

콘크리트 주탑의 시간 의존적 거동을 고려한 인천대교의 비선형 해석

Nonlinear Analysis of Incheon Bridge Considering Time-Dependent Behavior of Concrete Pylon

하 수 복* 김 진 일* 황 창 희** 신 현 목† 김 문 영***
Ha, Su-Bok Kim, Jin-Il Hwang, Chang-hee Shin, Hyun-Mock Kim, Moon-Young

요 지

최근의 토목분야의 프로젝트에 있어 장대교량의 건설이 주를 이루고 있으며, 장대교량의 여러 형식 가운데서도 사장교가 현재 계획, 설계 중인 프로젝트에서 상당한 비중을 차지하고 있다. 사장교가 대형화 및 장경간화 됨에 따라, 구조물의 경량화를 위하여 강재를 사용한 사장교가 건설되어 왔다. 그러나 많은 사례에서 주탑은 구조적, 경제적인 이유로 콘크리트로 시공되고 있다. 콘크리트는 재료적 특성상 크리프와 건조수축에 의한 장기거동의 영향을 크게 받는데, 이러한 특성으로 인하여 응력의 재분배와 시공 중 구조계의 변화 등 해석상 고려해야 할 부분이 많아진다. 본 연구에서는 철근콘크리트의 비선형성을 고려한 유한요소해석 프로그램 RCAHEST를 사용하여 콘크리트 주탑을 채택한 사장교 중에 국내 최장의 강사장교인 인천대교를 선택하여 해석을 수행하였다. 실제 시공된 교량의 시공단계해석과 완공 후 시간해석을 통하여 콘크리트 주탑만의 시간 의존적 효과가 사장교 전체계에 미치는 영향을 파악하였다.

핵심용어 : 콘크리트 주탑, 인천대교, 사장교, 시간 의존적 효과

Abstract

Recently, building of long span bridge is increasing and cable stayed bridges have large portion in civil projects. As the spans of bridges become longer, steel cable-stayed bridges have been constructed mainly for slim structure. But in many case, pylons are constructed by concrete for the stability of structures and the economy. Concrete is greatly influenced by the long-term behavior like creep and drying shrinkage, so analysis of stress redistribution and structural change in construction is required. In this study, as a cable stayed bridge with concrete pylon, Incheon Bridge is analyzed by nonlinear FEM analysis program RCAHEST. Through this analysis, time dependent effect of concrete pylon to whole cable stayed bridge system is studied.

Keywords : Concrete pylon, Incheon Bridge, cable-stayed bridge, time-dependent effect

1. 서 론

최근의 토목분야의 프로젝트에 있어 장대교량의 건설이 주를 이루고 있으며 장대교량의 여러 형식 가운데서도 사장교가 현재 계획, 설계 중인 프로젝트에서 상당한 비중을 차지하고 있다. 사장교가 대형화 및 장경간화 됨에 따라, 구조물의 경량화를 위하여 강재를 사용한 사장교가 건설되어 왔다.

그러나 주탑과 교각은 대부분 콘크리트로 시공되고 있으며, 특히 최근 발주, 건설되고 있는 초장대 사장교들의 경우, 강보강형과 콘크리트 주탑을 선택하는 경우가 많다.

콘크리트는 재료적 특성상 크리프와 건조수축에 의한 장기거동의 영향을 크게 받는데, 이러한 특성으로 인하여 응력의 재분배와 시공 중 구조계의 변화 등 해석상 고려해야 할 부분이 많아진다. 시간이 길어지고, 콘크리트 주탑이 고층화 됨

† 책임저자, 정회원 · 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수
Tel: 031-290-7513 ; Fax: 031-290-7549
E-mail: hmshin@skku.edu

* 성균관대학교 초고층장대교량학과 석사과정

** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 석사과정

*** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수

• 이 논문에 대한 토론을 2012년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2012년 8월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

에 따라, 주탑에 작용하는 압축하중과 그로 인한 탄성처짐과 크리프에 의한 처짐이 더욱 커질 것으로 예상된다. 따라서 콘크리트 주탑의 시간 의존적 거동이 사장교 전체계에 미치는 영향의 분석이 필요하다고 판단된다.

본 연구에서는 국내 최장 강사장교이며, 가장 높은 콘크리트 주탑을 보유하고 있는 인천대교를 선택하여 시공단계해석 및 완공 후 10,000일의 시간해석을 수행하였다.

해석에는 미국 버클리 대학의 Taylor가 개발한 범용유한요소해석 프로그램인 FEAP(Finite Element Analysis Program)에 철근콘크리트의 재료적 비선형성을 고려한 해석 모델을 적용한 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in High Evaluation System Technology)에 사용자 정의 요소를 추가하고 해석을 수행하였다.

기존의 사장교 전체계 해석 연구에서는 콘크리트 주탑에 초점을 맞춰 시공단계해석을 한 경우는 찾아보기 어렵고 대부분의 시공단계해석에서 2차원으로 해석하고 있었으나 본 연구에서는 주탑과 교각의 시공을 시공단계에 포함하여 3차원 해석을 수행하였다.

2. 파이버 보-기둥 요소

보강형 및 주탑에 사용되는 파이버 요소의 정식화는 Spacone *et al.*(1996)이 제안한 유연도법에 근거한 보-기둥 요소에 기초한다. 절점에서 6자유도를 가진 모든 요소에 대해 비틀림 자유도는 선형탄성거동을 하고 축방향 자유도와 휨자유도는 함께 연동하지 않는다고 가정한다.

파이버 요소에 사용되는 기하비선형은 Neuenhfer & Philippou(1998)이 제안한 식에 기초한다.

요소 단면의 각 파이버 요소들은 각각 크리프 및 건조수축, 재령 효과 등의 시간 의존적 특성을 가지고 있다. 본 연구에서는 2축 휨과 축력을 유발하는 파이버 보-기둥 요소를 1차원 요소로 간략화하여 사용하였다.

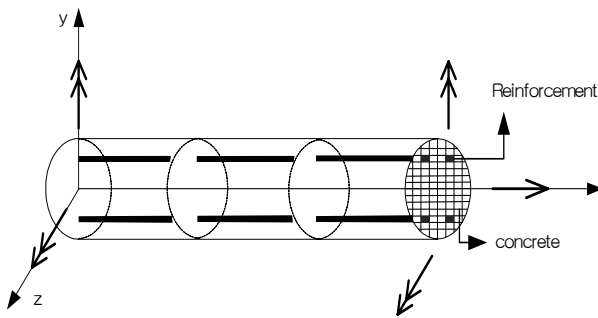


Fig. 1 Fiber beam-column element in the local reference system : subdivision of cross section into fibers

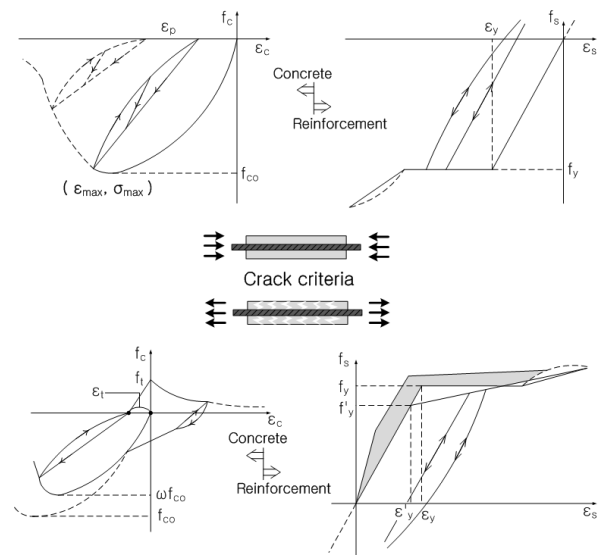


Fig. 2 Uniaxial stress - strain relation of concrete & reinforcement

3. 비선형 재료모델

비선형 철근 콘크리트의 구성방정식은 분산균열모델에 기초하고 있으며, 콘크리트의 압축 모델은 탄소성 파괴 모델(EPF)에 기초한다(Okamura *et al.*, 1987).

균열 후 콘크리트가 가지는 비선형성은 소성론에 기초한 복구가 불가능한 소성변형 및 에너지 흡수능력의 상실 정도를 나타내는 균열(Fracture)에 기인한다. 본 연구에서는 EPF model을 1축 상태의 파이버 보-기둥 요소로 단순화하여 사용하였다.

철근 콘크리트 재료 모델에서 콘크리트와 철근의 부착 효과 때문에 콘크리트는 균열 이후에도 다소간 인장응력의 일부를 분담하게 된다. 따라서 이를 고려하기 위해 Shima *et al.*(1987)의 Tension stiffness model을 사용하였다.

본 논문에 사용된 철근 및 콘크리트 파이버의 압축 및 인장 재료모델을 Fig. 2에 간략히 나타내었다. 여기서는 앞서 설명한 3차원 파이버 보-기둥 요소내의 1차원 철근 콘크리트 파이버 재료 모델에 적용될 균열 직각방향의 압축강성모델 및 Tension stiffening model에 대한 내용을 나타내었다.

4. 시간 의존적 해석 모델

시간 의존적 효과로 인한 비역학적 변형은 강도증가 현상, 크리프, 건조수축 등에 기인한다. 본 연구에서는 일반적으로 널리 사용되는 국내의 콘크리트구조 설계기준 2007(KCI 2007)과 Eurocode(2004)를 사용하였다. 콘크리트의 경우 건조수축 및 재령에 따른 aging 효과는 시간 증분으로부터

바로 구할 수 있지만 크리프의 경우는 지속 응력에 종속되는 특성이므로 바로 산출해 내기는 힘들다. 따라서 계산 편의를 위해 크리프 계수를 Kabir가 제안한 Dirichlet series(1976)를 이용하여 다음과 같이 근사적으로 표현하였다.

시간 t 에서의 크리프 변형률은 식 (1)과 같이 된다.

$$\Delta \epsilon_n^{cr} = \sum_{i=1}^m A_{i,n-1} (1 - e^{-\lambda_i \Delta t_n}) \quad (1)$$

콘크리트 파이버의 총 변형률은 순간 하중으로 인한 역학적 변형률과 시간 의존적 효과를 고려한 비역학적 변형률의 합으로 계산된다. 재료 모델 및 시간 의존적 거동에 관한 세부 사항은 Seong(2010) 등에 나타나 있다.

5. 케이블 요소

사장교의 케이블의 경우 큰 인장력을 받아서 케이블에 발생하는 새그(sag)가 매우 작은 처짐 형상을 나타낸다. 따라서 이러한 케이블 부재는 두 개의 고정점에 포물선 형태로 연결된다고 가정할 수 있다. 새그가 작은 사장교의 경우에 탄성현수선 요소 대신에 사용가능한 탄성포물선 요소는 현수선 요소에 근접하는 정확도를 가지면서 수렴속도도 빠른 장점을 가지고 있다.

큰 장력이 도입된 후, 유도된 탄성현수선 케이블 요소의 적합방정식은 Taylor 급수를 통하여 정리하면 다음 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$T^3 + \frac{EA_0}{L_0} (L_0 - L) T^2 - \frac{EA_0 (wL_0)^2}{24} = 0 \quad (2)$$

위의 식을 이용하여 주어진 무응력장으로 장력을 반복계산을 통해 구할 수 있다.

6. 교량의 제원

대상 교량인 인천광역시 소재의 인천대교는 총 연장이 21.38 km로 인천국제공항과 인천송도국제도시를 연결하는 해상교량이다. 1480m 길이의 사장교 구간은 주경간이 800 m로 국내 최장의 사장교이며, 콘크리트 주탑도 238.5m로 가장 높은 높이를 보유하고 있다.

인천대교 사장교 구간은 5경간 연속으로 2개의 주탑을 갖는 대칭구조이며 대략적인 교량의 형상은 Fig. 3에 나타나 있다. 상판은 공기역학적 안정성 확보 및 자중 저감을 위해 유

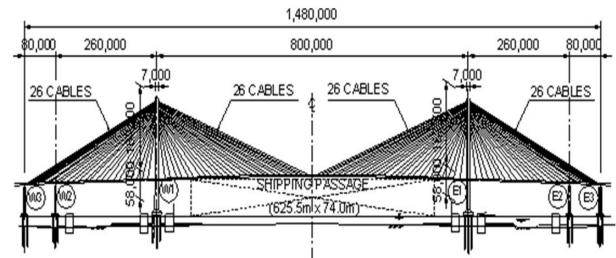


Fig. 3 Overview of Incheon bridge(mm)

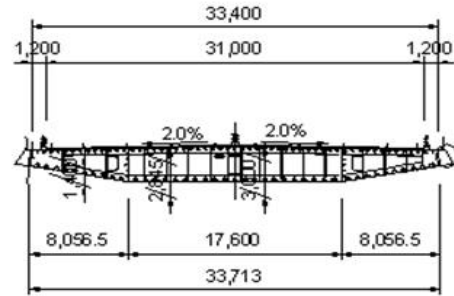


Fig. 4 Cross section of bridge deck(mm)

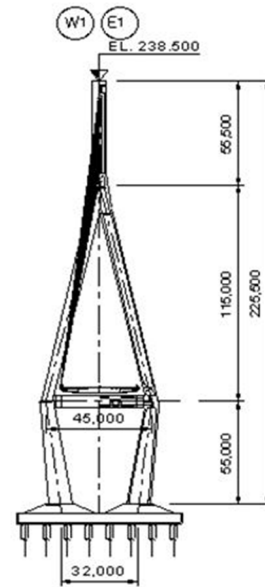


Fig. 5 Shape of pylons(mm)

선형의 스틸박스거더 형식이 사용되었다. 케이블 사장재는 15m 간격으로 상판 외측에 이면식으로 설치되었다.

주탑은 교량 전체의 비틀림 강성을 향상시키기 위해 역Y형 콘크리트 주탑을 적용하였다. 역Y형 주탑은 H형이나 단일기둥형식에 비해 거더의 비틀림 진동수가 커서 플러터 발생 유발 풍속을 높일 수 있다. 주탑 하부는 교축 직각 방향 설계를 합리화하고 기초의 규모에 맞도록 주탑 형상을 마름모로 하였다. 또한 항로 높이가 74m로 높으며 중앙 경간이 길어서 콘크리트 주탑 높이가 평균 해수면과 비교하여 약 238.5m에 달한다.

케이블 배치는 주탑과 거더의 처짐을 제어하기 유리한 Semi-Fan 형식을 채용하였으며 동일한 강도를 가지면서도 상대적으로 직경이 작아서 정적 풍하중 및 케이블진동 발생 억제에 유리한 PWS(Parallel Wire Strand) 방식이 사용되었다.

상판 거더는 변단면으로 해석에서는 32개의 단면으로 나누어 모델링하였으며 대표적인 단면의 형상을 Fig. 4에 나타내었다. 주탑의 대략적인 형상을 Fig. 5에 나타내었다.

중간 교각은 높이 58.1m의 중공 박스 단면 형식의 독립된 두 개의 기둥으로 구성되었다. 단부 교각은 높이 55.8m의 중공 박스 단면 형식이며 두 개의 기둥이 가로보로 연결된 라멘 형식을 취하고 있다. 단부 및 중간교각에는 부반력에 저항하기 위하여 Counter-Weight Concrete와 타이다운 케이블이 병행설치되었다.

교량에 사용된 재료의 대표적인 물성치는 다음과 같다.

Table 1 Details of steel & cable

Steel	Elastic modulus (MPa)	Shear modulus (MPa)
Girder	200,000	78,900
Cable	195,000	78,900

Table 2 Details of concrete properties (KCI)

Concrete	Strength (MPa)	Ult. creep coeff.	Ult. shrinkage strain
Pylon	45	2.05	0.000261
Pylon cross beam	45	1.35	0.000261
Pier	35	2.33	0.000299

사장재는 104개의 케이블이 2면으로 총 208개의 케이블이 사용되었고 주탑 W1과 E1에 절반씩 대칭으로 배치되었다. 각 케이블의 단면적 및 초기 긴장력은 시공사 측의 자료(인천대교 민간투자사업 구조계산서, 2009)를 참고하였다.

기본적으로 교량의 설계 시에 케이블 장력값이 이미 결정되어 있지만, 시공 중에 발생하는 여러 변수 때문에 설계하중 및 시공중 하중이 바뀔 수 있고 이에 따라 장력값은 재차 계산된다. 케이블의 초기 긴장력은 상판에 발생하는 모멘트를 최소화하는 것을 목적으로 하여 반복적인 계산을 거쳐 결정되었다.

인천대교의 케이블은 PWS 방식으로 공장에서 제작된 정확한 무응력장 길이를 가지는 케이블을 운반하여 한 번에 설치하며, MS 방식과는 달리 추가적인 장력 조절 작업을 실시하지 않는다.

7. 유한요소 모델링

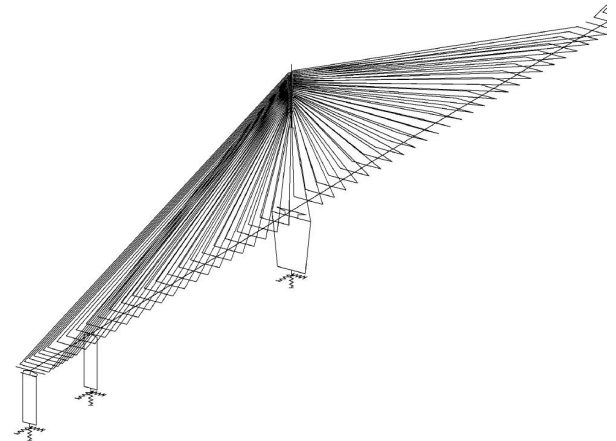


Fig. 6 Analysis modeling of Incheon bridge

인천대교의 시공단계별 해석에는 1323개의 보-기둥 요소와 208개의 케이블 요소, 32개의 스프링요소가 사용되었다. Fig. 6에는 유한요소해석을 위한 인천대교의 뼈대구조물의 형상을 절반만 나타내었다. 상판은 파이버 보-기둥 요소를 사용하여 Fig. 6과 같이 모델링하였으며 케이블이 정착되는 각도와 위치를 묘사하기 위해 거더와 주탑에 높은 강성을 가지는 Rigid bar를 사용하여 연결하였다.

주탑은 역Y형으로 Fig. 6과 같이 3차원으로 모델링되었다. 단부교각은 가로보와 두 개의 교각으로 모델링되었고, 중간 교각은 두 개의 교각만으로 모델링되었다. 주탑 및 교각에는 상판과의 연결부인 슈를 묘사하기 위한 스프링 요소가 사용되었다. 또한 지반을 묘사하기 위하여 주탑과 교각, 그리고 벤트의 지점 부에도 스프링 요소가 사용되었다.

교량의 시공 단계는 다음과 같이 가정하였다. 주탑과 교각은 현장 타설 방식으로 시공되며 첫 번째 케이블 가설이 실시되기 전 738일부터 타설되기 시작한다. 주탑은 실제로는 57 LOT에 걸쳐서 타설이 되나 이를 모두 고려하려면 해석상 무리가 따르며 결과에 큰 차이를 주지 않기 때문에 Fig. 7과 같이 크게 4단계로 구분하였다.

또한 케이블이 정착되는 Anchorage box(강각) 부분은 시간 의존적 효과의 영향을 받지 않는 것으로 하였다.

주탑과 중간 교각 사이에는 2개의 벤트를 설치하여 측경간 측의 상판이 케이블의 가설에 앞서 모두 시공된다. 이후의 시공단계는 중앙 경간 측으로 상판이 한 세그먼트씩 전진하며 주탑에 대해 대칭되는 측경간과 주경간의 케이블이 두 쌍씩 동시에 가설된다. 각 가설단계는 7일 간격으로 진행되며 주탑 W1과 E1이 각각 52쌍의 케이블을 가설하게 된다. 완공 후 카운터 웨이트가 채워지며 이후 187일 후에 포장하중이 채워지면서 완공된다. Fig. 8에 단순화된 시공단계의 간략도를 나타내었다.

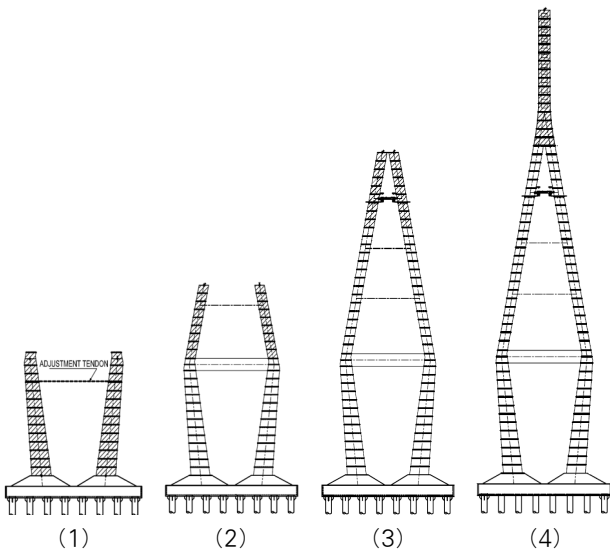


Fig. 7 modeling of pylon construction stage

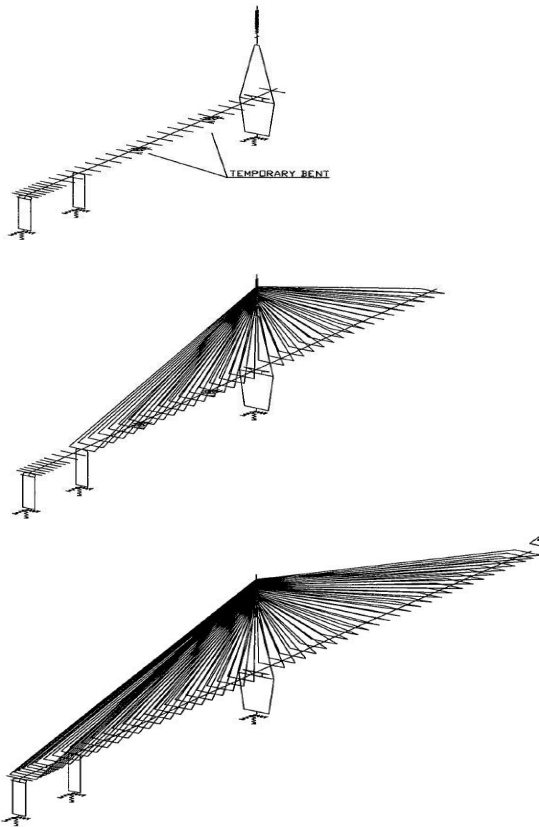


Fig. 8 Analysis of construction phase

주탑과 거더 등 각 절점의 좌표는 탄성처짐과 크리프, 건조 수축에 의한 처짐을 고려한 캠버를 포함하는 시공 좌표를 사용하였다. 따라서 주어진 장력값을 사용하여 시공단계해석을 수행시 실제와 근접한 결과를 나타낼 것으로 예상되며 완공 시의 좌표가 곧 계획 좌표가 되도록 하는 것이 이상적이다.

교량이 완공된 후에는 10,000일의 시간 의존적 해석을 수

행하였다. 콘크리트의 시간 의존적인 효과인 재령, 크리프, 건조수축은 콘크리트 구조 설계기준(2007)에 의해서 계산되었으며 이와 유사한 방식을 따르는 Eurocode(2004) 기준으로 해석을 수행하여 이를 비교하였다.

8. 해석 결과

시공 단계별 해석 결과 중 일부를 정리하면 다음과 같다. 먼저 최종 시공단계에서 상판의 처짐을 Fig. 9에 나타내었다. 시간 의존적 효과가 해석 결과에 미치는 영향을 비교하기 위하여 각 시공단계 사이의 시간 의존적 해석을 생략한 결과와 함께 나타내었다.

완공 시 주경간의 최대 처짐은 시간 의존적 효과를 무시한 해석의 경우 약 32mm이며, 시간 의존적 해석은 약 128mm로 네 배 정도 크게 나타났다. 대상 교량에서 시간 의존적인 효과의 영향을 받는 부분은 주탑과 교각 뿐이지만 시간 의존적 효과를 무시한 해석은 상판의 처짐이 시간 의존적 효과를 고려한 해석의 경우와 상당한 차이를 나타냈다. 특히 주탑은 그 높이가 매우 높고 교량 전체 자중의 대부분을 지지하면서 강한 압축력을 받기 때문에 시간 의존적 효과의 영향을 크게 받는 것으로 판단된다.

Fig. 10에는 대표적인 시공 단계별로 시간 의존적 해석에 의한 교량의 처짐 형상 변화를 나타내었다. 대표적인 시공단계를 들씩 짚지어 나타냄으로서 상판처짐의 대략적인 형상을 나타냈다. 무응력장이 결정된 PWS 케이블을 가설한 후에 케이블의 장력 조절을 별도로 하지 않기 때문에 시공 시 도입하는 장력은 완성계에서 최적이며 시공 중에는 그림과 같이 상당한 솟음을 발생시킨다. 이러한 솟음은 key segment를 연결할 때에도 유지되며, 이후 포장하중을 재하함에 따라 최종적인 처짐이 나타난다.

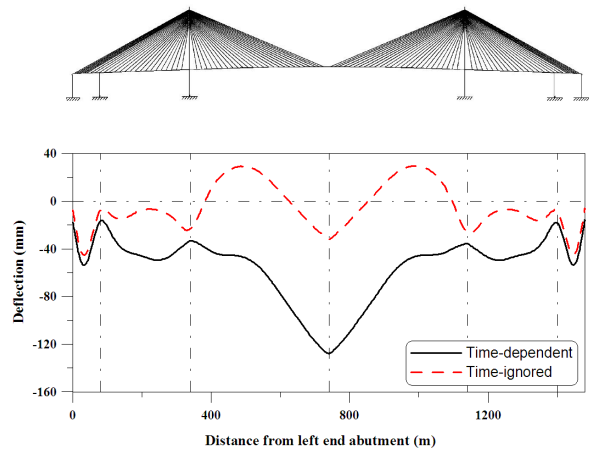


Fig. 9 Deflection at the final construction phase

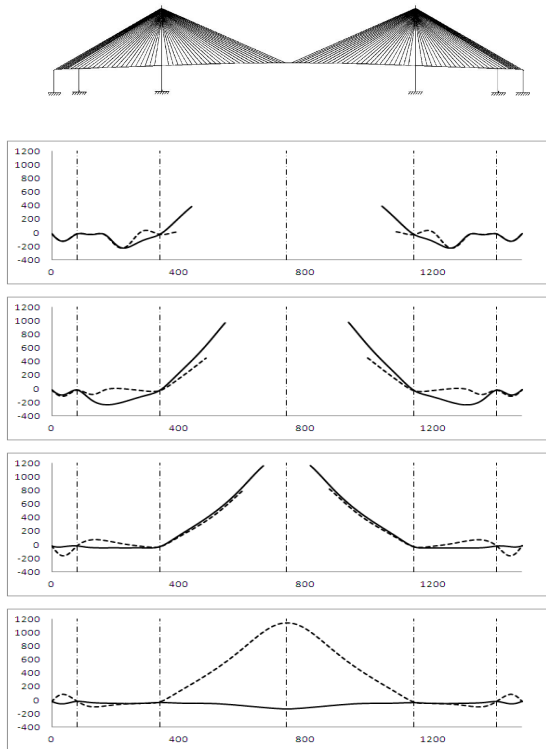


Fig. 10 Deflection at different construction phase

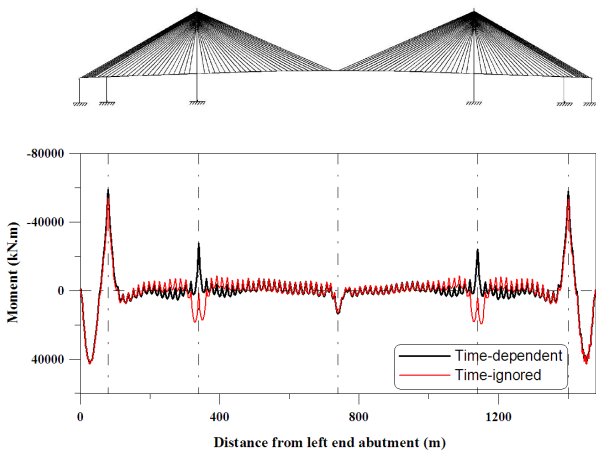


Fig. 11 Moment diagram of deck at the final construction phase

Fig. 11에는 최종 시공단계에서의 상판의 모멘트 분포를 나타내었다. 처짐과 마찬가지로 시간 의존적 효과가 해석 결과에 미치는 영향을 비교하기 위하여 각 시공단계 사이의 시간 의존적 해석을 생략한 결과와 함께 나타내었다.

시간 의존적 해석에서는 주탑부에서 부모멘트가 나타나고 있으나 시간 의존적 효과를 무시한 경우에는 정모멘트의 경향을 보이고 있으며 최대 29042kN·m의 차이를 보였다. 주탑부를 제외하면 모멘트의 분포는 거의 유사하며, 주탑의 시간 의존적 효과가 주탑부 주변 거더 단면력의 차이에 결정적인 역할을 하고 있음을 알 수 있다.

Table 3 Details of concrete properties(Euro)

	Strength (MPa)	Ult. creep coeff.	Ult. shrinkage strain
Pylon	45	1.81	0.000225
Pylon cross beam	45	1.19	0.000225
Pier	35	2.18	0.000253

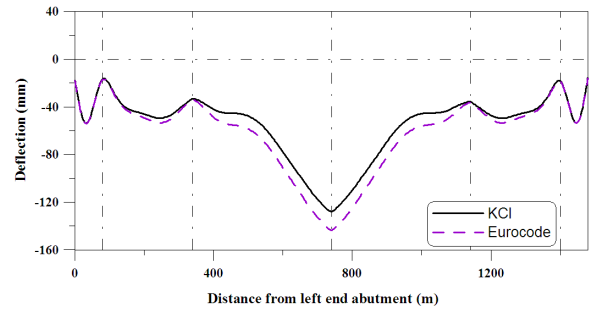


Fig. 12 Comparison of deflection

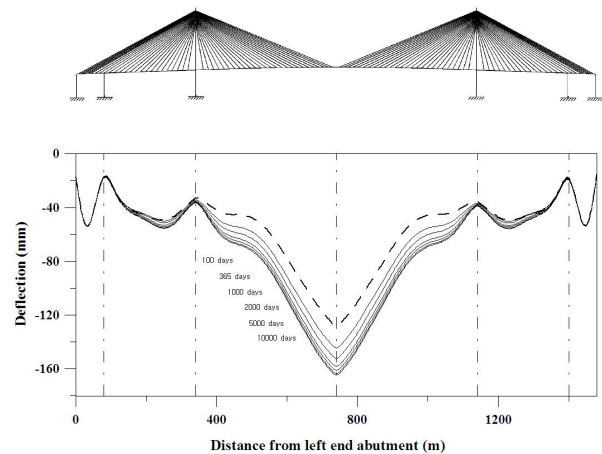


Fig. 13 Deflection at different time period

한편 Eurocode 기준에 의해 계산한 최종 크리프 계수와 최종 건조수축 계수는 Table 3과 같으며 완공 시 처짐의 형상을 Fig. 12에 비교하였다. 중앙부의 변위는 143mm로 KCI의 경우보다 약 12% 크게 나타났다.

시공이 완료된 교량에 대한 추가적인 시간 의존적 해석을 수행하였다. 이전 해석 단계인 완성계에 이어서 10,000일까지 추가적인 시간해석을 수행하였다. Fig. 13에 각 100일, 365일, 1,000일, 2,000일, 10,000일에 따른 변위를 나타내었다.

중앙 상판의 변위는 시간 의존적 해석 결과 10,000일에서 165mm로 완성계의 처짐보다 29% 증가하였다. 전체 경간의 상판의 모멘트는 그래프로는 잘 관찰되지 않아 그래프를 본 논문에는 실지 않았으나 주탑부에서 두드러지게 부모멘트의 증가를 보이며 최대 -6262kN·m의 부모멘트 증가를 보

Table 4 result of time-dependent analysis

기준별 해석 결과		KCI	Eurocode
완공시	상판의 최대 처짐(mm)	128	143
	상판 중앙부의 모멘트(kN·m)	13,665	13,813
	주탑부의 모멘트(kN·m)	-27,619	-31,252
	중간 교각부의 모멘트(kN·m)	-58,914	-58,958
완공 후 10,000일	상판의 최대 처짐(mm)	165	169
	상판 중앙부의 모멘트(kN·m)	14,018	14,070
	주탑부의 모멘트(kN·m)	-33,881	-35,065
	중간 교각부의 모멘트(kN·m)	-57,883	-58,020

였고 완성계에 비해 23% 증가하였다. 이러한 시간 의존적 효과는 시공이 완료된 이후 초기에는 급격히 진행되다가 대략 300일을 전후로 서서히 둔화되는 경향을 보여주고 있다.

한편 Eurocode 기준의 경우 완공시의 상판의 처짐은 KCI에 비해 크게 나타났으나 10,000일에서의 처짐은 유사하게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 이는 KCI 기준이 Eurocode에 비해서 시간에 따른 건조수축 변형률의 증가를 다소 적게 판정하는 경향 때문으로 분석된다. 하지만 두 기준의 최종 건조수축 계수와 최종 크리프 계수의 값이 크게 차이 나지 않기 때문에 10,000일에서의 처짐은 비슷하게 나타난 것으로 판단된다.

시공단계해석의 결과를 볼 때, 시간 의존적 효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에서 변위는 물론 모멘트 값의 차이가 상당히 크게 나타났음을 확인할 수 있었다. 특히 주탑부의 부모멘트의 경우, 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우는 오히려 정모멘트가 나타났다. 주탑과 교각만의 시간 의존적 효과가 시공단계에서 중요한 변수가 되는 것으로 확인되었다.

완공 이후 10,000일의 해석에서는 상판에서의 모멘트 변화가 주탑 부근을 제외하면 거의 나타나지 않는데, 이는 상판이 강재이므로 시간 의존적인 효과가 주탑에서만 두드러지게 나타나기 때문으로 판단된다.

처짐의 증가 또한 다소 적게 나타났다. 이는 상판에서는 크리프가 발생하지 않고, 콘크리트 주탑의 경우는 시공 기간만 거의 2년에 달하며 시공 과정에서 이미 상당한 크리프가 발생한 후이기 때문으로 판단된다.

콘크리트 주탑만의 시간 의존적인 효과는 완공 이후에 교량 전체계에 미치는 영향은 적은 편이나 주탑부의 상판 단면력 증가는 23%로 적지 않은 것으로 나타났다. 이는 인천대교의 주탑의 높이가 매우 높아 완공 후의 시간 의존적 효과를 무시할 수 없으며, 주탑에 가까운 케이블과 가로보에 거치된 거더에 주탑의 시간 의존적 효과의 영향이 주로 미치기 때문으로 분석된다. 그러나 인천대교에서 최대 모멘트가 발생하는 부분은 주탑이 아니라 중간교각이며, 그 크기는 주탑에 발생하는 부모멘트의 두 배에 달한다. 따라서 주탑부에서 발생하는 단면력의 증가는 교량에 크게 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다.

9. 결 론

본 연구에서는 콘크리트 주탑의 시간 의존적 효과를 고려한 사장교의 거동 특성 분석에 대한 연구를 수행하기 위해 콘크리트 주탑을 채택한 강사장교인 인천대교의 시공단계해석 및 완공 후 10,000일의 시간해석을 수행하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 시공단계 해석시 시간 의존적 효과를 고려하였을 경우, 상판의 처짐 형상이 시간 의존적 효과를 고려하지 않았을 경우와 상이하게 나타났으며 상판 중앙의 처짐은 네 배로 증가한 것으로 나타났다.
- 2) 시간 의존적 효과를 고려한 경우, 주탑부의 모멘트가 부모멘트인 반면 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우에는 정모멘트가 발생하는 등 주탑 부근에서 단면력의 차이를 크게 보였으며 교각 등 다른 위치에서의 상판의 단면력은 큰 차이가 나타나지 않았다.
- 3) 완공 후 10,000일의 해석에서는 상판의 추가적인 처짐이 최대 29%로 비교적 적게 나타났는데 이는 강상판이 시간 의존적 효과를 받지 않으며, 콘크리트 주탑의 시공 기간이 매우 길어 교량 시공 중에 상당량의 크리프가 이미 발생했기 때문으로 판단된다. 10,000일에서 상판 단면력의 증가는 주탑부를 제외하면 거의 변동이 없는 편이나 단, 주탑부의 단면력 증가는 23%로 나타났다.
- 4) 강상판 사장교에서 주탑과 교각만이 콘크리트인 경우에서도 콘크리트의 재료적 특징인 시간 의존적 효과가 사장교 전체계에 영향을 미치고 있으며, 그 중에서도 주탑에 의한 영향이 지배적인 것으로 나타났다. 시간 의존적인 효과의 영향은 완공 후보다도 시공 중의 처짐에 주로 영향을 미쳤고, 단면력의 차이는 주탑 부근에서만 두드러지게 관찰되었다.

감사의 글

본 연구는 건설교통기술평가원의 건설기술혁신사업의 초장대교량사업단 연구(과제번호 : 08기술혁신E01)지원에 의해 연구되었기에 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

- 건설교통부 제정 (2007) 콘크리트구조 설계기준.
 경용수, 김문영 (2006) 사장교의 초기형상해석을 위한 탄성포물

- 신 케이블요소, 한국전산구조공학회 논문집, 20(1), pp.1~7.
- 신현목, 최정호, 김태훈, 박재근, 성대정** (2008) RCAHEST의 재료모델 및 사용자 매뉴얼, 서울대학교 교량설계핵심기술연구단 국토해양부 건설기술혁신사업.
- 이재석, 최규천** (2007) 프리스트레스트 콘크리트 교량의 시간 의존적 거동에 크리프가 미치는 영향에 대한 해석적 연구, 대한토목학회 논문집, 27(2A), pp.131~140.
- 인천대교 주식회사** (2009) 인천대교 민간투자사업 구조계산서.
- 조확신, 성대정, 임덕기, 신현목** (2011) 시간 의존적 거동을 고려한 PSC 사장교의 비선형 유한요소해석, 한국전산구조공학회 논문집, 24(2A), pp.177~184.
- CEN** (2004) Eurocode 2: Design of Concrete Structures -Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
- Kabir, A.F.** (1976) Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Panels, Slab and Shell for time Dependent Effects, Report No. UC-SEEM 76-6, University of California, Berkeley.
- Khalil, M.S.A.** (1979) Time-Dependent Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Cable-Stayed Girders and other Concrete Structures, Ph. D. Thesis of Civil Eng., University of Calgary.
- Neuenhfer, A., Filippou, F.C.** (1998) Geometrically Nonlinear Flexibility-Based frame Finite Element, *Journal of structural Eng.*, 124(6), pp.704~711.
- Okamura, H., Maekawa, K., Izumo, J.** (1987) RC Plate Element Subjected to Cyclic Loading, *Int. Association for Bridge and Structural Eng. Colloquium*, 54, pp.575~590.
- Seif, S.P.A.** (1986) Nonlinear Analysis and Ultimate Strength of Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges, Ph. D. Thesis, Dept. of Civil Eng., University of Calgary.
- Seong, D.J.** (2010) Curved-Tendon and Fiber Beam-Column Element for Analysis of Cable Stayed Bridge, *The International Association for Bridge Maintenance and Safety*.
- Shima, H., Tamai, S.** (1987) Tension Stiffness Model under Reversed Loading Including Post Yield Range. *Int. Association for Bridge and Structural Eng. Colloquium*, 54, pp.547~556.
- Shin, H.M.** (1988) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Reversed Cyclic in-plane Loadings. Ph. D. Thesis, Univ. of Tokyo, Japan.
- Spacone, E., Filippou, F.C., Taucer F.F.** (1996) Fiber Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames : Part 1. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, pp.771~725.

- 논문접수일 2011년 12월 10일
- 논문심사일
 - 1차 2011년 12월 22일
 - 2차 2012년 2월 7일
- 게재확정일 2012년 3월 7일