

시간 의존적 거동을 고려한 PSC 사장교의 비선형 유한요소해석

Nonlinear FEM analysis of Cable-stayed PSC Bridges Considering Time-dependent Behavior

조 확 신* 성 대 정** 임 덕 기*** 신 현 목†
Cho, Hwak-Shin Seong, Dae-jeong Im, Duk-Ki Shin, Hyun-Mock

요 지

본 논문에서는 PSC 사장교의 시간 의존적 효과가 시공단계 및 극한 거동에 미치는 영향을 파악하기 위하여 재료 비선형, 시공단계별 시간 의존적 해석 및 변화하는 구조시스템에서의 기하 비선형해석 등을 포함한 비선형해석 방법을 제시하였다. 이를 위해 Spacone(1998)이 제안한 유연도법에 근거한 파이버 보-기둥요소를 사용하였으며, 건설기술연구원에서 새롭게 개발한 범용 유한요소해석 프로그램 HFC에 사용자 정의된 요소를 추가하여 사용하였다. 검증대상 교량에 대한 시간 의존적 효과를 고려하여 해석한 결과 시공단계에서의 처짐은 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우보다 매우 크게 나타났으며, 극한거동에서는 시간 의존적 효과를 고려한 경우 더 작은 처짐에서 교량이 파괴되는 것으로 나타났다.

핵심용어 : HFC, 시공단계 해석, 콘크리트 사장교, 시간 의존적 효과, 파이버 보-기둥요소

Abstract

In this paper the nonlinear analysis that include time-dependent characteristics of materials and geometric nonlinearity of elements for the cable-stayed PSC bridges is presented. Analysis models for finite element method were developed based on the flexibility based fiber beam-column model originally proposed by Spacone et al.(1996). The developed analysis model implemented in general purpose object-oriented finite element analysis program named HFC(Cho 2009). The performance of proposed analysis models is evaluated by comparing with the former results of the design data. The deflection of time dependent analysis is larger than time ignored analysis on construction sequences, and the bridge is destructed at a smaller deflection than the time ignored analysis on failure behavior.

Keywords : HFC, construction sequence, Cable-stayed concrete bridge, time-dependent, fiber beam-column.

1. 서 론

현재 중장기간 교량에서 경제성과 함께 미적 우수성으로 인하여 프리스트레스 콘크리트 사장교의 시공이 국내·외적으로 증가하고 있는 추세에 있다. 그러나 콘크리트 사장교는 강사장교와 달리 콘크리트의 인장균열, 철근과 콘크리트 및 강재의 비선형 응력-변형률 관계는 물론, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, PS 강재의 이완 등 재료의 시간 의존적 특성으로 인하여 교량의 하중 재하 시 복잡한 거동 특성을 나타낸

다. 그중에서도 특히 현장 타설되는 PSC 콘크리트 사장교의 경우, 시간 의존적 효과로 인한 시공 중 및 완공 후 교량의 거동에 미치는 영향을 종합적으로 파악하는 것은 매우 중요하다.

본 연구에서는 이러한 시간 의존적 효과로 인한 PSC 사장교의 거동 특성 분석에 대한 연구를 수행하기 위해 건설기술연구원에서 새롭게 개발한 범용 유한요소 비선형해석 프로그램 HFC을 기반으로 사용자 정의된 요소를 추가한 해석 프로그램을 채택하고 교량의 시간 의존적 효과를 고려한 시

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

* 성균관대학교 초고층장대교량학과 석사과정

** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 박사과정

*** 삼성물산(주) 건설부문

• 이 논문에 대한 토론을 2011년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2011년 8월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

크리프, 건조수축 등에 기인한다. 본 연구에서는 일반적으로 널리 사용되는 ACI 209 모델을 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.

$$\Delta \epsilon_n^{cr} = \sum_{i=1}^m A_{i,n-1} (1 - e^{-\Delta t_n \lambda_i}) \quad (2)$$

여기서, $A_{i,n} = A_{i,n-1} e^{-\lambda_i \Delta t_n} + a_i(t_n) \Delta \sigma_n$, $\Delta \epsilon_n^{cr} =$ 임의의 시간 t_n 에서 발생하는 크리프 변형 증분, $a_i(\tau) =$ 하중이 재하되는 시점 τ 에서의 재령에 따른 상수, $\lambda_i =$ 지연시간의 역수 콘크리트 파이버의 총 변형률은 순간 하중으로 인한 역학적 변형률과 시간 의존적 효과를 고려한 비역학적 변형률의 합으로 계산된다.

5. 검증 대상

검증 대상 교량은 안동 교리~수상간 사장교를 선정하였다. 낙동강교(가칭)는 국내 최초의 4주탑 PSC 박스 거더형 사장교로서 총 연장은 595m이다.

주탑과 주탑 사이의 경간장 및 양 측경간은 각각 150m, 72.15m이며, 거더는 주탑부에서 라멘 형식으로 강결되었으며 보강형의 높이는 약 3m, 폭은 약 25m이다.

케이블은 MS 타입의 케이블로서 8본씩 2열로 총 128본이 사용되었다. 네 개의 주탑은 모두 I형이며 케이블 정착부가 부채형으로 펼쳐져 있다. 주탑의 높이는 보강형으로부터 약 39m이다. 텐던의 배치 및 단면적, 사용된 재료의 물성치

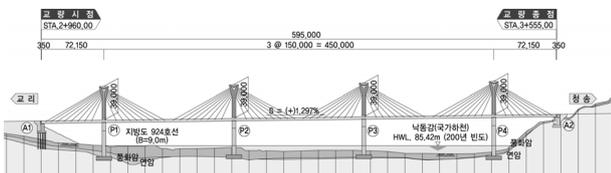


Fig. 2 Nack dong riv. bridge

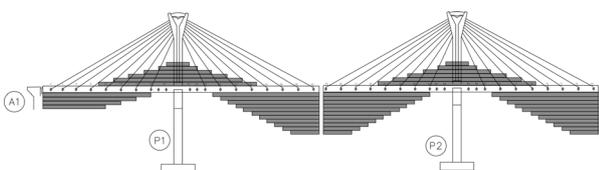


Fig. 3 Schematic representation of prestressing bar in cable-stayed bridge

Table 1 Details of prestressing tendon

	Area (mm ²)	Yield stress (MPa)	Ult. stress (MPa)	Initial stress (MPa)
approach span	2640 - 10560	1,600	1,900	1,710
tower	5280 - 33320	1,600	1,900	1,710
midspan	2640 - 29040	1,600	1,900	1,710

Table 2 Details of concrete property

	Strength (MPa)	Ult. creep coeff.	Ult. shrinkage strain
Concrete	40	2.35	0.008

Table 3 Details of reinforcement & cable property

	Elastic Modulus (MPa)	Yield stress (MPa)	Ult. stress (MPa)
Reinforcement	20,000	400	-
Cable	20,000	1,600	1,900

를 Fig. 3 및 Table 1~3에 나타내었다.

프리스트레싱 텐던은 주탑 상부 및 중앙경간, 측경간 하부에 배치되었으며 항복강도의 약 90%로 프리스트레싱하였다.

낙동강교의 대략적인 시공단계는 다음과 같다. 교각에서 주두부 타설 이후 F/T를 사용 현장타설하여 FCM 공법으로 보강형을 건설하였으며, 양 측경간의 2개의 세그먼트만 FSM 공법으로 시공하였다. 각 세그먼트는 부채의 접선방향으로 시공되었다.

전체 공사기간은 약 1,000일이며 교량의 중앙부를 중심으로 전체 교량의 절반인 좌측 P1, P2 부분의 보강형은 약 700 일에 완공되며 그 이후 나머지 P3, P4 부분의 보강형이 시공된다.

각 세그먼트별 현장 타설 기간은 약 15일이며 보강형의 강도를 확보한 후 케이블 및 텐던을 각각 긴장한다. 이 때, 상부 텐던은 각 세그먼트 시공 완료시 긴장하지만 하부 텐던은 마지막 키 세그먼트 시공 완료 후 일괄 긴장하게 된다. 낙동강교는 대칭구조가 아니며 시점에서 중점까지 약 2%의 중단구배가 존재한다.

6. 비선형 유한요소해석

검증 대상 교량에 대한 비선형 유한요소해석을 위해 보강형 및 주탑의 단면을 설정하고 이를 각각 약 95개, 35개의 파이버 모델로 모델링하였다. 사장교의 체원은 가능한 한 실제 교량의 체원을 그대로 참고하였으며, 자료가 부족한 부분은 적절히 가정하여 해석하였다.

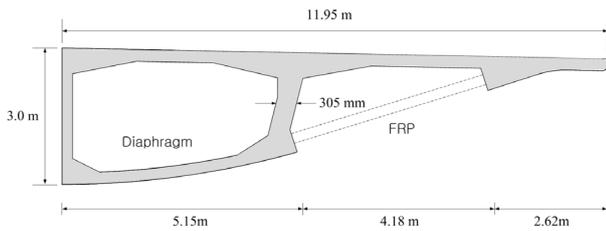


Fig. 4 Half cross section of bridge deck

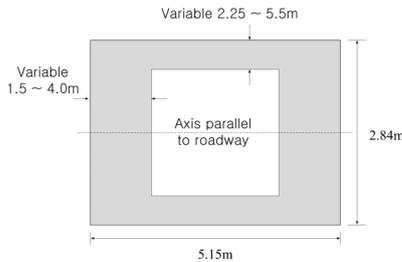


Fig. 5 Half cross section of pylon

Table 4 Details of deck section

	Area (m ²)	I (MPa)	y (m)	Ratio of reinforcement
Section 1	6.9	6.65	1.0	0.000613
Section 2	8.8	8.85	1.114	0.003146
Section 3	11.0	10.4	1.225	0.003112
Section 4	13.5	11	1.238	0.002639

보강형의 경우, 주탑으로부터 타설되는 각 세그먼트의 단면이 대칭이 되도록 모델링하였으며 단면은 총 4개의 단면으로 모델링하였다. 또한 주탑 및 보강형의 횡방향 단면 역시 교축방향의 중심면에 대하여 대칭이라고 가정하고 절반만을 모델링하였다.

해석은 종방향에 국한될 것이므로 주로 횡방향 거동에 저항하는 FRP 모델은 제외하였다. 해석에 사용되는 보강형 및 주탑의 단면 특성 및 재료의 물성치를 Fig. 4~5, Table 4에 나타내었다.

각 세그먼트의 길이는 약 4m이며, 키 세그먼트의 길이는 약 2m이다. 이를 편의상 Seg 01번부터 Seg 17번으로, 키 세그먼트의 경우 A1 교대측에서부터 A2 교대측까지 Keyseg 1번에서 Keyseg 5번으로 정의하였다.

보강형의 세그먼트는 주두부 시공 이후 주탑 좌우로 Seg 01번부터 차례대로 대칭되어 시공된다.

보강형의 자중은 철근 콘크리트의 중량을 약 25kN/m³으로 가정하여 산출하였으며 포장하중 및 각종 첨가물에 해당하는 2차 고정하중은 약 28.09kN/m로 가정하여 구조물 최종 폐합 후 재하하였다.

케이블의 번호는 최외곽 좌측 케이블 번호 Cable 1에서부터 최외곽 우측 케이블 번호 Cable 64의 순으로 주탑을 중

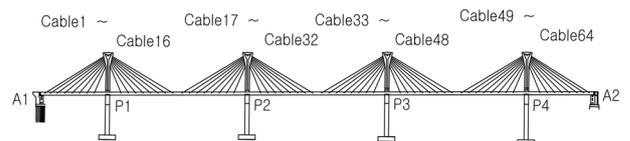


Fig. 6 Arrangement of cables and pylons

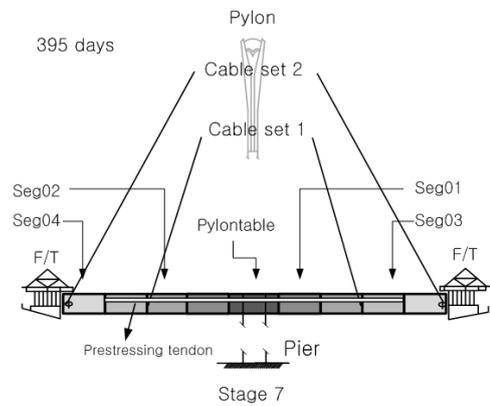


Fig. 7 construction sequence at stage 7

심으로 1열씩 8분이 배열된다. 케이블 요소는 기하비선형이 고려된 트러스 요소를 사용하였다. 또 편의상 주탑을 중심으로 최대측 케이블부터 최외측 케이블까지 Set 1에서 Set 8로 정의하였다. 케이블 번호 및 보강형 시공단계에 관한 사항은 Fig. 6~7에 나타내었다.

FCM 시공시, F/T 하중은 600kN으로 가정하고 이전 세그먼트 끝단에 재하하였다. 이 때, 시공단계에 따른 주탑 및 보강형의 캠버는 고려하지 않았다.

실제 시공단계는 약 1,000일이지만 본 논문에서는 해석의 편의를 위해 교량의 중앙부를 중심으로 좌우측의 시공단계를 같게 하여 약 720일에 교량이 완공될 수 있도록 해석을 수행하였다.

시간 의존적 해석을 수행할 낙동강교의 대략적 시공단계는 다음과 같다.

- 1) 100일에 교각 P1, P2, P3, P4를 완성한다.
- 2) 160, 220일에 교각 P1, P4 및 P2, P3의 주두부를 완성한다.
- 3) 270, 320일에 주탑 및 케이블 정착부의 시공을 완료한다.
- 4) 350일에 Seg 01번의 타설을 완료하고 상부 텐던을 긴장한다.
- 5) 365일에 Seg 02번의 타설을 완료하고 Cable Set 1을 긴장한다.
- 6) 380일에 Seg 03번의 타설을 완료하고 상부 텐던을 긴장한다.
- 7) 395~485일까지 15일 간격으로 위의 과정으로 Seg

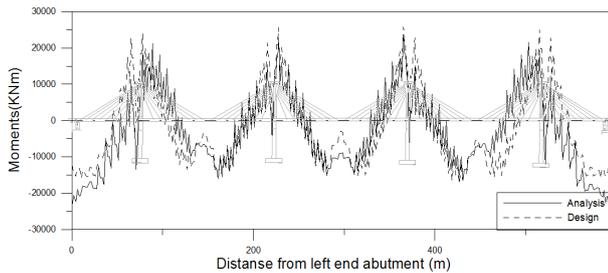


Fig. 8 Moment of deck of Initial shape analysis

Table 5 Initial tension of cables

Cable No.	Area (mm ²)	Initial tension (kN)	Cable No.	Area (mm ²)	Initial tension (kN)
1	6,450	2,972	17	6,450	3,457
2	6,450	2,082	18	6,450	2,706
3	5,500	2,368	19	5,500	2,996
4	5,500	2,199	20	5,500	2,767
5	5,500	2,080	21	5,500	2,577
6	4,650	2,038	22	4,650	2,446
7	4,650	1,952	23	4,650	2,740
8	4,650	1,848	24	4,650	2,961
9	4,650	2,038	25	4,650	2,922
10	4,650	2,143	26	4,650	2,699
11	4,650	2,285	27	4,650	2,332
12	5,500	2,498	28	5,500	2,455
13	5,500	2,686	29	5,500	2,631
14	5,500	2,913	30	5,500	2,846
15	6,450	2,597	31	6,450	2,548
16	6,450	3,367	32	6,450	3,281
33	6,450	3,347	49	6,450	3,380
34	6,450	2,604	50	6,450	2,521
35	5,500	2,902	51	5,500	2,925
36	5,500	2,682	52	5,500	2,701
37	5,500	2,504	53	5,500	2,515
38	4,650	2,363	54	4,650	2,288
39	4,650	2,750	55	4,650	2,166
40	4,650	2,972	56	4,650	2,057
41	4,650	2,955	57	4,650	1,913
42	4,650	2,728	58	4,650	2,011
43	4,650	2,381	59	4,650	2,083
44	5,500	2,525	60	5,500	2,156
45	5,500	2,711	61	5,500	2,288
46	5,500	2,937	62	5,500	2,470
47	6,450	2,644	63	6,450	2,070
48	6,450	3,389	64	6,450	3,053

10번까지 타설을 완료한다. 440일에 측경간 세그먼트를 가설하고 가벤트를 설치, FSM 공법으로 시공한다.

- 8) 485~545일까지 15일 간격으로 Seg1 4번까지 타설을 완료하고 Cable Set 7을 긴장한다.
- 9) 590일에 측경간 Keyseg 1, 5번을 각각 폐합한다.
- 10) 620~655일까지 15일 간격으로 Seg 17번까지 타설

을 완료하고 Cable Set 8을 긴장한다. 620일에는 측경간 가벤트를 제거한다.

- 11) 690일에 P1 주탑과 P2 주탑, P3 주탑과 P4 주탑의 Keyseg 2, 4번을 각각 폐합한다.
- 12) 720일에 P2 주탑과 P3 주탑 사이의 최종 Keyseg 3번을 폐합한다. 폐합이 완료되면 하부 텐던을 긴장시키고 2차 고정하중 재하한다.

시간 의존적 해석에 앞서 초기형상 해석을 통해 기존 설계자료와 비교 그 신뢰도를 먼저 검증하였다. 그 중 보강형에 발생하는 모멘트를 Fig. 8에 나타내었다.

HFC를 이용하여 초기형상 해석을 수행한 결과, 설계 초기형상 해석결과의 고정하중으로 인한 모멘트 및 축력, 처짐의 양상은 매우 유사한 거동을 보이는 것으로 나타났다.

해석결과의 미세한 차이는 임의로 가정된 케이블의 초기장력 및 텐던의 편심 위치, 철근량 및 교대의 경계조건 등의 차이에 기인하는 것으로 여겨진다. 하지만 전체적으로는 합리적인 거동을 보이므로 이를 바탕으로 시간해석 및 극한하중에 의한 교량의 내하력 평가를 수행하였다.

해석에 사용된 케이블의 도입 장력은 Table 5에 나타내었다.

7. 시공단계 해석결과

먼저 시간 의존적 효과가 해석결과에 미치는 영향을 비교하기 위하여 각 그래프를 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 결과와 함께 Fig. 9에 나타내었다.

실제 교량의 시공과는 다르게 각 시공 단계에서 보강형의 처짐 및 솟음에 대한 보정과 케이블 장력에 대한 보정을 수행하지 않았으므로 중앙 경간의 처짐 및 솟음이 비교적 크게 나타났다. 또한 각 Keyseg 부분의 처짐 곡선이 연속적이지 않은 것은 각 Keyseg에서의 폐합시 종단 선형을 맞추기 위한 폐합력을 가하지 않았기 때문이다.

시간의존 해석결과 P1~P2 및 P3~P4 부분에서의 처짐량은 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우 약 -32mm이며, 시간 의존적 효과를 고려한 경우 약 -150mm로 나타났다. 또한 P2~P3에서의 솟음량은 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우 약 110mm, 시간 의존적 효과를 고려한 경우에는 약 90mm로 나타났다. 위 결과로 약 720일 간의 시공단계를 걸치며 시간 의존적 효과가 매우 크게 발생했다는 것을 알 수 있다.

다음으로 시간 의존적 효과가 모멘트 분포에 미치는 영향을 Fig. 10에 나타내었다.

처짐 선도와 마찬가지로 시간 의존적 효과가 해석 결과에 미치는 영향을 비교하기 위하여 각 시공단계 사이의 시간 의

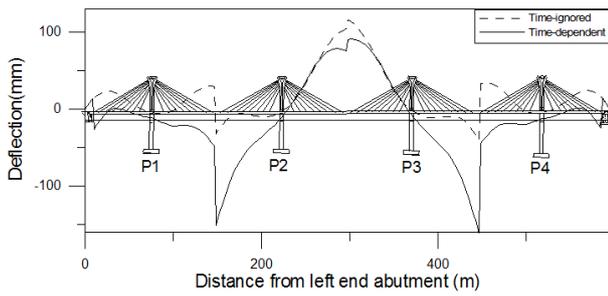


Fig. 9 Deflection of deck at the final construction phase(720 days)

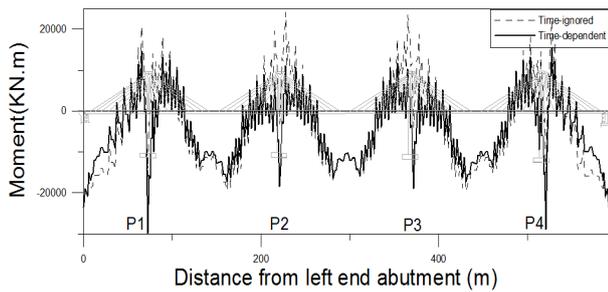


Fig. 10 Moment diagram of deck at the final construction phase(720 days)

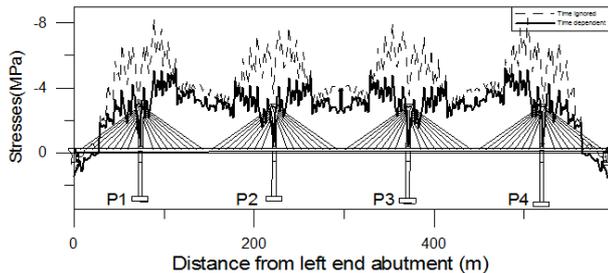


Fig. 11 Stress diagram of concrete fiber element at the final construction phase(720 days)

존적 해석을 생략한 결과와 함께 나타내었다.

각 절점에서의 모멘트 분포가 다르게 나타나는 이유는 각 요소별로 텐던 및 케이블 장력, 자중에 의한 모멘트 분포가 다르기 때문이다.

보강형 모멘트 선도에서 정모멘트 구간을 비교해 보면 P1, P4 주탑부 근처에서는 최대 약 6,300kN·m의 차이가 나타나며, P2, P3 주탑부 정모멘트 구간에서는 최대 약 9,400kN·m의 차이가 나는 것으로 나타났다.

이를 보다 자세히 분석해 보기 위해 보강형 상판으로부터 150mm에 위치한 콘크리트 파이버의 비선형 응력 해석결과를 비교해 보았다.

Fig. 11에서와 같이 비선형 응력 해석결과 파이버에 발생하는 압축응력은 주탑 근처에서 최대 3.2MPa까지 차이가 났으며, 주탑부에서 멀어질수록 그 차이가 점차 감소하는 것을 볼 수 있었다.

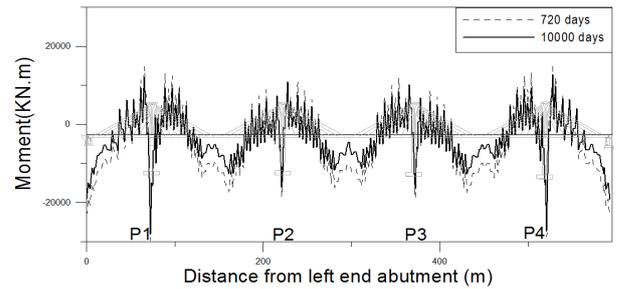


Fig. 12 Moment diagram of deck at 10,000 days

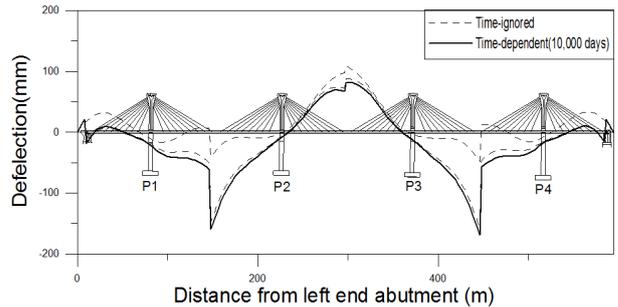


Fig. 13 Deflection of deck at 10,000 days

또한 보강형 상부의 콘크리트 파이버에서는 보강형 하부의 콘크리트 파이버에 비해 시간 의존적 효과로 인한 응력 감소 현상이 매우 크게 발생한 것으로 나타났는데, 이러한 결과로부터 시간 의존적 효과가 보강형 압축 부분의 응력 감소에 매우 큰 영향을 주었으며, 이로 인해 부재의 응력이 재분배되며 부재의 처짐 증가에 매우 크게 기여했다는 것을 알 수 있었다.

다음으로 시공 완료 후 10,000일 이후의 시간 의존적 효과를 파악하기 위해 시공단계 해석 이후로 10,000일까지 5일 증분으로 시간 의존 해석을 수행하였다. 또한 10,000일 시점의 그래프를 완공 시점인 720일의 그래프와 함께 Fig. 12~13에 도시하였다.

Fig. 12를 보면 시공완료 후 약 10,000일 동안의 시간 의존적 효과로 인해 주탑부 보강형의 정모멘트 감소는 상대적으로 작은 반면 중앙경간 및 측경간의 부모멘트는 최대 약 4,500kN·m의 크기가 감소했음을 파악할 수 있었다.

다음으로 모멘트의 변화로 인한 처짐의 영향을 파악하기 위해 10,000일 이후의 처짐 그래프를 Fig. 13에 나타내었다.

처짐의 경우 시공완료 이후로 중앙 경간의 처짐이 약 20mm 증가하였다. 그러나 이는 시간 의존적 효과를 고려한 시공단계에서의 처짐의 차이보다는 전체적으로 매우 작은 값을 나타내었는데, 이는 약 700일에 걸친 시공단계에서 강재의 응력이완, 크리프 및 건조수축 등으로 인한 비역학적 변형이 매우 크게 일어났으며, 시공 완료 후의 시간 의존적 효과로 인한 교량의 처짐은 전체 교량의 처짐 증가에 크게 영향을 끼치지 않았다는 것을 의미한다.

8. 극한하중에 의한 내하력 평가

대상 교량의 극한 하중 하에서의 내하력을 평가하기 위하여 교량의 완공 시점인 720일 이후로부터 극한 해석을 수행하였다. 720일 시점까지는 시간 의존적 해석을 수행한 후 그 이후로는 등분포 활하중을 하중의 재하 위치를 달리하여 각각 적용해 보았다. 하중은 10kN/m의 등분포 활하중을 단계별로 재하하였으며, 이를 통해 교량의 내하력 및 위험단면에서의 파괴 거동을 보고자 하였다. 하중 조합은 Fig. 14와 같이 각각 Load case 01부터 Load case 06까지 하중을 정의하였다.

각각의 하중 조합을 이용, 하중 재하 결과 Load case 06의 하중에서 교량의 내하력이 가장 작으며, Load case 01의 하중에서 교량의 내하력이 가장 큰 것으로 나타났다. Load case 01, 06의 파괴 거동은 다음과 같다.

Load case 06에서는 310kN/m의 하중에서 A1과 P1 사이의 하부 콘크리트 파이버가 압축 강도를 초과하고 취성 파괴 거동을 보이는 것으로 나타났으며, Load case 01에서는 약 650kN/m의 하중에서 주탑부의 상부 텐던이 극한 인장 변형을 초과하고 730kN/m의 하중에서 다수의 케이블이 극한 인장 변형을 초과하며 구조시스템이 하중의 증가에 따라 점차 연성 파괴 거동을 보이며 파괴되는 것으로 나타났다. 하중 재하 위치에 따른 구조물 파괴시 부재에 발생하는 모멘트 및 처짐의 결과는 다음과 같다.

다음으로 시간 의존적 효과로 인한 극한 하중에서의 처짐 효과

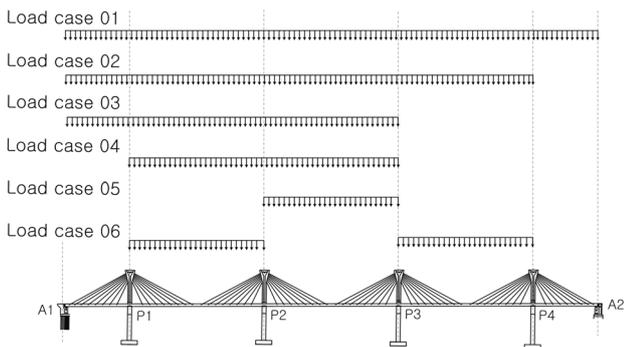


Fig. 14 Load cases on deck

Table 6 Results at failure loads of deck

	Failure Load (kN/m)	Ult. Moment (kNm)	Ult. Deflection (m)
Load case 01	730	-229,000	7.4
Load case 02	540	-232,000	4.1
Load case 03	670	-241,000	10.1
Load case 04	560	-232,000	6.1
Load case 05	570	-192,000	11.4
Load case 06	310	-148,000	3.8

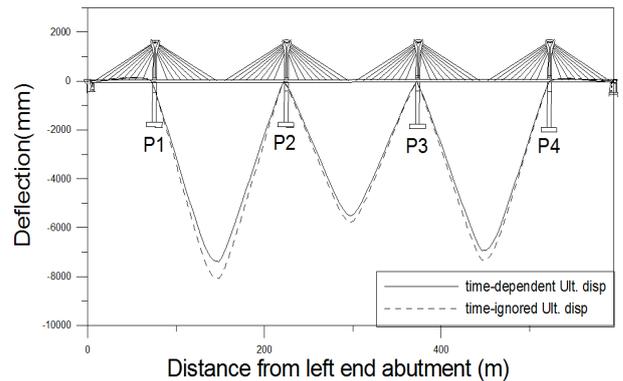


Fig. 15 Deflection of deck at failure load

파괴를 파악하기 위해 Load case 01에 대하여 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 극한 해석 처짐 결과와 비교해 보았다.

시간 의존적 효과를 고려한 경우 보강형은 하중이 증가함에 따라 보강형의 처짐은 차차 증가하여 약 7.4m의 처짐이 발생하고 파괴에 이르게 된다.

시간 의존적 효과를 고려한 경우(재하 하중 730kN/m) 교량의 극한하중 하에서의 처짐은 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우(재하 하중 740kN/m)보다 약 680mm 덜 처진 상태에서 파괴되는 것으로 나타난다. 이는 교량의 시간 의존적 효과로 인해 결국 교량이 파괴되는 극한하중에 더 빨리 도달했음을 나타낸다. 이로 인해 시간 의존적 효과를 고려한 경우 콘크리트 교량은 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 교량보다 약 9.2% 더 작은 처짐에서 파괴된다는 것을 알 수 있었다.

5. 결 론

본 연구에서는 시간 의존적 효과, 재료 비선형 및 기하 비선형을 고려한 파이버 보-기둥요소를 사용하여 실 사장교의 시공단계별 비선형해석을 수행하였으며, 이러한 결과를 바탕으로 교량 완공 이후의 극한 해석을 수행하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 시공단계 해석에 있어 시간 의존적 효과를 고려하였을 경우 처짐량이 시간 의존적 효과를 고려하지 않았을 경우보다 P1~P2, P3~P4 부분에서 약 78%, P2~P3 부분에서 약 18%의 차이가 나타났다. 특히, 오랜 시간동안 시공단계를 수행하는 경우 완공 이후보다 시공 과정에서 일어나는 시간 의존적 효과가 매우 크다는 것을 알 수 있었다.
- 2) 시공단계 해석 시 시간 의존적 효과를 고려한 경우 보강형 상부 파이버의 응력 손실은 시공기간 동안 최대 약 40%의 차이가 나는 것으로 나타났다. 또한 강재의

릴렉세이션은 콘크리트의 비역학적 변형과 함께 작용하며 시공단계에서의 변형 및 응력의 손실을 증가시킨다는 것을 알 수 있었다. 그러나 크리프 및 건조수축의 효과가 작은 시공 완료 후에는 강재의 릴렉세이션 효과가 발생하더라도 이것이 교량의 처짐에 미치는 영향은 상대적으로 크지 않음을 알 수 있었다.

- 3) 극한 하중에 대해서 교량은 하중의 재하 위치에 따라 그 거동 및 내하력에 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 특히 Load case 06에서는 Load case 01에 비해 모멘트 및 처짐이 각각 약 64%, 51% 정도의 크기에서 파괴 거동을 보이는 것으로 나타났다.
- 4) Load case 01에서의 극한 거동에서 시간 의존적 효과를 고려한 경우 시간 의존적 효과를 고려하지 않은 경우보다 약 9.2% 작은 크기의 처짐 선도에서 교량이 파괴되는 것을 알 수 있었다. 이로 인해 시간 의존적 효과를 고려한 경우 보강형의 시간 의존적 효과로 인한 응력의 손실, 변형 증대 등에 의한 상호 복합적인 영향으로 부재가 파괴에 이르는 극한하중에 다소 빨리 도달한다는 것을 알 수 있었다.

감사의 글

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

참 고 문 헌

Kim, T.H., Lee, K.M., Yoon, C.Y., Shin, H.M. (2003) Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Earthquake. 1: Theory and Formulation, *Journal of Structural Eng.*, 129(9), pp.1199~1207.

Magura, D.D., Sozen, M.A., Siess, C.P. (1964) A

Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement, *PCI Journal*, 9(2), pp.13~57.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Eng.*, 114(8), pp.1804~1826.

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.

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 2010년 9월 29일
- 논문심사일 2010년 10월 4일
- 게재확정일 2010년 12월 9일