

## 사장교계의 지지조건에 대한 연구 A Study on the Support Conditions of Cable-stayed Bridge System

안 주 옥\* / 윤 영 만\*\*  
An, Zu Og\* / Yoon, Young Man\*\*

### Abstract

The objective of this study is to evaluate elastic modulus of bridge-axis direction for optimum structure system in the cable-stayed bridge design.

In numerical example of this study, a slight change in axis direction elastic modulus causes major modifications of the bridge characteristics when it is  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing or less. Therefore, the elastic modulus was set at this lower limit of  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing where the strength of the entire bridge system is still determined by girder strength and the entire system is insensitive to variations in elastic modulus. Besides, cable-stayed bridge with freely supported girders have slightly longer vibration periods in the horizontal direction for earthquake forces.

**Key words** : Support condition, Elastic modulus of axis direction, The period of Vibration, Earthquake force

### 요 지

본 논문에서는 사장교 전체구조계의 교축방향에 대해서 주형을 지지하는 방법에 따른 활하중과 지진하중에 의한 주형, 주탑단면력 및 케이블력의 변화를 3차원 수치해석을 통해 검토하였다. 교축방향에 대한 적합한 경계조건의 도입은 주형의 지지점과 주탑의 기초부의 반력뿐만 아니라 주형의 휨모멘트에서 많은 변화를 유도할 수 있다. 수치해석의 예에서, 주형받침의 교축방향 탄성계수값이 약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing인 경계조건과 주형이 주탑부에 고정된 경계조건을 수치해석한 결과, 주탑의 거동은 거의 유사하나, 주탑부의 고정된 경계조건시 크게 발생하는 주형 모멘트를 감소할 수 있는 종방향 탄성계수값(약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing)을 적용하는 것이 최적 지지조건 값이 됨을 알 수 있다. 또한, 주형 지지조건의 종방향 탄성계수값이  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing 부근에서 지진하중 재하의 경우 교축방향에 대한 진동 주기가 약 1.4% 더 길어지는 경향을 보인다.

**핵심용어** : 지지조건, 교축방향 탄성계수, 진동주기, 지진하중

\* 정희원, 경희대학교 토목건축공학부 교수

\*\* 정희원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (S&T ENG, 구조부)

# 1. 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

사장교의 케이블은 재료 특성 때문에 휨강성이 무시되며 인장력에만 의존하여 외력에 저항하므로, 주형과 주탑, 교각의 경계조건에 따라 케이블 교량은 대변형이 발생하며 전체적인 거동이 매우 민감하게 반응한다.<sup>(1)</sup> 그리고 케이블 교량은 초기강성이 매우 적은 연성구조 시스템이므로 초기 불안정 현상을 나타낸다. 이러한 문제점들로 인해 케이블 교량의 해석에서는 초기강성을 확보하기 위한 적절한 경계조건 도입이 필수적이며, 경계조건 변화로 인해 발생하는 대변형 현상의 파악은 매우 중요하다.

또한, 일반적으로 사장교 전체구조계에서 종방향

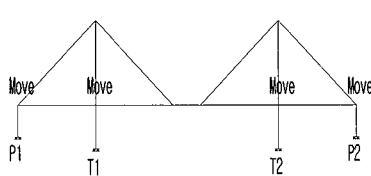
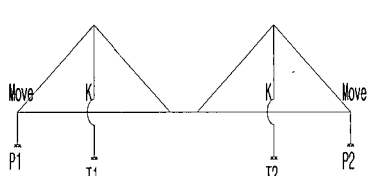
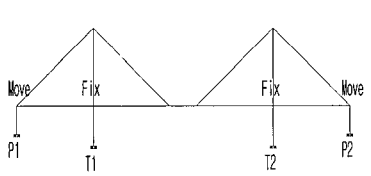
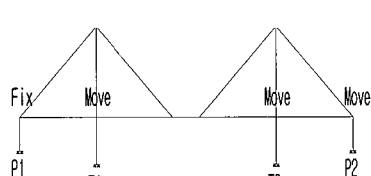
으로 주형을 지지하는 방법에 따라 지진하중에 대한 주형의 진동주기와 하부구조에 전달되는 반력이 중요한 영향을 미친다.<sup>(2)(3)</sup> 이때, 지진하중에 대한 응답 단면력의 변화는 최적설계와 밀접한 관계가 있다.<sup>(4)</sup>

따라서, 본 연구에서는 범용 프로그램(RM SPACE FRAME PROGRAM)을 사용하여 사장교의 경계조건에 따른 케이블력 및 주형, 주탑의 단면력과 변위에 대한 상관관계를 분석하고 최적의 경계조건을 결정하여 적합한 사장교 구조계의 지지조건을 제시하는데 그 목적을 둔다.

## 1.2 연구내용

본 연구에서는 주형 주탑사이의 종방향 강성별로 활하중 및 지진하중과 같은 작용하중을 재하하

표 1. 주형의 종방향 경계조건에 대한 비교

구 분 경 계	모 델 링
주 형 가동조건	
주 탑 부 탄성조건	
주 탑 부 고정조건	
교 대 부 고정조건	

여 교량 거동에 미치는 영향 등에 대한 연구와 분석을 수행하였다.

## 2. 사장교의 해석

### 2.1 기본 경계조건

주형을 지지하는 많은 방법들이 교량의 설치위치 및 교량의 주경간장에 적합하도록 발전되어 왔으며 일반적인 경계조건으로는 다음과 같이 4가지가 있으며 표 1과 같다.

- 주형이 모두 고정경계조건
- 주탑만 탄성경계조건
- 주탑부만 고정경계조건
- 교대부만 고정경계조건

위의 표 1에서 제시한 각 경계조건에 대한 특성은 다음 표 2와 같다.

표 2. 주형의 종방향 경계조건에 대한 특성

구분 경계	경계조건에 따른 특성
주형 가동조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>진동격리효과가 크지만 장주기진에서의 동적특성을 조사할 필요가 있다.</li> <li>주형의 축력은 적으나 종방향 변위량이 매우 크다.</li> <li>주탑의 교축 및 교축직각 모멘트값이 매우 크다.</li> </ul>
주탑부 탄성조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>주탑기초가 작아진다.</li> <li>주형의 축력과 종방향 변위량이 작다.</li> <li>주탑의 교축 및 교축직각 모멘트값이 매우 적다.</li> </ul>
주탑부 고정조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>구조계를 상대적으로 명확히 이해할 수 있다.</li> <li>주탑기초가 커진다.</li> <li>주형 축력이 매우 크나 종방향 변위량은 매우 적다.</li> <li>주탑의 교축 및 교축직각 모멘트값이 크다.</li> </ul>
교대부 고정조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>주탑기초가 작아진다.</li> <li>주형의 축력과 종방향 변위량이 작다.</li> <li>주탑의 교축 및 교축직각 모멘트값이 매우 적다.</li> </ul>

위와 같은 일반적인 경계특성을 근거로 세계 최대 주경간(890.0m)을 가진 일본의 Tatar 교의 설계에 적용하기 위해 장기하중과 풍하중에 대해서 다음 그림 1에서 표현한 것과 같은 연구결론을 나타내었다(5).

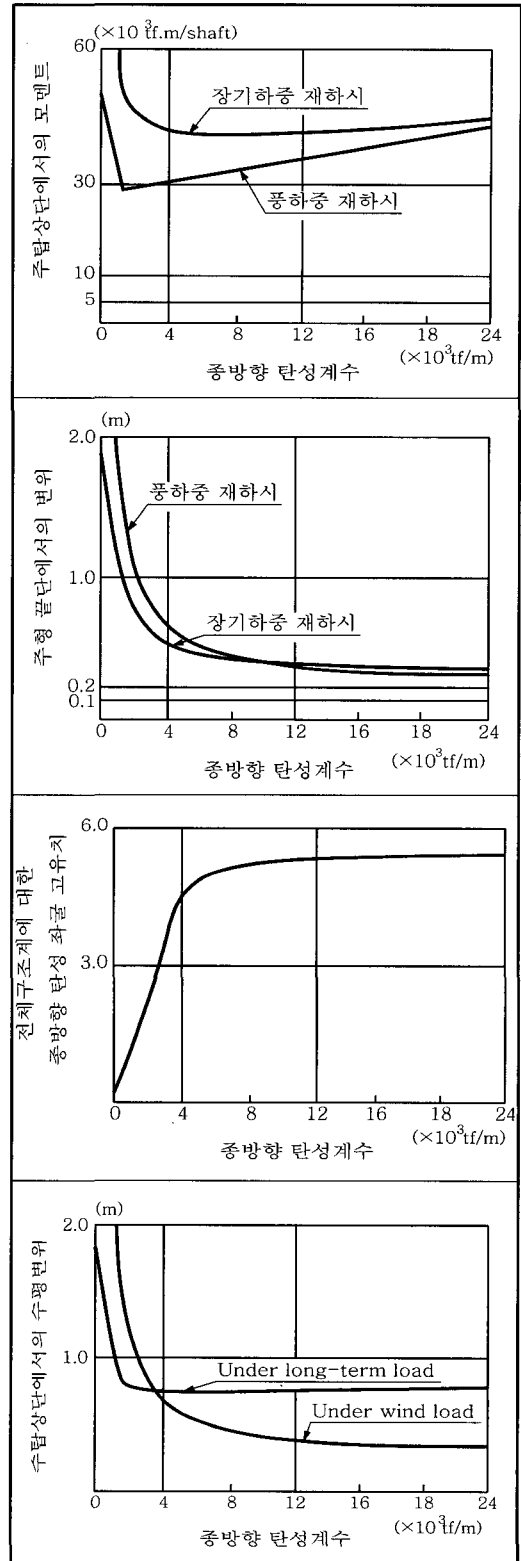


그림 1. 종방향 탄성계수에 따른 거동의 변화(5)

그림 1에서 나타난 바와 같이 탄성계수값이 적을 때는 주탑상단의 변위량이 매우 크기 때문에 주형의 종방향 변위값이 커진다. 이러한 주형의 종방향 대변위는 교량 전체구조계의 강성을 감소시키고 주탑 좌굴을 일으키는 매개변수가 된다<sup>(5)</sup>.

그리고, 그림 1에서 보여준 결과는 Tatara 교량 설계시 적용한 장기하중 및 풍하중에 대한 변위값을 사용하여 적절한 탄성계수값인 4,000 tonf/m/bearing을 제시하였다.

그러나, 실제 사장교 해석시에는 지속하중 및 풍하중 뿐만 아니라 활하중, 지진하중 등이 경제적인 설계의 변수로 작용한다. 또한, 위 그림 1에서 제시한 주탑만의 변위 및 단면력 뿐만 아니라 최적 설계를 위한 사장교 거동해석에서 케이블 및 주형의 상호관계에 따른 단면력 변화에 대한 연구가 필요하다.

케이블력 및 주탑변위를 사용한 주탑의 휨모멘트에 대한 평형조건을 식 (1)과 같이 표현할 수 있다<sup>(6)</sup>.

$$P_k^L \cos \psi_k^L - P_k^R \cos \psi_k^R = \Delta_k \quad (1)$$

여기서,  $P_k^L$ ,  $P_k^R$  = k번째 좌·우측 케이블력  
 $\psi_k^L$ ,  $\psi_k^R$  = 수평축과 케이블의 사이각  
 $\Delta_k$  = 케이블력의 수평성분 차이

위 식 (1)의  $\Delta_k$ 는 주탑 휨모멘트의 구속조건이 된다. 또한, 다음 식 (2)를 사용하여 고정하중 재하시 변형을 에너지  $U$ 를 최소화할 수 있는 케이블력을 결정하여 사장교의 주형단면력이 일정하게 할 수 있기 때문에 경계조건변화에 의한 케이블력의 추이를 아는 것은 최적설계를 결정하는데 매우 중요하다.

$$U = \int \frac{1}{2EI} (M_D + M_s^T P)^2 dx + \int \frac{1}{2EI} (M_D + M_s^T P)^2 dx \quad (2)$$

여기서,  $M_D, N_D$  = 고정하중에 의한 단면력  
 $M_S, N_S$  = 단위 케이블력에 의한 단면력의 영향  
 $P$  = 케이블력 벡터값

따라서, 본 연구에서는 경계조건에 따른

각 활하중 및 지지하중별로 수치해석을 수행하고, 케이블력과 주탑 및 주형의 단면력을 비교하여 최적의 종방향 탄성계수를 선정하고자 한다.

### 3. 수치해석

본 연구의 수치해석시 적용한 사장교의 구조계 및 모델링은 다음 그림 2와 같다.

- 해석교량 제원
  - L = 170.0 + 400.0 + 170.0 = 740.0m
  - 차로 = 왕복 4차로 (B = 20.0m)
  - 사용재료
    - : 상부 = 강합성형교 (2연 Box)
    - 주탑 = 철근콘크리트
  - 케이블 갯수 = 14ea @ 8면 = 112ea
  - 적용하중
    - : 활 하 중 = DB 24, DL 24
    - : 지진하중 = 1등급(0.154g), 복합모드해석

그림 2의 구조계를 주탑 경계부 종방향 탄성계수의 변화에 따른 활하중과 지진하중에 대해 수치 해석한 결과는 각각 다음 그림 3, 4와 같다.

아래 그림 3과 같이 활하중 재하시 종방향 탄성계수에 따른 수치해석결과, 종방향 탄성계수가 클수록 주탑은 축력 및 모멘트값이 각각 12%, 17%감소하였다.

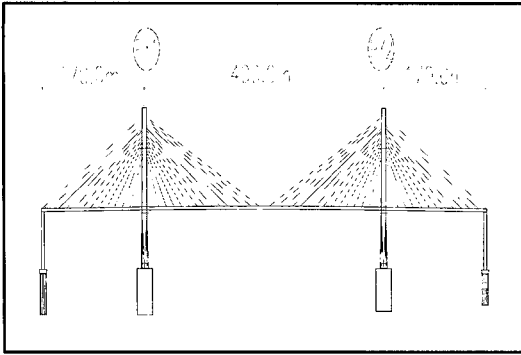
또한, 케이블의 내측 케이블력은 종방향 탄성계수가 증가함에 따라 72.2 tonf/cable에서 52.0 tonf/cable로 약 40% 감소하고 외측 케이블력은 변함이 거의 없었다.

그러나, 주형은 종방향 탄성계수가 증가할수록 경계절점의 강성증가로 인하여 지점 모멘트값이 증가하였다.

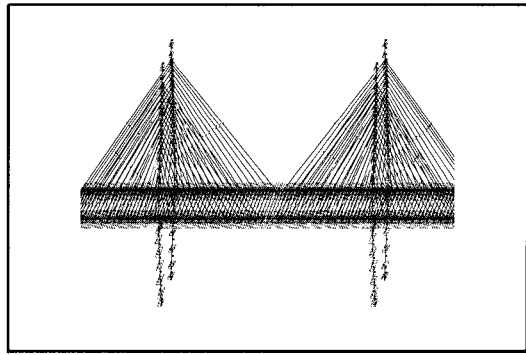
그림 3에서 나타난 바와 같이 활하중 재하시의 수치결과에서는 종방향 탄성계수값이 약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing에서 각 부재의 단면력이 급격히 변하는 것을 보여준다.

즉, 본 해석 대상 교량에서 사장교계(그림 3(a), (b),(c),(d))를 고려하면 종방향 탄성계수값이  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing일 경우의 지지조건에서 주형의 단면력을 적절하게 결정할 수 있음을 알 수 있다.

또한, 그림 4와 같이 지진하중 재하시 종방향 탄성계수에 따른 부재의 거동을 보면, 주탑에 대해서 활하중 재하시와 달리 종방향 탄성계수가 증가할수록 축력 및 모멘트값이 각각 1.6%, 0.3% 증가하였다.

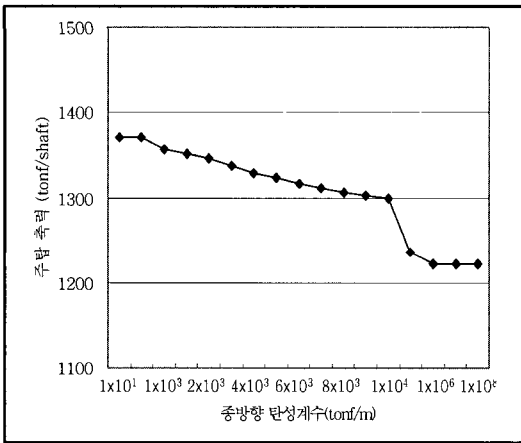


(a) 해석 구조계

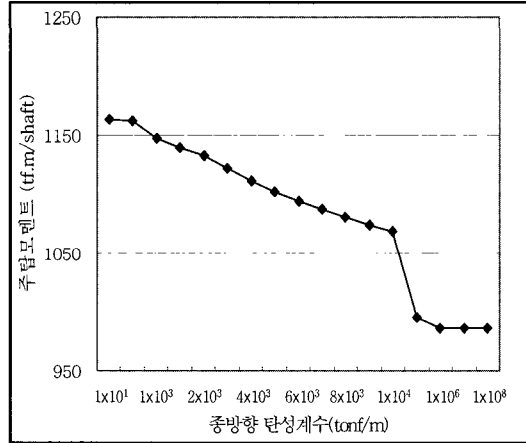


(b) 해석 모델링

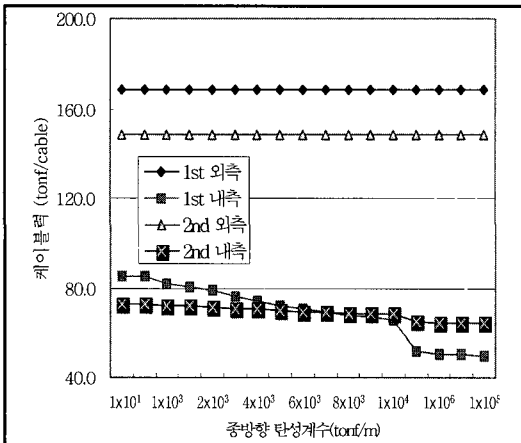
그림 2. 수치해석 구조계 및 모델링



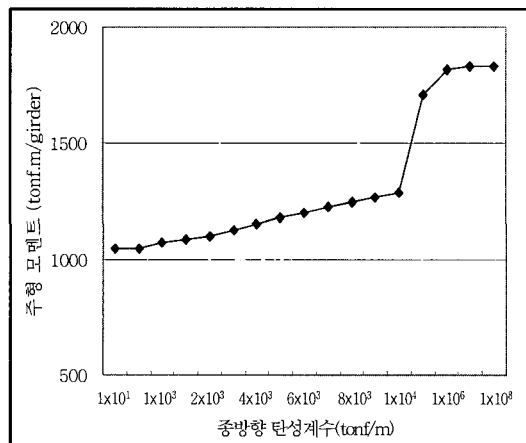
(a) 주탑 축력



(b) 주탑 모멘트

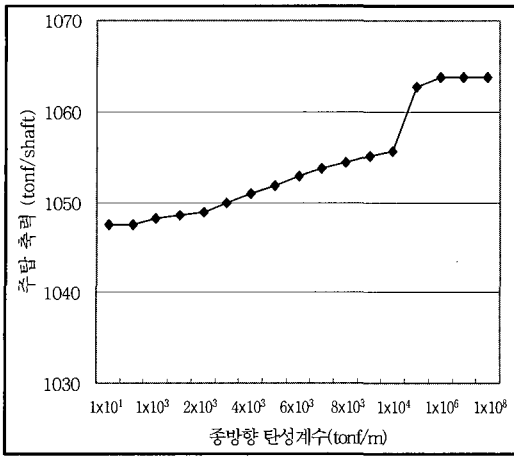


(c) 케이블력

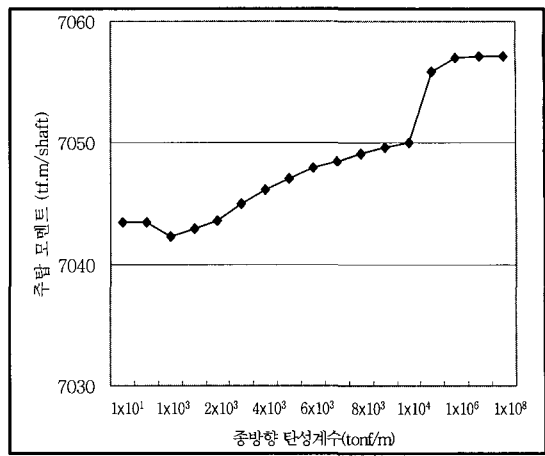


(d) 지점부 주형 모멘트

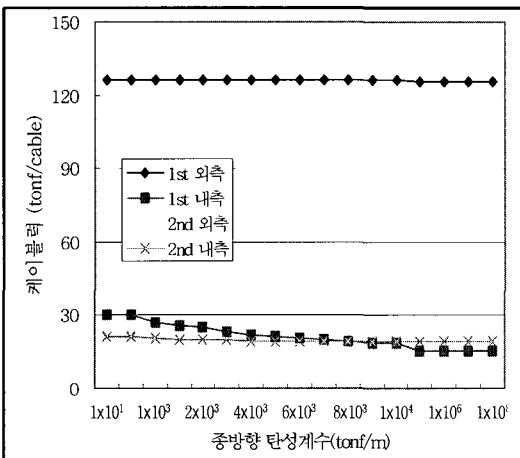
그림 3. 종방향 탄성계수에 따른 활하중 재하시의 구조거동



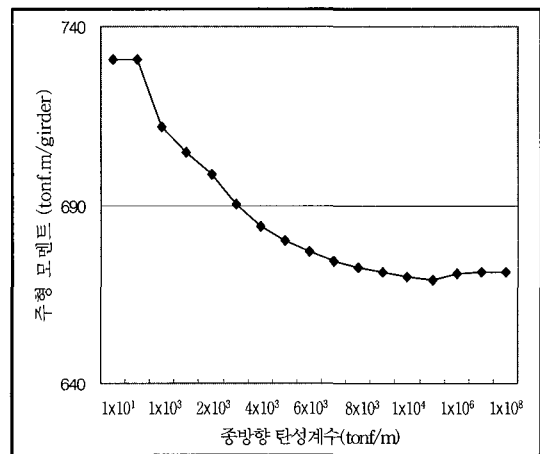
(a) 주탑 축력



(b) 주탑 모멘트



(c) 케이블력



(d) 지점부 주형 모멘트

그림 4. 종방향 탄성계수에 따른 지진하중 재하시의 구조거동

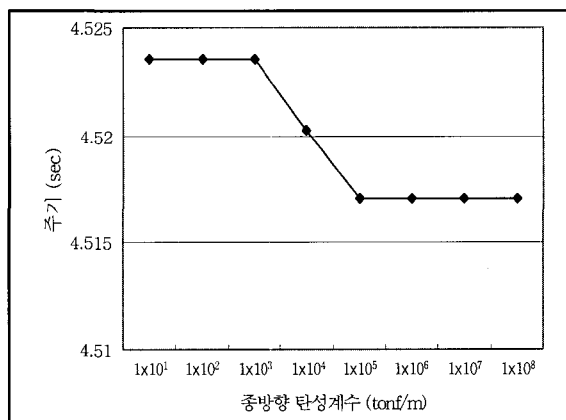


그림 5. 종방향 탄성계수에 따른 지진하중 재하시의 교량 주기

케이블력은 활하중 재하시와 같이 내측 케이블력은 종방향 탄성계수가 증가함에 따라 약 35% 감소하고 외측 케이블력은 변함이 거의 없었다.

그러나, 그림 (4)d와 같이 지지점의 종방향 탄성계수가 증가할수록 지진하중에 의한 종방향 변위값의 영향을 받는 주형 지점모멘트값은 약 8%정도 감소하였다.

지진하중에 대한 교량의 진동주기는 그림 5와 같이 주형 지지조건의 종방향 탄성계수값이  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing 부근에서 지진하중 재하의 경우 교축방향에 대한 진동 주기가 약 1.4% 더 길어지는 경향을 보인다.

Tatara교에서 적용한 종방향 탄성계수 4000 tonf/m/bearing와는 달리 본 논문에서 수치해석한 사장교에서는 지지점의 조건으로 약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing일 때 가장 이상적인 구조계의 거동을 보여 주었다.

수치해석 결과, 종방향 탄성계수의 증가에 따른 단면력 차이값이 지진하중보다는 활하중에 대한 효과가 크다. 따라서, 주탑에 큰 단면력이 발생하면 교량 전체구조계의 안정계수를 감소시키고 주탑 좌굴에 대한 안전율이 감소하기 때문에 종방향에 대한 탄성계수는 증가하는 것이 구조계에 유리하다.

#### 4. 결론

본 연구의 종방향 탄성경계조건 변화에 따른 활하중과 지진하중에 대한 수치해석결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 구속지지 경계부의 종방향 탄성계수값이 증가함에 따라 교량 전체구조계의 강성은 증가하지만 실제로는 탄성계수값의 변화에 따라 구조계에서 부재력의 증감이 존재한다. 따라서, 최적인 설계를 위해서는 교량 구조계가 탄성계수의 변화에 큰 영향을 받지 않는 특정한 탄성계수 값에 의한 정확한 해석이 필요함을 확인하였다.
2. 본 수치해석 예에서, 주형받침의 종방향 탄성계수값이 약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing인 경계조건과 주형이 주탑부에 고정된 경계조건을 해석 비교한 결과, 지진하중 재하시의 주형모멘트는 거의 같으나 활하중 재하시의 주형모멘트는 거의 같으나 활하중 재하시의  $1883.9 \text{ tonf} \cdot \text{m/girder}$ 에서  $1355.6 \text{ tonf} \cdot \text{m/girder}$ 로 약 40%정도 감소된다. 따라서, 본 수치해석 예의 경우에는 주탑

부에 고정된 경계조건이 불리하게 발생하는 주형 모멘트를 감소할 수 있는 종방향 탄성계수값 (약  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing)을 적용하는 것이 최적설계를 위한 구조해석에서 적합한 계수값임을 알 수 있었다.

3. 본 수치해석 예에서 주형 지지조건의 종방향 탄성계수값이  $1 \times 10^4$  tonf/m/bearing 부근에서 지진하중 재하의 경우 교축방향에 대한 진동 주기가 약 1.4% 더 길어지는 경향을 보인다.

#### 참고 문헌

- 1) Christian Menn, *Prestressed Concrete Bridges*, p428~438, 1986.
- 2) Torii, K. and Nukatani, H. 'An Optimum Designing Method of a Statically Indeterminate Structure', Research Report of the Tech. Univ. of Nagaoka, p61~66, No. 5, 1983.
- 3) Yamada, Y., Daigugi, H. and Imamura, K. 'Optimum Parameter Design of Cable-Stayed Bridges' Bridges and Foundation, p28~33, Jan. 1978. and p28~32, Feb. 1978.
- 4) W. Kanok-Nukulchai, *Cable-Stayed Bridges Experiences & Practice*, Vol. 1~2, 1987.
- 5) Third Operation Bureau Honshu-Shikoku Bridge Authority, *Design and Construction Technology for The Tatara Bridge*, 1999.
- 6) Masamitsu, O. and Jiro, T. and Michio, Y. and Kunihisa, M. 'Design of Complex Cable-Stayed Bridge' International Conference on Cable-Stayed Bridge, p18~20, Nov. 1987.
- 7) Leonhardt, F and W. Zeller. 'Cable-Stayed Bridges', IABSE Surveys S-13/80: 21~48, 1980.
- 8) Timoshenko, S. P., and J. M. Gere, *Theory of Elastic Stability*, New York : McGraw Hill, 1961.
- 9) Raju, T. and Derick Maxwell, B. 'A Computer Program for Non-Linear Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges Under Seismic Loading', International Conference on Cable-Stayed Bridge, 1987.