공이 진행됨에 따라 점차 줄어들어 초기치 해석결과에 매우 근접하는 비슷한 결과를 보였다. 하지만 MIDAS프로그램은 첫 번째 단계에서는 수평변위가 발생하지 않다가 시공단계가 진행됨에 따라 점차 증가함을 보였으며 종 방향 구속을 해제하는 단계에서 크게 변위가 발생하는 것을 확인할 수 있었다. 주탑의 수직변위 또한 ULM해석시 첫 번째 단계에서 가장 컸으나 시공단계가 진행됨에 따라 점차 줄어들었지만 MIDAS프로그램 해석 시 첫 단계부터 점차 증가하여 완성계에서 가장 크게 발생하였다. 이러한 차이는 근본적으로 초기치 해석결과에서 Midas는 주거

더, 주탑의 축방향 변위를 발생시키는데 반하여 ULM은 거의 발생치 않은 것에 기인한 것으로 판단된다.

(5) 케이블 장력은 시공 후 계속해서 변하지만 처음 시공 후 소블럭 가설 시 대체적으로 가장 큰 값을 나타냈다. 또한 장력의 최대값과 완성계장력을 비교하였을 때 23번, 62번 케이블에서 최대 69.6%의 장력증가를 보였다.

References

Jo, S. K. (1994). *The construction error control system for composite cable-stayed bridges*, Ph.D. Seoul National University.

Jung, M. R., Min, D. J. and Kim, M. Y. (2013). "Nonlinear analysis methods based on the unstrained element length for determining initial shaping of suspension bridges under dead loads." *Comput Struct*, Vol. 128, pp. 272-285.

Jung, M. R., Park, S. W., Min, D. J. and Kim, M. Y. (2015). "A simplified analysis method for determining an optimized initial shape of cable-stayed bridges." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 36, No. 6, pp. 947-954 (in Korean).

Kim, S. J., Shim, K. S., Won, D. H., Cho, S. K. and Kang, Y. J. (2011). "Stability analysis of steel cable-stayed bridges under construction stage." *Journal of Korean Society of Steel Construction*, Vol. 23, No. 1, pp. 99-111 (in Korean).

Kim, W. J. (1990). *A Study on static and dynamic spatial behavior of prestressed concrete bridges considering construction stages*, Ph.D. Seoul National University (in Korean).

Lee, J. S. (1991). *Time-dependent nonlinear analysis of segmentally erected cable-supported pre stressed concrete frame structures*, Ph.D. Seoul National University (in Korean).

Lee, M. J. (1998). *Construction stage analysis and error control of suspension bridges on the basis of initial equilibrium state*, Ph.D. Seoul National University.

Lee, M. K. and Lee, H. S. (2006). "Closing analysis of symmetric steel cable-stayed bridges and estimation of construction error." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 26, No. 1-A, pp. 55-65 (in Korean).

Lozano-Galant, J. A., Paya-Zaforteza, I., Xuc, D. and Turmo, J. (2013). "Direct simulation of tensioning process of cable-stayed bridges." *Comput Struct*, Vol. 121, pp. 64-75.

Midas (2014). MIDAS IT, Midas-Civil Manual 2014.