

이동하중을 받는 사장교의 거동비교

Comparative study on the cable stayed bridge under moving load state

Ikhyun Sung^{a*}

^a Department of Civil Engineering, Hanseo University/45 Hanseo 1-Ro, Haemi, Seosan, Chungnam 31962, Republic of Korea

ABSTRACT

Cable-stayed bridges are bridges with long spans for special purposes. Due to the long span, the dynamic response of the vehicle to the moving load is very special. The behavior also has nonlinear, which makes it difficult to design. In this study, the responses of cable - stayed bridges are considered considering various vehicle loads and the behavior of long - span bridges under moving loads is investigated. Especially, when the loads for one direction and for both directions move with speed, the behavior of the bridges is found to be due to the flexibility of the cable. It can be seen that the analysis including the dynamic behavior of the cable and the top plate is more effective because the influence of the vehicle load tends to amplify the vertical deformation together with the vibration of the cable.

KEYWORDS

vehicle
moving load
cable effect
vibration

사장교는 특수목적으로 장 경간을 갖는 교량이다. 긴 경간으로 인하여 차량의 이동하중에 대한 동적응답이 매우 특별하다. 거동역시도 비선형을 갖고 있어 설계에 어려움이 많은 형식이다. 연구에서 다양한 차량하중을 고려하여 사장교의 응답을 구하고 장 경간 교량의 이동하중에 대한 거동을 파악한다. 특히, 한 방향과 양방향에 대한 하중이 속도를 가지고 이동할 때 교량의 부재에 대한 거동은 케이블의 유연성에 기인하는 것으로 나타났다. 차량하중의 영향은 케이블의 진동과 함께 수직변형을 증폭하는 경향을 나타내므로 케이블과 바닥판의 동적거동을 포함한 분석이 보다 효과적임을 알 수 있다.

차량
이동하중
케이블영향
진동

© 2017 Society of Disaster Information All rights reserved

* Corresponding author. Tel. 82-10-9717-1531.
Email. iksung@hanseo.ac.kr

ARTICLE HISTORY

Received May. 28, 2017
Revised May. 30, 2017
Accepted Jun. 30, 2017

1. 서론

최근 사장교는 하부공간에 대한 활용이 요구되는 장소에서 공간 확보를 위하여 적용되는 특수교량으로 도심근교에 주로 건설되었다. 케이블로 지지된 교량에서 케이블의 역할은 주 부재로 교량의 안전과 강도 및 지지의 대부분 역할에 매우 중요한 기능을 담당하고 있으나 외관으로는 다른 부재에 비하여 가늘고 얇은 형태로 인하여 기능에 대한 공학적 검증과 안전에 대한 담보가 필요한 부재이다. 더욱이 근래에 평택과 당진을 이어주는 서해대교에서 낙뢰로 인한 케이블 파단이 발생하여 오랫동안 통행차단이 발생한 바가 있다. 이는 사장교에서 케이블의 역할을 다시 생각하게 하는 계기가 되었다.

사장교 같이 장 지간을 갖는 케이블지지교량에서 전체구조거동은 매우 유연한 특성을 감안하면 동적영향이 끼치는 범위가 사장교의 해석과 설계에서 지진, 풍하중과 같은 동적, 환경적 하중이 정적인 영향범위로 간주되는 자중, 활하중과 거의 같은 정도로 중요성을 갖는다. 특히 현대의 사장교는 시공기술의 발달로 교량의 지간길이증가와 함께 진동의 고유주기가 길어지게 되고 구조감쇠를 저하시킨다. 또한, 바닥판을 얇고 미려하게 만들어 구조의 관성력에 대한 외부동적하중의 영향이 크게 되었다. 이와 같이 동적영향이 크게 되는 구조로 인하여 해석과 설계단계에서 동적영향으로 예상치 못한 거동을 유발할 수 있다. 사장교는 주 구성 부재로 보면 바닥판과 주 탑 그리고 이들을 연결한 케이블로 나눌 수 있다. 질량이 상대적으로 매우 작은 케이블은 감쇠비가 0.05 ~ 4%로 진동에 취약할 수 있다. 특히 케이블 앵커에서는 상대적으로 강성이 큰 부분으로 활하중으로 발생한 휨 응력이 케이블 축 응력과 거의 동일할 정도가 될 수 있으며 이로 인해 더 큰 케이블 진동이 유발될 수도 있다. 국부적 부재의 문제이긴 하지만 전체 구조평형에 미치는 효과를 감안한다면 케이블 거동이 전체 사장교 구조 안정에는 필수적이고 중요한 주 부재의 역할임이 분명하다. 한편, 일본의 나고야에 위치한 Meiko Nishi교 건설 중 케이블진동 문제점이 관측된 후를 기점으로 이후에 외국에서 건설되고 있거나 건설된 사장교에서도 특이할 만큼의 케이블진동이 관찰된바 있다(Fleming J. F.). 이런 케이블의 진동은 풍하중 이외에도 상시동적 요인(이동하중, 지진 등)에 의해서도 관찰 될 수 있으며 이러한 케이블의 진동영향 중 특히 전체 구조체계와의 상호 연관한 진동을 나타낼 경우를 파악하여 보는 것이 정확한 거동을 얻을 수 있다고 생각된다. 또한 케이블의 진동효과가 전체 사장교구조에 미치는 영향은 케이블의 보수 및 교량의 전체 보강에 있어서도 많은 정보를 줄 수 있으며 국부부재의 조정에도 참고 될 수 있을 것이다.

2. 사장교의 기하학적 비선형 거동

사장교는 전 구조체계가 유연성을 갖고, 주형이 경사케이블에 의해 길이방향에 대하여 탄성지지 된 형태를 갖춘다. 이런 유연체계는 상시자중(설계하중)이나 활하중에 대하여 대 변형을 유발하기가 쉽다. 사장교는 케이블 sag(쐈그)의 현수작용 및 부재의 압축력으로 인하여 기하학적 비선형 문제로 되어 선형해석법만으로는 이의 영향을 고려할 수 없게 된다. 이러한 비선형성을 갖는 요인으로, 주요한 3가지 특징으로 분류하면 다음과 같다.

- ① 경사케이블의 경우 사하중 상태 하에서도 쐈그(sag)로써 유발되는 축 하중-신장 관계의 비선형성
- ② 주 탑과 거더에서 휨과 축력의 동시작용으로 인한 축력-휨모멘트-변위거동의 비선형성.
- ③ 단면의 강성이 경간에 비해 상대적으로 작기 때문에 기하학적인 대 변형 유발.

일반적으로 다양한 교량의 기하학적 처리에는 서로 다른 비선형해석 절차가 요구된다. 그중 가장 보편적인 방법으로 컴퓨터 적용이 편리한 장점이 있는 Stiffness Method(강도법)이 사용되며 다양한 구조요소에 어떠한 구조체계에도 적용도가 높아 많은 해석자 및 연구자들이 사장교의 정적 비선형해석에 강도 법을 적용하여 이미 연구 발표한 예 가 있다(Fleming, abdel Ghaffar et. al.). 비선형구조계에서는 강성행렬[K]항이 하중작용에 따라 변하게 된다. 이 경우 강성행렬[K]는 절점변위{D}의 함수로써 미지항이 되어 비선형 강성방정식은 바로 풀 수 없다. 따라서 이러한 변위벡터{D}의 비선형 방정식을 풀기 위하여 수치해석기법을 도입하게 된다. 본 연구에서는 이와 같은 사장교의 비선형성을 고려하기 위하여 비선형 정적해석을 수행한 후 사하중상태하에서 접선강도행렬을 구하여 이를 Fig. 1.과 같이 동적해석의 기준점으로 사용하도록 하였다.

3. 동적선형해석

사장교는 사하중하에서 소기의 케이블 인장이 도입된 후는 처짐이 제한되어 변위가 크게 발생하지 않고 정적비선형 해석에서 언급한 비선형요인이 무시할 수 있을 정도로 되어 선형과 비선형 해석간의 차가 거의 없는 것으로 연구된 바 있다(abdelghaffar et al.). 연구에서도 사용하중 평형 상태에서의 동적거동은 사하중과 케이블의 초기인장력에 평형을 이룬 상태를 초기 상태로 간주하여 선형해석을 수행한다. 우선 동적해석을 수행하기에 앞서 구조의 고유진동에 대한 검토가 선행되어야 한다. 각 모델의 특성을 파악하기 위하여, 케이블진동을 고려하지 않는 비선형모델, 케이블 진동을 고려한 비선형 모델에 대하여 Fig. 2에서 대표적 추가연성 모드 특성을 제시하였다. 동적해석은 모델의 사하중 상태하의 변형 후 교량기하로 부터 얻어진 접선강도행렬 $[K_T]$ 를 기초로 하여 자유진동을 수행하였다. 또한 각 모델의 질량행렬을 대각 집중질량을 이용하였고 온도의 영향은 무시하였다.

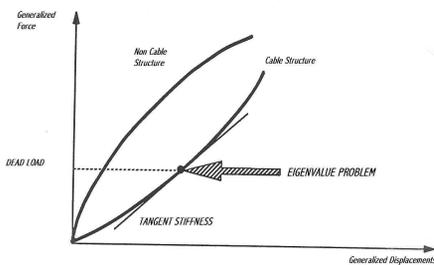


Fig. 1. Eigenvalue Problem at the Nonlinear Static Deformed State

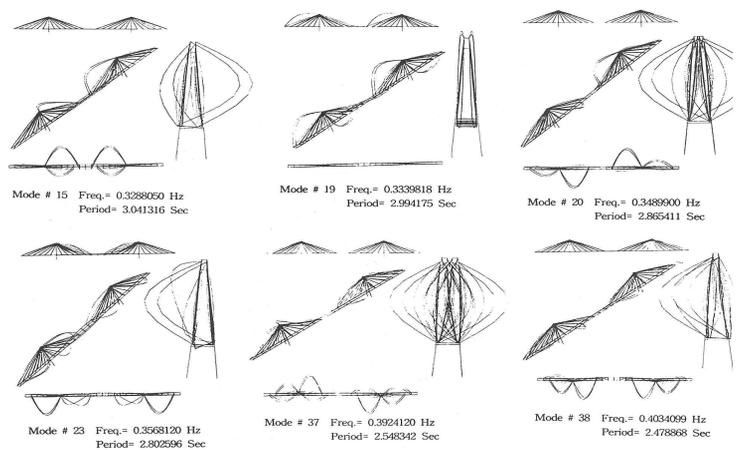


Fig. 2. Additional mode shapes in MEC model

4. 이동하중에 의한 사장교의 동적거동

과거 우리나라 공로 화물수송 수요 변화 추이에서 보면 경제 개발 계획년도인 1961년 1일 평균 화물 수송량은 8.8만 톤에서 1988년도는 80.4만 톤에 달해 약 9배의 증가를 보였다 2014년에는 155만 톤으로 17.6배에 달하여 지속적으로 증가하고 있다(국토교통통계연보, 2017년). 또한 과거에는 철도 중심의 수송체계인데 비해 현재는 자동차의 증가로 고속도로망을 확충하였고 화물차 역시 대형 중 차량의 개발과 통행빈도가 증가 하였으므로 도로교의 경우 차량의 이동에 따른 구조거동의 검토가 요구된다고 할 수 있다. 이와 같은 차량의 이동이 교량에 상시 동적 영향을 주게 되므로 교량 해석에서 동적 요인에 대한 고려는 보편적 인자가 된다고 할 수 있다. 특히 차량의 통과가 유발하는 진동이 교량의 고유진동수중의 어느 한 부분에 근접하게 되면 부재에 추가 응력이 발생하여 피로 및 손상 현상을 유발하게 됨은 근간에 화제가 되고 있는 점이다

4.1 이동하중에 의한 동적해석

일반적으로 사장교에 이동하중이 주어질 때의 운동방정식은 다음과 같다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K_T]\{u\} = \{F\} \quad \text{---(4.1)}$$

$[M]$: 전체 질량 행렬

$[C]$: 교량의 감쇠 행렬

[K_T] : 사하중 변형상태에서 구해진 전 접선 강도 행렬
 $\{F\}$: 이동하중에 의한 전 절점 하중 벡터
 $\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$: 전 절점 변위, 속도, 가속도 벡터
 여기서

$$\{F\}_{n \times 1} = \sum_{L=1}^{NL} \{F_L\}_{12 \times 1} \quad \text{---(4.2)}$$

NL:거더의 요소수
 n : 요소의 총자유도

$$\{F_L\} = \sum_{i=1}^{(NF)_L} P_i \int_0^{L_L} \{N(x_i)\}_L \delta(x_i - v_i t_i) dx \quad \text{----- (4.3)}$$

$(NF)_L$: span요소상의 이동하중의 총수

L_L : span요소 L의 길이
 $\delta(\dots)$: dirac's delta Function
 x_i : 절점 L 과 하중의 현재 위치간의 수평거리
 v_I : 이동하중의 일정속도
 t_I : 하중 P_i 가 span 요소에 진입 후 이동한 시간
 $\{N(x_i)\}_L$: span 요소 L의 x_i 로부터 유도한 shape function

여기서 하중벡터 $\{F\}$ 는 순간적인 벡터이며 시간에 따라 크기가 변한다. 따라서 각 시간 step마다 계산을 수행한다. 전 절점 속도 벡터 $\{\dot{u}\}$ 과 가속도 벡터 $\{\ddot{u}\}$ 을 각각 구하여 이를 식(4.1)에 대입 후 풀면 지배 방정식을 얻는다.

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_{q_n}^2(t) = Q_{nn} \quad \text{--- (4.4)}$$

ξ_n : 감쇠 비
 ω_n : 고유 각진동수

$$Q_n : \text{하중벡터로 } Q_n = \text{참여계수} = \frac{\{\phi_n\}^T \{F\}}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} \quad \text{--- (4.5)}$$

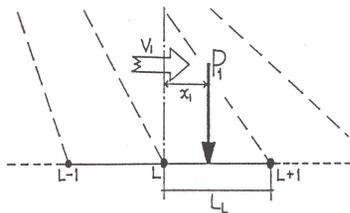


Fig. 3. Idealized moving force

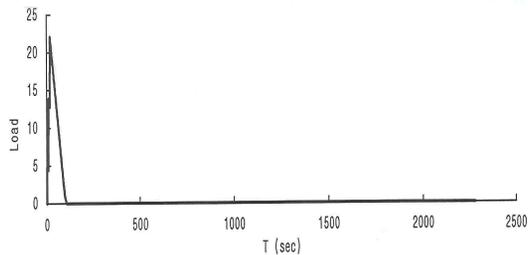


Fig. 4. Time function for truck loading

4.2 이동하중프로그램 및 하중조합

일반적으로 모든 차량은 횡 방향 혹은 진동에 대한 조정기능을 갖는다. 이러한 기능의 목적은 주행안정성과 이동하중의 응답에 대한 동적응답을 감소시킨다. 그러나 연구자들에 의하면 만약 노면상태가 양호하다면 이동차량하중에 대한 전체교량의 응답에서 차량자체 응답은 극히 미약하므로 그 영향은 무시할 수 있다고 하였다. 따라서 본 연구의 대상인 사장교모델에서 교량의 노면이 평탄하다고 가정하여 이러한 차량의 진동을 고려않고 일련의 집중이동하중이 바닥판에 수직하게 작용한다고 이상화하여 수행하였다. 이동하중을 재하하기 위하여 transient dynamic해석을 수행하고 여기에 차량의 이동하중을 time history data(Fig. 4)로 작성하여 분석을 수행하였다. 여기서 차량의 속도,차선 수 및 양방향재하가 고려되도록 하였고 또한

한 대의 차량과 함께 다수의 차량 진행도 적용할 수 있도록 하였다. 그리고 차축의 수는 4개로 제한되며 교량의 전체길이에 대하여 일정속도를 갖는다고 가정하였다. 트럭하중의 동시통과를 고려할 경우와 단위하중 혹은 한대의 트럭통과의 경우를 비교하여 응답의 차이를 비교해 보고자 한다. 그러므로 하중재하의 경우는, ① 단위하중의 이동 ② 표준 트럭 하중 DB24 1대의 이동(Fig. 5.) ③ DB24 Truck의 교량 전 재하 이동의 3가지의 경우로 검토하였으며 자세한 하중조합은 Table1과 같다.

Table 1. Loading Cases

하중조합	교량모델	이동속도(km/h)	재하하중	비고(감쇠비 2%)
1	MEC,SEC	10	unit	
2	MEC,SEC	10	1 DB24	* 1방향
3		40		* 1방향
4		60		* 1방향
5		80		* 1방향
6		100		* 1방향
7	MEC,SEC	10	200 DB24	* 1방향, 양방향재하
8		40		* 1방향
9		60		* 1방향, 양방향재하
10		80		* 1방향
11		100		* 1방향, 양방향재하

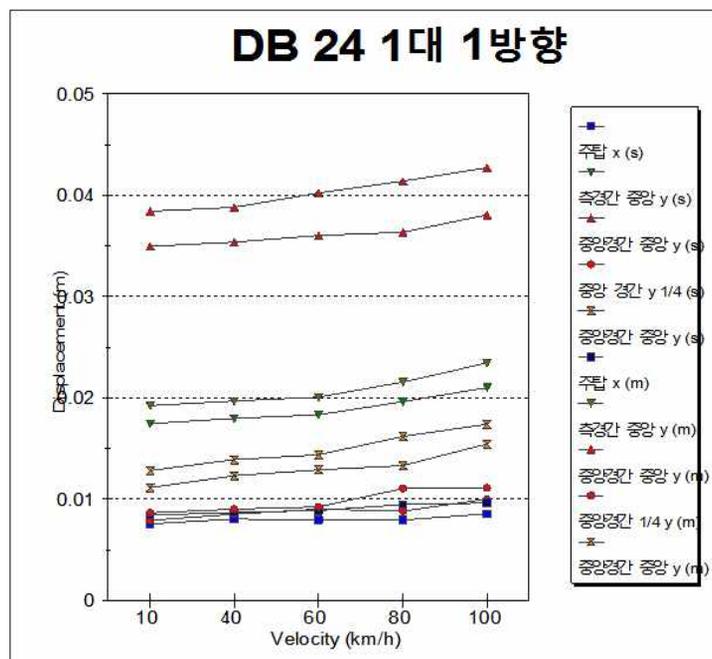


Fig. 5. velocity vs. displacement

4.3 이동하중에 의한 사장교의 동적해석

사장교에서 이동하중으로 인한 응답을 구하기 위하여 처음에 정적비선형해석을 수행하여 비선형 접선강도행렬을 구하고 이를 자유진동해석에서 연결하여 수행하였다. 자유진동해석에서는 Fig. 6과 Fig.7의 3방향 이동 및 회전에 대한 모드 참여계수를 확인하여 transient dynamic해석에서 다양한 이동하중을 재하 하는데 모드의 역할을 판단하였고 시간이력 데이터를

통하여 동적응답을 보는 절차로 진행되었다. 그리고 사장교의 이동하중재하에 대한 응답을 파악하고자 시간이력 데이터를 프로그램을 작성하여 생성하였고 이를 이용하여 ①양방향에 대한 연속이동하중에 대한 영향, ②한 방향(편심) 연속이동하중의 영향, ③이동하중의 속도에 따른 영향으로 구분하여 응답을 비교하였다. 양방향 연속이동하중의 영향은 하중조합 11의 경우로 MEC와 SEC모델에 대한 각각의 트럭하중 200차 연속으로 양쪽방향으로 이동하며 이때 수치해석모델의 교량 전장에 걸쳐 차량이 만재된다. Fig. 5.에 DB하중이 한 방향으로 재하 시 속도별 중앙경간 중앙부의 수직(y)방향의 변위와 다른 위치의 수직변위 및 주 탑 부의 종 방향 처짐을 속도(Km/hr)별로 나타내었다. Fig. 8.에서 보는 바와 같이 MEC모델은 케이블의 유연성이 포함되어 바닥판의 처짐이 평균적으로 9% 더 발생되는 것으로 보이고 실제로는 이동하중의 영향으로 유연한 움직임을 갖는 것으로 생각된다. 그리고 Fig. 8.에서 차량의 속도에 대한 응답에서는 처짐의 차이는 큰 변화가 없으나 속도가 빠를수록 SEC모델은 상하 편차가 두드러지는데 반하여 MEC모델의 응답은 유연하게 반응하는 것으로 나타났다.

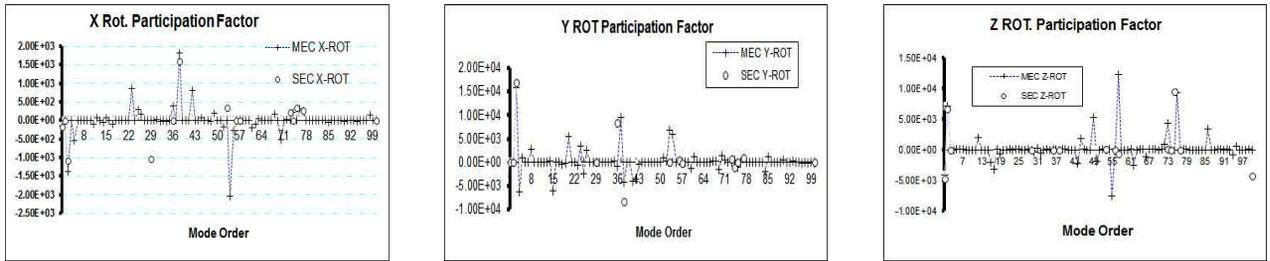


Fig. 6. x, y, z, direction rotational participation factors

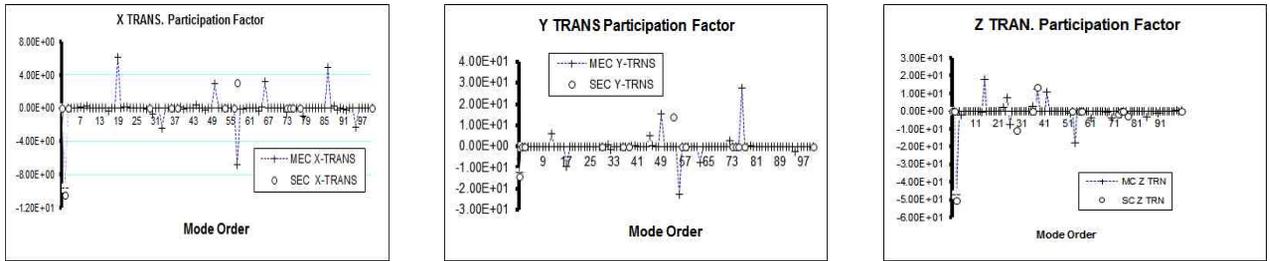


Fig 7. x, y, z, direction translational participation factors

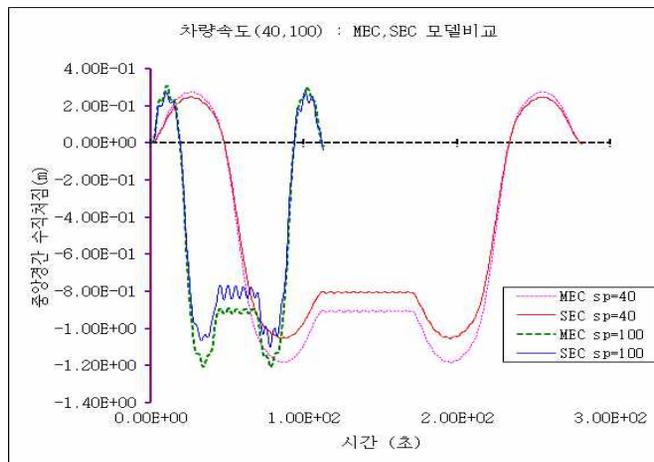


Fig 8. Response Center Span Displacement History of the Moving Load in Two direction full loading

경간에 대한 처짐을 고려하면 측 경간(back stay) 중앙지점에서는 0.299m와 0.27m로 약 3cm의 차이를 보이고 중앙경간(forestay)에서는 -0.838m와 -0.747m로 MEC모델에서 9cm 더 많이 처짐이 발생한다. 주 탑 상단부의 교축방향 처짐의 경우에서도 0.212m와 0.191m로 2cm의 차이를 보이고 속도를 증가하였을 때에도 0.214m와 0.197m로 MEC의 변위가 모두 크게 발생하였다. 속도별 중앙경간 중앙부에서는 0.849m와 0.769m로 약 8cm의 차이를 보여서 약 10%정도 처짐이 크게 발생함을 알 수 있다. 이동하중에 의한 교량의 응답 중 주 탑 상단부의 x변위는 Fig. 10. 그리고 한 방향에 트럭하중을 편 재하 한 경우 지간 중앙부 좌우측 처짐 그래프와 바닥판의 회전 각 그래프를 Fig. 9.에 나타내었다. 하중 조합의 케이스에 따라 결과를 분석하였을 때 모두 MEC의 결과가 처짐을 크게 판단하여 케이블의 유연성이 기하학적으로도 구조응답에 영향을 준다는 것을 알 수 있다. 이것은 케이블의 움직임을 측 방향이외에도 측면으로 흔들림과 위아래 진동을 모두 가능하도록 한 것이 바닥판과 다른 연결구조에 영향을 끼치는 것으로 분명히 판단된다.

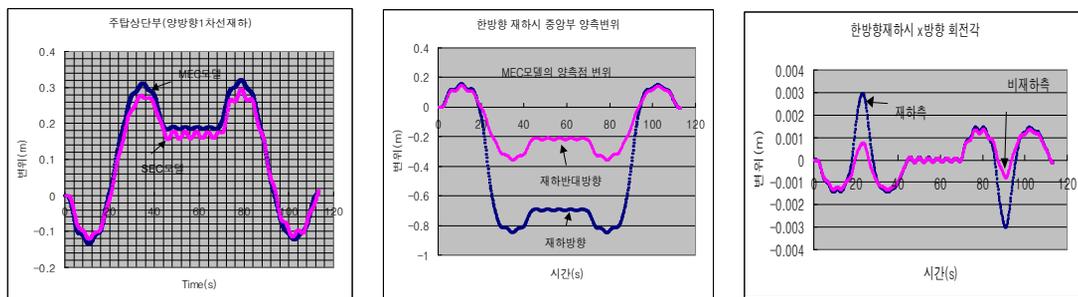


Fig. 9. Response of Various Loading Cases

또한 Fig 9.에서는 주 탑의 상단 교축(x)방향의 변위를 나타내는데, 여기서 MEC모델의 경우 SEC에 비하여 각각 8.91%와 11.9%의 큰 값의 차이를 보이며 이러한 차이는 케이블을 단일 등가요소로 보게 되면 측 방향에 대한 수직분력이 상대적으로 크게 평가된다고 볼 수 있음을 나타낸다. 한편 Fig 9의 중간그림은 한 방향 연속이동하중의 영향을 사고가 발생한 경우나 출근 시 러시아워의 경우로 고려하여 한쪽방향인 편도의 방향에 차량이 전 재하를 이루고 반대차선에는 통행이 거의 없는 경우를 고려한 재하상태 하에서 중앙경간 중앙부양측 점의 변위를 비교한 것이다. 여기서 바닥판 및 주 탑의 비틀림 경향이 각각 9.6%와 10.4%로 MEC모델에서 크게 나타남을 볼 수 있다. 바닥판의 회전각에서도 MEC의 경우가 SEC에 비하여 약 11.9% 더 회전한다.(Fig 9, Fig 12 참고) 이것은 바닥판의 비틀림에 대한 만일 풍하중과 같은 측 방향 하중이 동시 발생할 경우는 영향이 증대될 수 있고 따라서 사장교의 설계단계에서 부터 이런 비틀림 영향에 대한 고려가 필요하다고 생각된다. 따라서 사장교와 같은 유연성이 큰 구조의 경우는 사용하중 하에서도 동적응답이 매우 민감하며 이를 이상화하여 해석할 경우에 있어 해석의 목적에 부합 될 수 있도록 신중하게 모델링 조건을 고려해서 해석하는 것이 바람직하다.

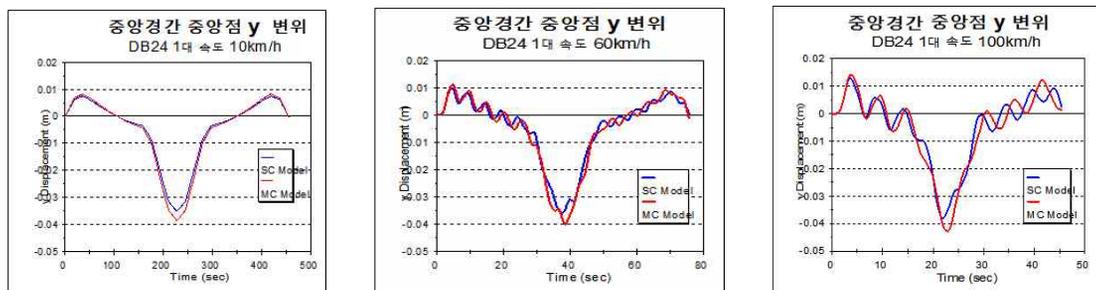


Fig 10. Displacement history of one-directional loading in mid point at center span with speed

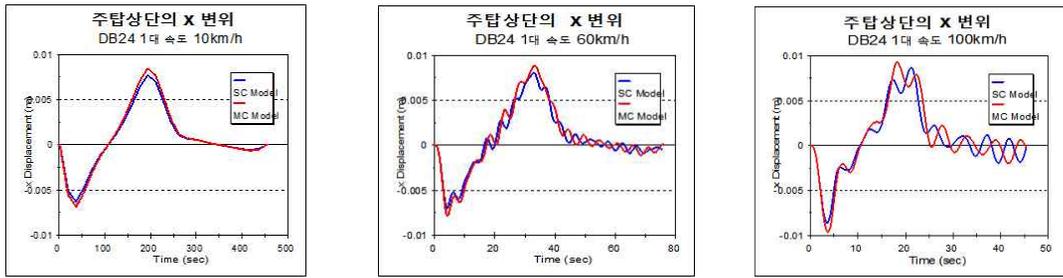


Fig 11. Displacement History of one-directional Loading at Tower Top per Speed

주 탑의 최상단에서 교축방향변위 역시 케이블의 상하진동영향이 포함된 경우가 크게 나타남을 볼 수 있다. 그리고 SEC 모델에서는 진동의 영향이 경직된 형태를 나타내고 있으나 MEC의 경우 케이블의 자체진동에 의해 바닥판과 주 탑에서 진동에 대하여 유연한 거동(진동 완화현상)이 있음을 알 수 있다. 그리고 주 탑 부는 바닥판에 비하여 케이블의 배치간격이 좁고 Strut로 강성 연결된 관계로 재하부와 재하 반대방향의 상대적인 변위의 차이가 크지 않음을 볼 수 있다. 앞의 Table 1에서 하중조합 11의 경우를 양방향재하로 고려하여 MEC, SEC모델의 경우는 200차량 연속으로 주행하도록 재하 하였으며 결과에서 볼 때 케이블의 자체진동을 고려한 경우 응답치가 약 8 ~ 11% 상회함을 볼 수 있다. 또한 하중조합 6의 경우 일방향이동 하중준에 대한 MEC, SEC 응답에서도 MEC가 처짐 값이 크다. 또한 중앙경간중앙부의 편 재하경우에도 재하 측과 재하 반대 측의 처짐 비교에서 역시 케이블진동을 고려한 MEC의 경우 비틀림의 영향을 더 많이 받음을 알 수 있다. 즉, 케이블의 상하진동이 교차할 때 진폭이 더욱 커지는 영향이 포함되는 것으로 판단된다.

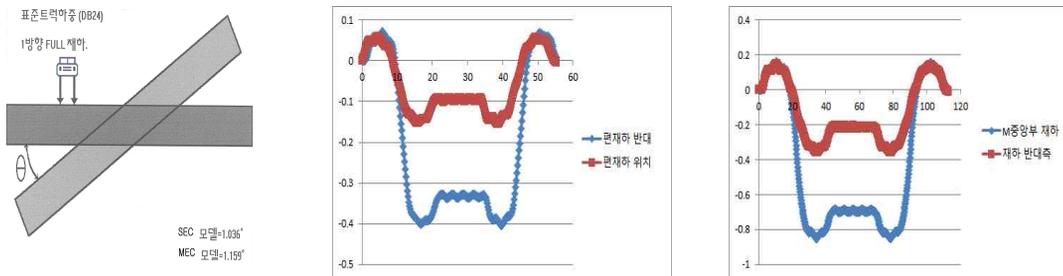


Fig. 12. Comparison between Torsional Angles in Decksides

두 모델에 대한 중앙경간중앙부의 Y(수직방향) 처짐을 이동하중의 속도 10Km/h, 60Km/h, 100Km/h 에 대하여 각각 비교하면, 속도가 증가 할수록 케이블의 진동영향을 받는 경우에서와 그렇지 않은 경우의 응답차를 나타낸다. 이는 케이블의 떨림이 주는 효과로 수직 처짐의 크기를 조금 증가시키는 경향을 나타낸다. 또한 DB24 표준트럭하중을 각 속도별로 재하하여 MEC의 경우 60km/h 이하의 속도에서, SEC의 경우 80km/h의 속도 근방에서 변위의 증가를 볼 수 있었다. 또한 측 경간의 1/4지점의 속도에 대한 응답은 케이블의 진동을 고려한 경우 보다 현저히 차이를 보인다.

5. 결론

이상과 같이 연구에서 수행한 케이블 자체진동을 고려한 사장교 모델의 이동하중에 대한 동적응답을 해석하기 위하여 정적비선형해석으로부터 얻은 접선강도행렬을 사용하여 자유진동해석을 수행하고 이를 통하여 얻은 모드 참여계수를 이용하여 시간이력테이터로 이동하중을 재하 할 수 있었다. 사장교의 케이블 모델링에 방법을 변경하여 케이블의 거동을 허용한 해석결과를 검토하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1). 2열 배치 사장교는 바닥판의 비틀림에 대하여 케이블 거동 역할이 대단히 크다고 판단된다. 따라서 이러한 구조 거동은 평면

해석 만으로는 불충분하며 3차원해석이 요구된다.

2). 케이블을 여러 개의 요소집합으로 본 다중케이블요소를 적용하였을 때 확실히 많은 새로운 순수 케이블의 횡 방향과 수직모드를 볼 수 있었다. 또한 바닥판-케이블-주 탑 간의 상호작용(Couple)을 나타내는 추가의 모드가 다수 발생함을 확인할 수 있었다. 이는 사장교의 동적거동에 영향을 미칠 수 있으며 단일 등가요소로 케이블을 모델링한 경우에는 얻을 수 없는 형상이다.

3). 보편적으로 사장교의 해석에서 케이블을 단일요소로 보고 거동을 구하는 방법을 일반적으로 활용한다. 케이블의 비선형성은 등가탄성계수를 적용하여 반영하는데 케이블의 출렁임과 진동을 고려하지 못하여 접속부재와의 상호영향을 파악하기에는 어려움이 있다. 그리고 많은 케이블로 구성된 구조를 각각의 케이블진동으로 선형화 시켜 재구성 하기란 광범위하고 많은 작업을 요구하게 되어 실용적이지 못하다. 따라서 케이블의 횡 진동형상을 고려한 해석에서는 전체모델을 통합하여 상호관계를 파악하고자 할 때 적용함이 필요하다.

4). 이동하중에 의한 사장교의 응답은 케이블을 다수의 요소로 분할한 MEC모델에서의 처짐이 약 8 ~ 12% 크게 나타나며 부재력도 약 10% 정도의 큰 값을 나타낸다.

5). 차량에서 한대의 차량이 속도별(10Km/h, 60Km/h, 100Km/h)이동 할 경우 응답치의 영향이 속도의 증가에 따라 MEC와 SEC모델의 60km/h에서 응답차가 가장 크게 나타났으며 케이블의 진동영향으로 MEC모델의 변위응답은 Cycle의 차이를 보였다.

6). 도심주변이나 공단방향으로 위치한 교량의 경우는 특정방향에 대하여 차량의 밀도가 높은 현상이 발생 될 수 있다. 이에 대한 응답은 바닥판의 비틀림으로 나타내며 MEC의 경우에서 주 탑 꼭대기 및 바닥판의 중앙경간 중앙 양단부의 처짐 차이가 각각 9.6 ~ 10.4 % 정도 크며 바닥판의 회전각에서도 11.9% 차이를 갖는다. 따라서 설계 상태에서 부터 가능한 한 비틀림 응력을 고려하여야 한다. 이런 응력은 휨 응력과 축 응력을 늘여서 상대적으로 최종응력을 크게 유발할 수 있기 때문이다.

References

- Ermopoulos, J. C., Vlahinos, A. S., & Wang, Y. C. (1992). Stability analysis of cable-stayed bridges. *Computers & structures*, 44(5), 1083-1089.
- Adeli, H., Weaver, W., & Gere, J. M. (1978). Algorithms for nonlinear structural dynamics. *Journal of the Structural Division*, 104(2), 263-280.
- Klaus-Jürgen Bathe. (1982). *Finite element procedures in engineering analysis*. Prentice-Hall.
- Bathe, K. J., & Gracewski, S. (1981). On nonlinear dynamic analysis using substructuring and mode superposition. *Computers & Structures*, 13(5-6), 699-707.
- Clough, R. W., & Wilson, E. L. (1979). Dynamic analysis of large structural systems with local nonlinearities. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 17, 107-129.
- Ernst, M. J. (1965). The E-Modulus of Cables Considering the Deflection. *Der Bauingenieur*, 40(2), 52-55.
- Fleming, J. F., Zenk, J. D., & Wethyavivorn, B. (1983). Static and dynamic analysis of cable-stayed bridges. Department of Civil Engineering, School of Engineering, University of Pittsburgh.
- Rajaraman, A. (1980). Nonlinear analysis of cable-stayed bridges. *IABSE Proceedings Mem AIPC IVBH Abhandlungen*, 80(P-37/80).
- Irvine, H. M., & Irvine, M. (1992). Cable structures (No. Sirsi) i9780486671277).
- Khalifa, M. A. (1993). Parametric study of cable-stayed bridge response due to traffic-induced vibration. *Computers & structures*, 47(2), 321-339.
- HIKAMI, Y. (1986). Rain vibrations of cables in cable-stayed bridge. *Wind Engineers, JAWE*, 1986(27), 17-28.