

斜張橋의 耐震設計를 위한 動的解析에 관한 研究

A Study on Dynamic Analysis for Earthquake Design of cable-stayed Bridges

李 珍 休* · 李 宰 泳** · 李 長 春***
Lee, Jin Hyu · Lee, Jae Young · Lee, Jang Choon

Summary

The dynamic earthquake analysis of plane cable-stayed bridge structures was formulated and implemented into a computer program which analyzes plane cable-stayed bridge structures subjected to initial cable tensions, member dead and live loads and seismic loads.

Cable-stayed bridges were modelled as multi-degrees of freedom systems with lumped-mass. Various earthquake responses such as dynamic deflection, bending moment, shear force and cable tension were investigated by the dynamic analyses in the form of the time history analysis.

The time history analysis was based on the mode superposition method.

The study revealed that Fan-1 type cable-stayed bridges is generally superior to other types for the earthquake proof even though aspects of deflection and section force of each type presents respective advantages and disadvantages.

The study provided a method to design the sections of cable-stayed bridges under seismic loads with various design parameters related to structural types.

The study is expected to be useful for effective design of cable-stayed bridges with consideration of earthquake.

* 쌍용엔지니어링(주) 構造部

** 全北大學校 農科大學

*** 裡里 農工專門大學 土木科

I. 緒 論

斜長橋는 케이블, 타워, 거어더로 구성되는 구조물이며 그 형상은 이들 요소의 배치 및 결합방법에 따라 매우 다양하게 형성되는, 高次不靜定의 역학적 구조체로서 구조적 舉動이 매우 복잡하다. 따라서 이에 대한 정확한 耐震解析이 불가능하였으나, 빠른 계산 속도를 가진 컴퓨터의 등장으로 인하여 그의 정확한 해석이 가능하게 되었다.

본 연구에서는 動的 特性을 파악할 수 있는 프로그램을 개발하므로써 케이블 설치 위치에 따라 應力 調整을 할 수 있고, 이로 인한 공간 활용에 유리한 다양한 사장교의 구조형식에 대한 경제적인 내진설계가 가능하도록 함과 아울러 내진 설계시 거어더에서의 케이블의 위치 설정에 유용하게 사용토록 하는 데 연구의 목적이 있다.

1. 研究 方法 및 內容

구조물의 내진해석을 하는 데 있어서는 地盤의 운동에 의하여 발생하는 지진 하중을 구조물의 慣性力인 動的荷重으로 적용하는 動的解析法을 이용하였다. 이 방법은 地震의 영향을 등가의 정적 하중으로 환산하여 정적해석을 하는 등가정해석법에 비하여 계산 과정이 다소 복잡하고 많은 시간이 필요하지만 구조물의 동적특성에 따라 그 거동을 정확하게 파악할 수 있어 안전하고 경제적인 설계가 가능하다. 동적해석법 중에서도 地震에 의한 지반운동의 시간에 따른 변화를 알 때에 구조물의 거동을 알아낼 수 있는 시간이력해석법인 모드重疊法을 사용하였다.

다차의 부정정 구조물인 사장교에 대하여 각 質點에 대한 정역학적인 처짐, 휨모멘트, 전단력, 케이블의 장력에 대한 영향치를 구하고, 선택한 질점계에 대한 모드벡터, 고유주기 등을 구하여, 이들을 기초로 해서 다질점계에 의한

直接積分에 의해서 구한 각 질점의 慣性力과 영향치를 곱함으로써, 각 質點의 단면력과 변형에 대한 응답 시간이력을 구하는 응답해석을 하였다.

2. 基本假定 및 制限事項

본 연구는 사장교에 대한 내진시의 動的解析에 중점을 두고 연구한 것으로 다음과 같은 가정과 제한사항 하에서 수행된다.

- ① 재료의 非線形成은 고려하지 않는다.
- ② 質量의 시간에 대한 변화는 없는 것으로 한다.
- ③ 케이블의 Sag로 인한 장력 방향의 변화는 무시한다.
- ④ 변형에 의한 케이블 경사각의 변화는 무시한다.
- ⑤ 減衰率의 변화는 고려하지 않는다. 구조계의 감쇠는 여러 조건에 따라 지배되므로 이를 해석에 정규화하기에는 어려움이 있다.

II. 斜張橋의 地震應答 理論

1. 斜張橋의 運動方程式

사장교는 케이블을 통하여 거어더와 타워가 연결된 구조이다. 따라서 수직진동에 의해서 거어더가 상·하로 움직이면 타워는 케이블을 통하여 水平振動을 할 것이다. 그리고 타워가 수평으로 진동하면, 그 움직임은 거어더의 상·하 진동을 일으킨다. 따라서, Fig. 1과 같은 2

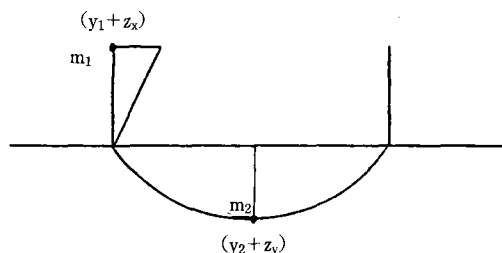


Fig. 1. Two degrees of freedom system in a cable-stayed bridge

自由度系 구조물의 사장교를 생각하여 地震加速度가 수평방향으로 $\ddot{z}_x = \ddot{z}$, 수직방향으로 $z_y = 0.5\ddot{z}$ 이라고 하면 振動의 연립 미분방정식은 식(1)과 같다. 식(1)은 수평 지진파에 의한 식(2)와, 수직지진파에 의한 식(3)을 합한 것과 같다.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & 0.5m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z} \\ \ddot{z} \end{bmatrix} \quad \dots (1)$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z} \\ \ddot{z} \end{bmatrix} \quad \dots (2)$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0.5m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z} \\ \ddot{z} \end{bmatrix} \quad \dots (3)$$

여기서 質量은 m_1, m_2 , 減衰定數는 $c_{11}, c_{12}, c_{21}, c_{22}$, 각 質點의 상대 변위는 y_1, y_2 질점 m_1 인 곳에 수평력 1ton을 작용 시킬 때의 질점 m_1 의 수평 변위를 α_{11} , 질점 m_2 의 수직변위를 α_{21} 으로 하고, 質點 m_2 인 곳에 수직력 1ton을 작용시킬 때의 質點 m_1 의 수평변위를 α_{12} , 質點 m_2 의 수직변위를 α_{22} 으로 하면, 이 α 는 처짐의 영향치이고 k 와 a 의 관계는 식(4)와 같이 된다. 즉 $[k]$ 는 $[a]$ 의 역행렬이 된다.

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} \end{bmatrix}^{-1} \quad \dots (4)$$

2. 斜張橋의 모드형상

지금 規準座標를 $[q_i]$, 固有벡터를 $[\phi_{ij}]$ 라고 하면, 식(5), (6), (7)과 같은 관계가 된다.

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} \quad \dots (5)$$

$$\begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{bmatrix} \quad \dots (6)$$

$$\begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{bmatrix} \quad \dots (7)$$

식 (5), (6), (7)을 식(1)에 대입하여 전치행렬 $[\phi_{ij}]^T$ 을 좌측에 곱하면 고유벡터의 直交性으로 부터 식(8)과 같이 된다.

$$\begin{bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1\phi_{11} & 0.5m_2\phi_{21} \\ m_1\phi_{12} & 0.5m_2\phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z} \\ \ddot{z} \end{bmatrix} \quad \dots (8)$$

여기서, 특히 固有벡터를 식(9)가 되도록 正規化하면 C_1, C_2, K_1, K_2 는 식(10)과 같다.

$$M_1 = \sum_{r=1}^2 m_r \phi_{r1}^2 = 1, M_2 = \sum_{r=1}^2 m_r \phi_{r2}^2 = 1 \quad \dots (9)$$

$$C_1 = \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 c_{rs} \phi_{r1} \phi_{s1}, C_2 = \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 c_{rs} \phi_{r2} \phi_{s2} \quad \dots (10)$$

$$K_1 = \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 k_{rs} \phi_{r1} \phi_{s1}, K_2 = \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 k_{rs} \phi_{r2} \phi_{s2}$$

여기서 固有值를 ω_1, ω_2 , 減衰率을 h_1, h_2 이라고 하면 식(11)과 같다.

$$\omega_1^2 M_1 = K_1, M_1 = 1 \text{이므로 } \omega_1^2 = K_1, \omega_2^2 = K_2$$

$$h_1 = \frac{C_1}{2\omega_1}, h_2 = \frac{C_2}{2\omega_2} \quad \dots (11)$$

3. 斜張橋의 動的 平衡方程式의 分離

β_1, β_2 를 식(12)와 같이 놓으면 식(8)은 식(13)과 같이 된다.

$$m_1\phi_{11} + 0.5m_2\phi_{21} = \beta_1$$

$$m_1\phi_{12} + 0.5m_2\phi_{22} = \beta_2 \quad \dots (12)$$

$$\ddot{q}_1 + 2h_1\omega_1\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -\beta_1\ddot{z}$$

$$\ddot{q}_2 + 2h_2\omega_2\dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -\beta_2\ddot{z} \quad \dots (13)$$

따라서 식(1)의 2 자유도계의 聯立微分方程은 식(5), (6), (7)의 規準座標 $[q_i]$ 를 매개로 하여 식(13)의 자유도계 미분방정식 2개로 독립 분리하였다. 식(13)을 풀어서, 應答變位 q_1, q_2 를 구하면 다음과 같다.

$$q_1 = \beta_1 \left[\frac{-1}{\omega_1 \sqrt{1-h_1^2}} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \exp[-h_1 \omega_1(t-\tau)] \sin\{\sqrt{1-h_1^2} \omega_1(t-\tau)\} dt \right] \dots\dots\dots (14)$$

$$q_2 = \beta_2 \left[\frac{-1}{\omega_2 \sqrt{1-h_2^2}} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \exp[-h_2 \omega_2(t-\tau)] \sin\{\sqrt{1-h_2^2} \omega_2(t-\tau)\} dt \right]$$

식(14)으로부터 應答절대가속도($\ddot{q}_1 + \beta_1 \ddot{z}$), ($\ddot{q}_2 + \beta_2 \ddot{z}$)를 구하면 다음과 같다.

$$\ddot{q}_1 + \beta_1 \ddot{z} = \beta_1 \left[\frac{\omega_1}{\sqrt{1-h_1^2}} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \exp[-h_1 \omega_1(t-\tau)] \cos\{\sqrt{1-h_1^2} \omega_1(t-\tau) + \tan^{-1} \frac{(2h_1^2-1)}{2h_1 \sqrt{1-h_1^2}}\} dt \right] \dots\dots\dots (15)$$

$$\ddot{q}_2 + \beta_2 \ddot{z} = \beta_2 \left[\frac{\omega_2}{\sqrt{1-h_2^2}} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \exp[-h_2 \omega_2(t-\tau)] \cos\{\sqrt{1-h_2^2} \omega_2(t-\tau) + \tan^{-1} \frac{(2h_2^2-1)}{2h_2 \sqrt{1-h_2^2}}\} dt \right]$$

식(14), (15)는 $\Delta\tau$ 시간마다의 순간력(Impulse) $-\beta \ddot{z}(\tau) \Delta\tau$ 로 나누어, 단계마다 입력시킨 경우의 應答으로, 應答曲線은 $\Delta\tau$ 시간씩 발생하여 이들 응답곡선의 총계가 모두 합해진 형태로 구해진다.

4. 斜張橋의 非減衰 自由振動 解析

$$\det \left(-\omega^2 \begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{vmatrix} \right) = 0 \text{이다.}$$

$$-\omega^2 \begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots (16)$$

$$\begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix} = \frac{1}{\omega^2} \begin{vmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{vmatrix} \dots\dots\dots (17)$$

$$\begin{vmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{vmatrix}^{-1} \begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix} = \frac{1}{\omega^2} \begin{vmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} \dots\dots (18)$$

$$\begin{vmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix} - \frac{1}{\omega^2} \begin{vmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \end{vmatrix} \dots\dots (19)$$

$$\begin{vmatrix} \alpha_{11} m_1 & \alpha_{12} m_2 \\ \alpha_{21} m_1 & \alpha_{22} m_2 \end{vmatrix} - \frac{1}{\omega^2} \begin{vmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \end{vmatrix} \dots\dots (20)$$

식(20)이 無用解(Nontrivial solution)를 갖기 위한 조건은 식(21)과 같으며 여기서 ω_1, ω_2 는 다음의 行列式을 0으로 해서 구해진다.

$$\det \begin{vmatrix} (\alpha_{11} m_1 - \frac{1}{\omega^2}) & \alpha_{12} m_2 \\ \alpha_{21} m_1 & (\alpha_{22} m_2 - \frac{1}{\omega^2}) \end{vmatrix} = 0 \dots\dots (21)$$

즉 $\frac{1}{\omega^2}$ 은 行列 $\begin{vmatrix} \alpha_{11} m_1 & \alpha_{12} m_2 \\ \alpha_{21} m_1 & \alpha_{22} m_2 \end{vmatrix}$ 의 固有值이다.

그리고 $\begin{vmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{12} \end{vmatrix}$ 는 $\frac{1}{\omega_1^2}$ 에 대응되는 固有벡터이며

며 $\begin{vmatrix} \Phi_{21} \\ \Phi_{22} \end{vmatrix}$ 는 $\frac{1}{\omega_2^2}$ 에 대응되는 固有벡터이다.

5. 斜張橋의 地震動에 대한 應答

식(14)의 좌변이 구해지면 식(7)로부터 구하고자 하는 應答變位는 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \end{pmatrix} = \begin{vmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (22)$$

그리고 식(23)인 관계가 있으므로 식(24)이 구해진다.

$$\begin{pmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{pmatrix} = \begin{vmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (23)$$

$$\begin{pmatrix} \ddot{z}_x \\ \ddot{z}_y \end{pmatrix} = \ddot{z} \begin{vmatrix} 1 \\ 0.5 \end{vmatrix} = \ddot{z} \begin{vmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \ddot{y}_1 + \ddot{z}_x \\ \ddot{y}_2 + \ddot{z}_y \end{pmatrix} = \begin{vmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{q}_1 + \beta_1 \ddot{z} \\ \ddot{q}_2 + \beta_2 \ddot{z} \end{pmatrix} \quad \dots (24)$$

식(24)로부터 실제 사장교에 작용하는 지진동에 대한 응답 절대가속도를 구할 수 있다.

여기서 식(1)의 우변에 대해서 중요한 사실은 水平地震加速度的 수치를 외력으로 사용하여, 수평방향으로 진동하는 質點은 그대로의 質量을 수직방향으로 振動하는 質點의 質量을 사용하여 振動方程式을 세우는 일이다.

이와 같이 하여 구한 응답 절대가속도에 質量을 곱한 慣性力 $m_1(\ddot{y}_1 + \ddot{z}_x)$, $m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{z}_y)$ 을 구조물에 작용하는 하중으로 생각하여, 사장교의 임의의 점의 처짐, 휨모멘트, 전단력, 케이블의 장력의 영향치에 곱하면, 임의의 점의 처짐, 휨모멘트, 전단력, 케이블 장력에 대한 응답시간이력 및 최대 단면력을 계산할 수 있다.

III. 數值計算 및 結果 分析

실제로 동적 수치해석을 하기 위해서 다음과 같은 가정에 의해서 프로그램을 실행하였다. 가교지점의 최대 지진 가속도는 $0.63m/sec^2$ 로 하며, 가교지점의 지반의 고유주기는 0.4sec로 하여, 같은 주기를 갖는 El Centro 지진파를 가교지점의 지반 표면에 발생하는 지진 가속도 파형으로 하였다.

단, El Centro의 최대 가속도는 $3.13m/sec^2$ 이므로 이를 $0.63m/sec^2$ 로 축소해서 미소시간 0.01초씩 5초 동안 입력하였다.

Fig. 2는 사장교의 거어더와 타워에 질량이

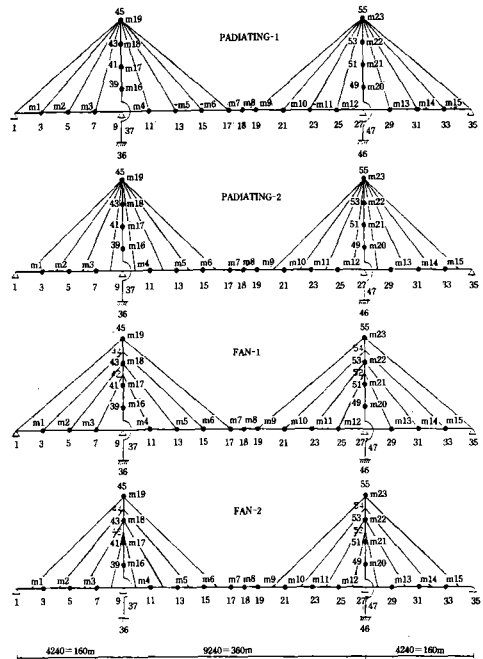


Fig. 2. Analysis models of cable-stayed bridge

집중 질량법(Lumped-mass method)에 의해서 23개의 질점에 집중되어 있다고 나타난 해석 모형이다.

Fig. 3은 El Centro파의 Accelerogram를 나타내고 있으며 Table-1은 각 질점의 질량을 나타내고 있다.

1. 斜張橋의 動的 耐震解析을 위한 프로그램

사장교의 動的 耐震解析을 하기 위한 프로그

Table-1. Mass of Cable-stayed bridges for the mass points[t.sec²/m]

Mass point	m1	m2	m3	m4	m5	m6	m7	m8
Mass	14	14	14	14	14	14	10.5	7
Mass point	m9	m10	m11	m12	m13	m14	m15	m16
Mass	10.5	14	14	14	14	14	14	1.88
Mass point	m17	m18	m19	m20	m21	m22	m23	
Mass	1.88	1.88	0.94	1.88	1.88	1.88	0.94	

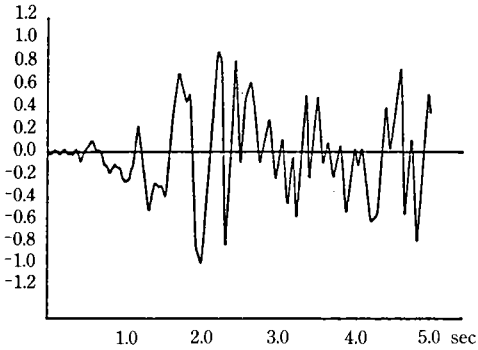


Fig. 3. Accelerogram from El Centro earthquake, May 18, 1940(NS component) [$\times 0.63m/sec^2$]

램은 사장교의 각각의 형에 대한 영향치 계산, 모드 형상 및 Duhamel 積分에 의한 應答 절대가속도 계산, 최대 단면력 계산, 해석 결과의 Plotting의 네가지로 구분하였다. El Centro 데 이타는 하나의 화일로 구성하여 입력하였다.

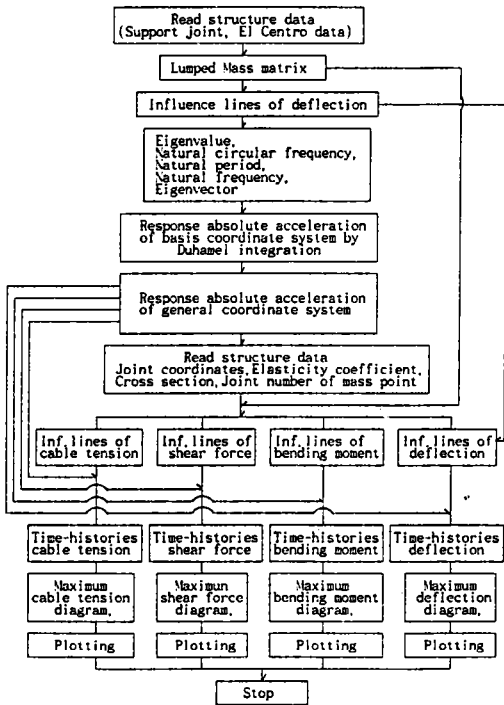


Fig. 4. Flow chart for dynamic earthquake analysis

2. 입출력 관계도

Fig. 5는 프로그램에서 화일의 입출력 관계를 나타내고 있다.

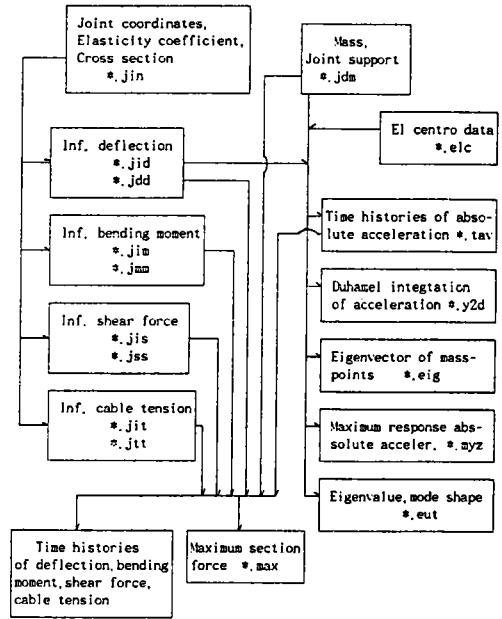


Fig. 5. Entity Relationships Diagram

3. 固有適期와 固有모드

앞에서의 수치해석적 계산에 의해 사장교의 각각의 모형에 대한 고유진동수가 계산되어, 고유주기를 구할 수 있다. 또한 고유벡터 즉, 고유모드가 구해진다. 23 질점의 경우는 1차에서 23차까지의 고유주기와 고유모드가 구해진다. Fig. 4는 각각의 사장교 모형에 대한 고유주기를 나타내며, Radiating-1형은 질점 1에서 1.063sec이고 Radiating-2형은 1.497sec, Fan-1형은 1.289sec, Fan-2형은 1.609sec로서, Fan-2형이 고유주기는 가장 크게 나타나나, 중앙경간인 질점 8에서는 Fan-1형이 0.291sec로서 가장 크다. 고유진동수(Natural frequency)는 Radiating-1형은 질점 23에서 37.85hz, Radiating-2형은 36.02hz, Fan-1형은 31.26hz, Fan-2형은 31.03

hz으로 Radiating-1형이 가장 높게 나타나며, 우측 타워 끝에서 모든 형이 높게 나타났다.

각각의 모드형상은 구조형식에 따라 그 형상을 달리하며, 일반적으로 거어더는 저차의 진동모드의 영향을 받고, 타워는 고차의 진동모드의 영향을 받는 것으로 나타나 사장교는 전차수의 진동모드를 고려하여 설계하는 것이 바람직하다고 사료되었다.

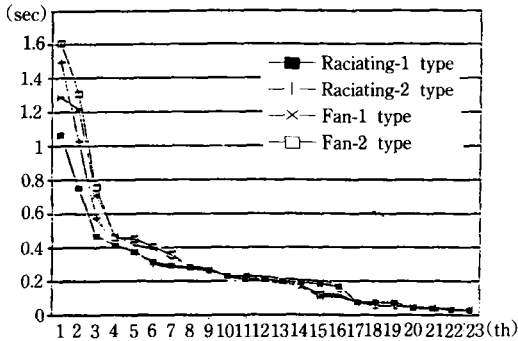


Fig. 6. Natural period of the structural types [sec]

4. 應答 絶對加速度

다음은 각 구조형식에 대해서 응답절대가속도의 해석 결과이다. Radiating-1형은 거어더의 중앙인 질점 8에서 $2.187\text{m/sec}^2(2.80\text{sec})$. Radiating-2형은 $1.939\text{m/sec}^2(4.97\text{sec})$, Fan-1형은 $1.165\text{m/sec}^2(2.54\text{sec})$, Fan-2형은 $8.022\text{e-}01\text{m/sec}^2(2.79\text{sec})$ 으로 나타났다. 그러나 Fan-1 형은 $8.022\text{e-}01\text{m/sec}^2(2.79\text{sec})$ 으로 나타났다. 그러나

Fan-1 형은 거어더의 양끝에서(질점 1,15) $1.996\text{m/sec}^2(2.69\text{sec})$ 이고, Fan-2형은 $2.140\text{m/sec}^2(2.69\text{sec})$ 로서, Fan-1, 2형은 거어더에서는 질점 8보다 질점 1,15에서 더 크다. Radiating-1형은 질점 1,15에서 $1.786\text{m/sec}^2(4.37\text{sec})$, Radiating-2형은 질점 1,15에서 $1.829\text{m/sec}^2(3.24\text{sec})$ 로서 질점 8보다 적게 나타났다.

타워에서는 타워의 중앙인 질점 17, 21에서 Radiating-1형, Radiating-2형, Fan-2형은 크게 나타나고, Fan-1 형은 타워의 중앙 아래인 질점 16에서 중앙보다 크게 나타났다.

따라서 거어더와 타워에서의 응답 절대가속도는 각각 중앙경간에서 Radiating-1형이 가장 크게 나타났다.

IV. 最大 斷面力 및 時間-應答 曲線

1. 構造形式別 最大 應答 처짐

Fig. 7, 8, 9, 10은 시간-처짐의 응답곡선을 나타내고 있다. Radiating-1형은 거어더의 중앙에서 $1.780\text{cm}(4.45\text{sec})$, Radiating-2형도 거어더의 중앙에서 $1.282\text{cm}(4.98\text{sec})$ 로서 가장 크게 나타난다. 그러나 Fan-1형은 거어더의 중앙보다는 양 경간의 No. 2, 18에서 $0.872\text{cm}(2.69\text{sec})$ 로서, 중앙에서의 $0.812\text{cm}(2.54\text{sec})$ 보다 크게 나타난다. Fan-2형도 No. 2, 18에서 $1.064\text{cm}(3.5\text{sec})$ 로서 중앙의 $0.709\text{cm}(2.56\text{sec})$ 보다 크게 나타난다.

타워에서는 Radiating-1형은 No. 24, 29에서 $0.423\text{cm}(4.90\text{sec})$, Radiating-2형은 No. 22, 27

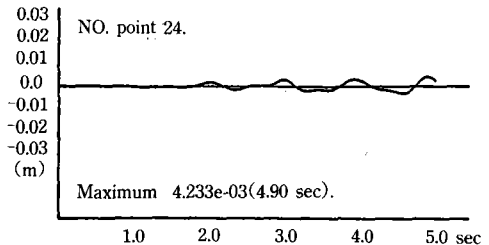
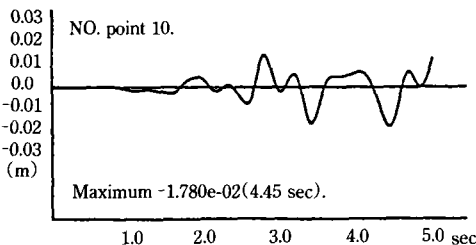


Fig. 7. Time histories of response deflection on the Radiating-1 type[m]

에서 0.369cm(4.22sec), Fan-1형은 No. 22, 27에서 0.320cm(2.55sec), Fan-2형은 No. 22, 27에서 0.370cm(3.08sec)로서 일반적으로 타워에서는 타워 중앙에서 각각의 형에서 최대치가 발생하나, Radiating-1형은 타워의 끝에서 처짐의 최대치가 나타난다. 타워에서 Fan-1형이 처짐의 최대치가 가장 적게 나타난다.

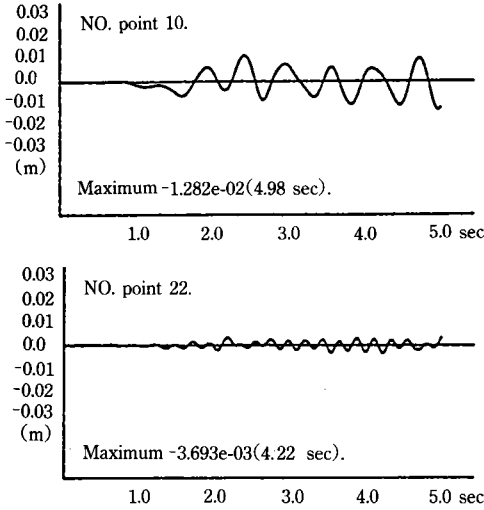


Fig. 8. Time histories of response deflection on the Radiating-2 type[m]

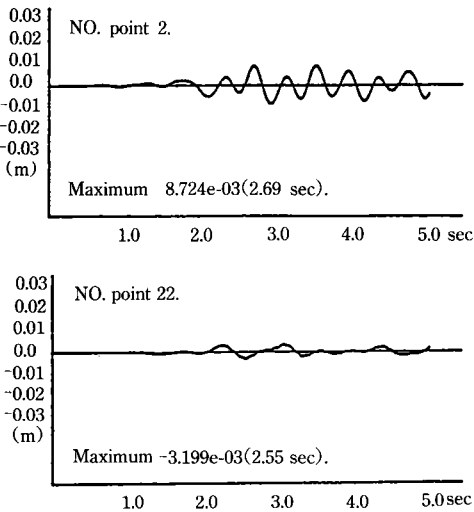


Fig. 9. Time histories of response deflection on the Fan-1 type[m]

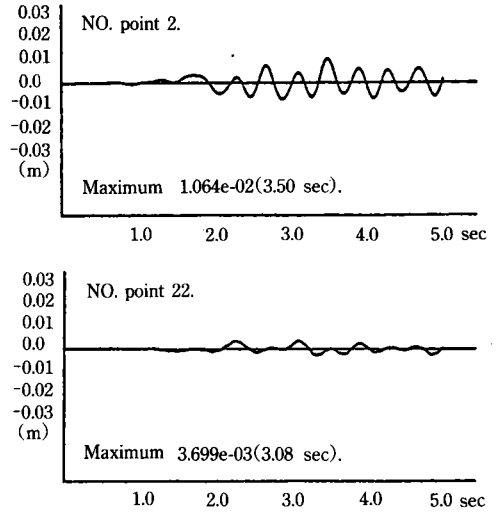


Fig. 10. Time histories of response deflection on the Fan-2 type[m]

따라서 지진에 의한 응답 처짐의 경우에는 Fan-1형이 거더와 타워에서 비교해 볼 때 구조적으로 바람직하다고 사료된다.

2. 構造形式別 最大 應答 휨모멘트

Fig. 11, 12, 13, 14는 사장교의 각 구조 형식에 대한 시간-휨모멘트의 응답 곡선을 나타내고 있다.

Radiating-1형은 거더의 중앙에서 $338.8t \cdot m(2.80sec)$, Radiating-2 형도 거더의 중앙에서 $436.2t \cdot m(4.97sec)$ 로서 가장 크게 나타난다. 그러나 Fan-1형은 거더의 중앙보다는 양 경간의 No. 2, 18에서 $274.2t \cdot m(2.69sec)$ 로서, 중앙에서의 $237.0t \cdot m(2.53sec)$ 보다 크게 나타난다. Fan-2형도 No. 2, 18에서 $393.2t \cdot m(3.50sec)$ 로서 중앙의 $167.4t \cdot m(2.53sec)$ 보다 크게 나타난다.

타워에서는 Radiating-1형은 No. 22, 25에서 $127.6t \cdot m(4.22sec)$, Radiating-2형은 No. 20, 25에서 $123.3t \cdot m(4.22sec)$ 로 나타나며, Fan-1형은 No. 20, 25에서 $109.5t \cdot m(2.56sec)$, Fan-2형도 No. 20, 25에서 $115.6t \cdot m(3.08sec)$ 로서 크게 나타난다. 타워에서 Radiating-1형이 타워

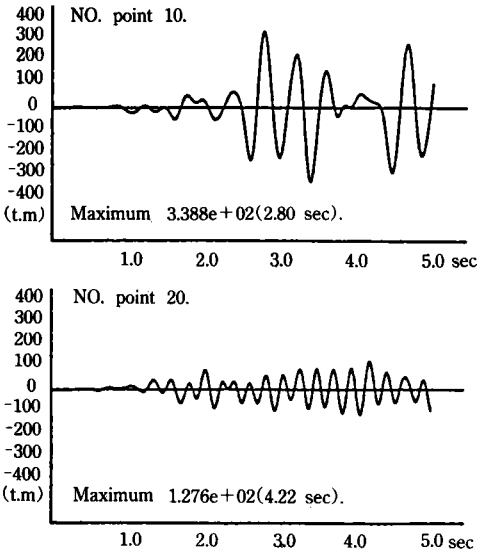


Fig. 11. Time histories of response bending moment on the Radiating-1 type type [t.m]

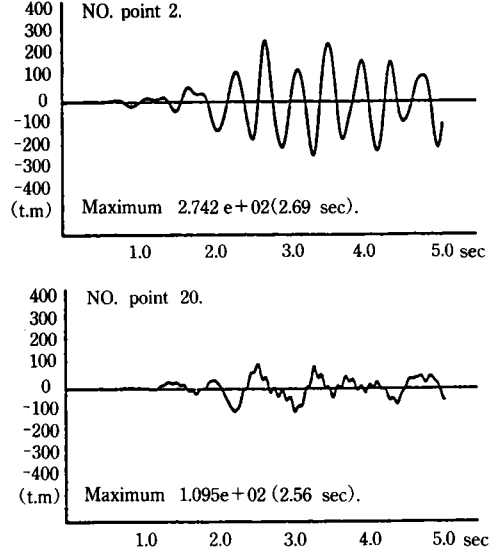


Fig. 13. Time histories of response bending moment on the Fan-1 type[t.m]

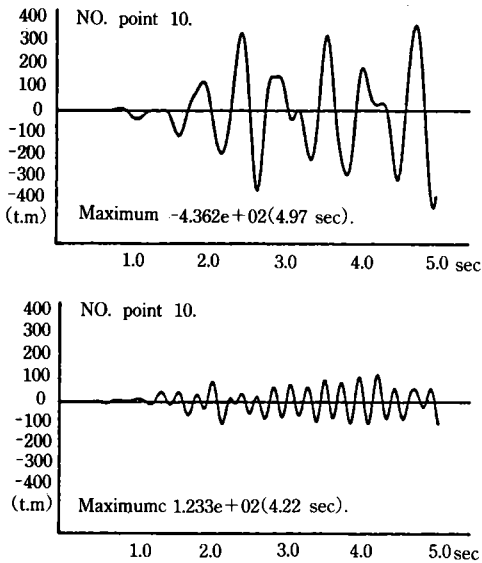


Fig. 12. Time histories of response bending moment on the Radiating-2 type type [t.m]

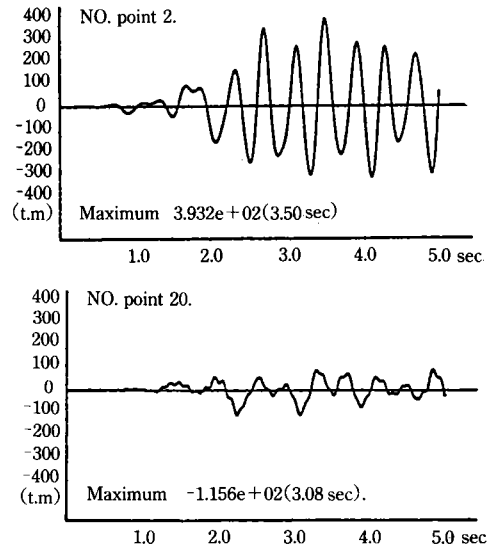


Fig. 14. Time histories of response bending moment on the Fan-2 type[t.m]

지점에서 가장 크게 나타나며 Fan-1형의 최대치가 가장 작다.

따라서 지진에 의한 응답 휨모멘트의 경우에는 Fan-1형이 거어터와 타워에서 각각의 형을 비교해 볼 때 구조적으로 바람직하다고 사료된다.

3. 構造形式別 最大 應答 전단력

Fig. 15, 16, 17, 18은 사장교의 각 구조 형식에 대한 시간-전단력의 응답 곡선을 나타내고 있다.

Radiating-1형은 거어더의 중앙에서 7.65t(2.80 sec), Radiating-2 형은 거어더의 중앙에서 6.79t (4.97sec)로서 나타난다. 최대 응답 전단력은 Radiating-1형은 No. 1에서 19.31t(4.90sec)이며, Radiating-2형은 No. 9에서 20.72t(4.98sec)

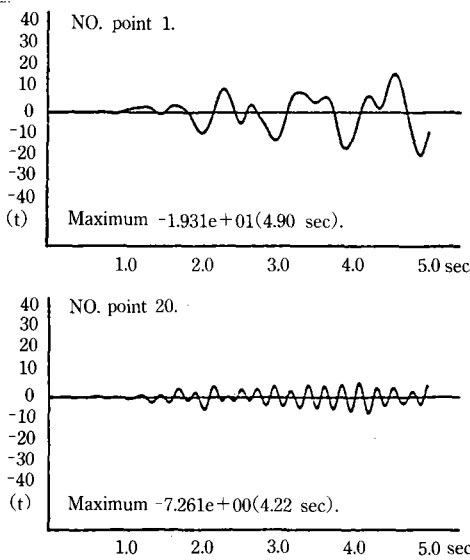


Fig. 15. Time histories of response shear force on the Radiating-1 type[t]

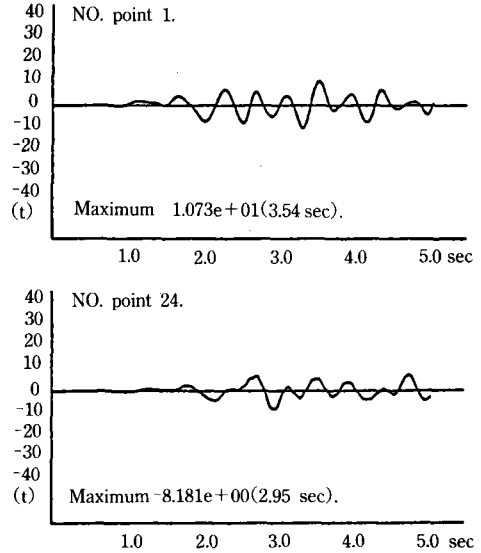


Fig. 17. Time histories of response shear force on the Fan-1 type[t]

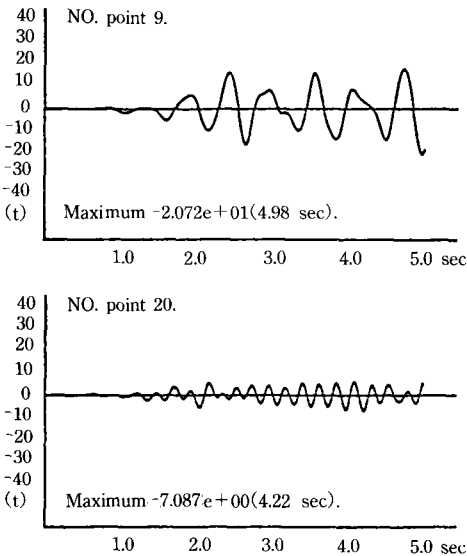


Fig. 16. Time histories of response shear force on the Radiating-2 type[t]

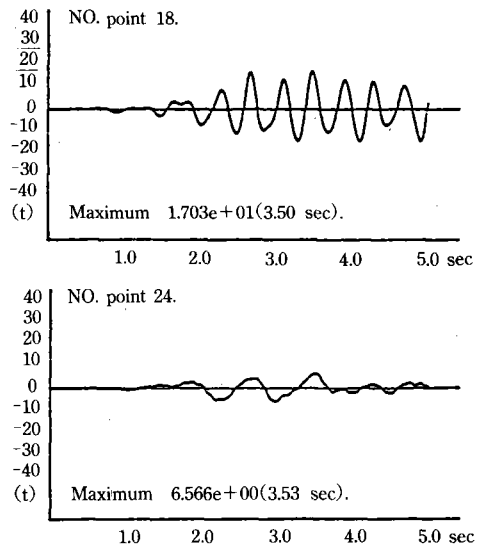


Fig. 18. Time histories of response shear force on the Fan-2 type[t]

을 나타낸다. Fan-1형은 거어더의 중앙에서 4.08t (2.54sec)을 나타내며, No. 1에서 최대치 10.73t (3.54sec)으로 크게 나타난다.

Fan-2형은 No. 18에서 최대치 17.03t(3.50sec)으로 크게 나타나며, 중앙에서는 2.81t(2.79sec)로서 나타난다. 따라서 거어더에서는 Radiating-1형이 No. 1에서 각각의 형식 중에서 최대치를 나타내고, Fan-1형의 최대치가 가장 작게 나타난다.

타워에서는 Radiating-1형은 No. 20에서 7.26t (4.22sec), Radiating-2형은 No. 20에서 7.09t (4.22sec)로 나타나며, Fan-1형은 No. 20에서 6.37t(3.29) Fan-2형은 6.45t(2.25sec)으로서 나타난다.

따라서 지진에 의한 응답 전단력의 경우에는 Fan-2형이 타워에서는 바람직하며, 거어더의 경우에는 Fan-1형이 구조적으로 바람직하다고 사료된다.

4. 構造形式別 最大 應答 케이블 張力

Fig. 19, 20, 21, 22는 사장교의 각 구조형

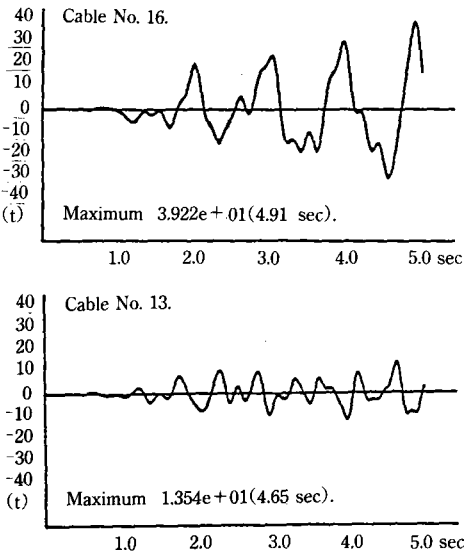


Fig. 19. Time histories of response cable tension on the Radiating-1 type[t]

식에 대한 시간-케이블 장력의 응답곡선을 나타내고 있다.

케이블 장력은 Radiating-1형이 16번 케이블에서 36.8t(4.90sec), Radiating-2형이 6번 케이블

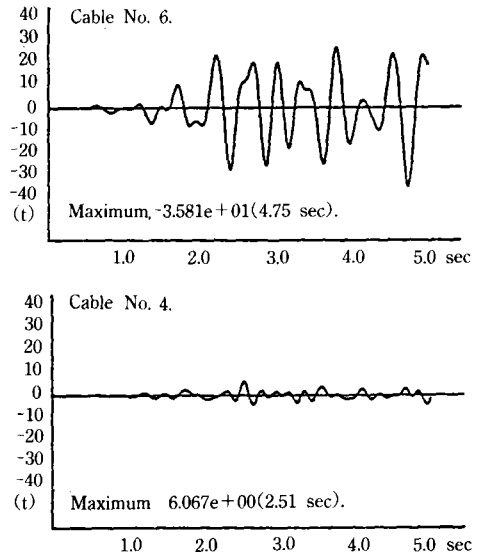


Fig. 20. Time histories of response cable tension on the Radiating-2 type[t]

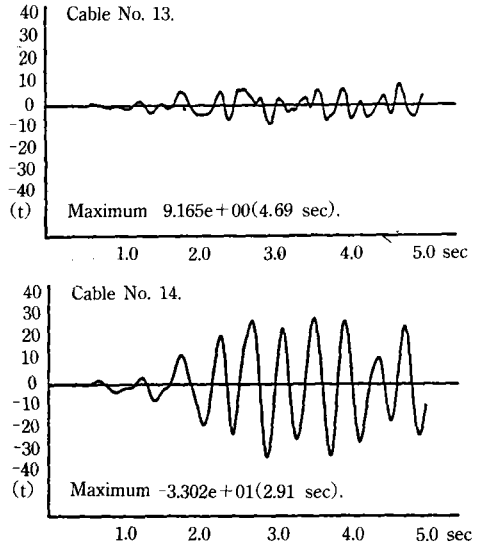


Fig. 21. Time histories of response cable tension on the Fan-1 type[t]

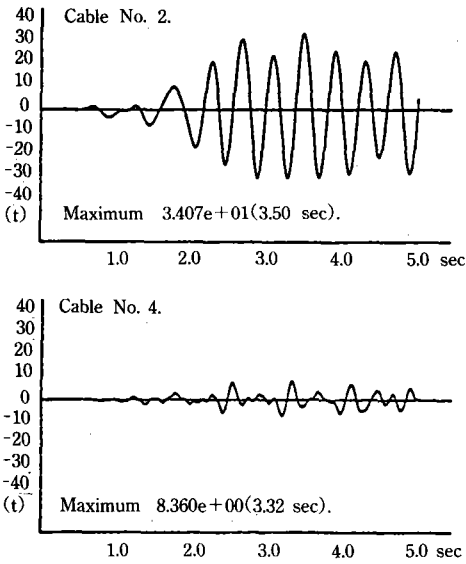


Fig. 22. Time histories of response cable tension on the Fan-2 type[t]

블에서 35.8t(4.75sec), Fan-1형이 14번 케이블에서 33.0t(2.91sec), Fan-2형이 2번 케이블에서 34.1t(3.51sec)으로 크게 나타난다. 일반적으로 Radiating-1형은 1, 8, 9, 16번 케이블의 장력이 크고, Radiating-2형은 2, 6, 11, 15번이, Fan-1형은 3, 6, 11, 14번이, Fan-2형은 2, 15번이 다른 케이블에 비해 비교적 큰 장력을 받고 있다.

따라서 지진에 의한 케이블 장력은 각각의 형에 따라 일정하지는 않으나 Fan-1형과 Fan-2

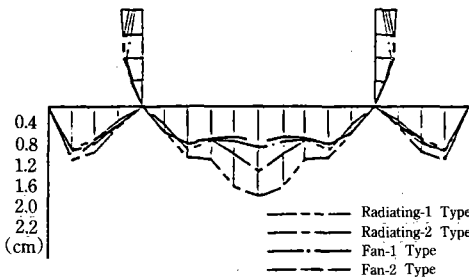


Fig. 23. Maximum deflection of the earthquake response on the structural types[cm]

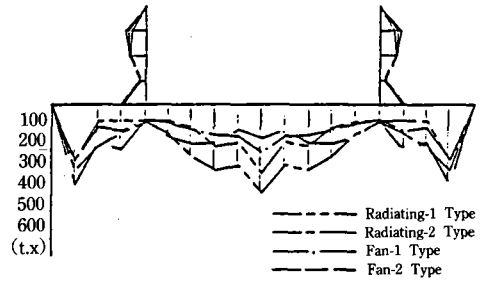


Fig. 24. Maximum bending moment of the earthquake response on the structural types[t.m]

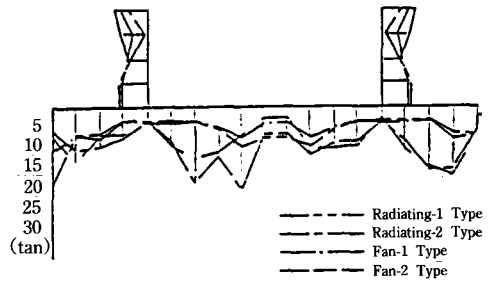


Fig. 25. Maximum shear force of the earthquake response on the structural types[t]

형이 대체로 적은 장력을 받고 있다.

Fig. 23, 24, 25는 구조형식별 최대 응답 처짐, 최대 응답 휨모멘트, 최대 전단력을 나타내고 있다.

V. 結論 및 考察

사장교에 대한 내진설계를 위한 동역학적 해석을 하기 위하여 사장교의 거어더에서의 케이블의 위치를 변경하여, 4가지 모형에 대한 정역학적 해석에 의해, 각 절점의 처짐, 휨모멘트, 전단력, 케이블 축력에 대한 영향치를 구하고 이어서, 동역학적 해석에 의해 고유주기, 고유벡터를 구한 후, 이를 기초로 해서 El Centro 지진파를 외력으로서 작용하였을 때의 진동응답 및 최대 단면력을 분석하였으며 그 결과

다음과 같은 몇가지 결론을 얻을 수 있었다.

1. 모드차수와 고유주기와의 관계를 보면 각 형식 중에서 Fan-2 형이 가장 높으며, Radiating-1형이 제1차 고유주기는 가장 작다. 케이블의 거어더에서의 위치가 타워 쪽으로 이동할 수록 각 차수에서 고유주기는 크게 나타났다.

2. 응답 절대가속도는 거더의 중앙에서는 Radiating-1형이 가장 크고, 양지점에서는 Fan-2 형이 가장 크다. 타워에서도 타워의 중앙에서 Radiating-1형이 가장 크게 나타났다.

3. 최대 응답처짐은 Radiating-1형과 Radiating-2형은 거어더의 중앙에서 발생하나, Fan-1 형과 Fan-2형은 거어더의 양쪽 지점 부근에서 발생하였다.

4. 최대 응답휨모멘트는 거어더의 중앙에서 Radiating-2형이 가장 크게 발생하며, Fan-1형과 Fan-2형은 중앙보다는 거어더의 양쪽 지점 부근에서 약간 크게 발생하였다. 타워에서는 각 형식이 모두 타워의 중앙에서 크게 발생하였다.

5. 최대 응답 전단력은 Radiating-2형이 가장 크고 거어더에서는 Fan-1형이 각 질점에서 안정된 현상을 보여주고, 타워에서는 Radiating-1 형이 안정된 현상을 보여주었다.

6. 최대 응답 케이블 장력은 Fan-1형이 장력의 차이가 균등하여 각 형식 중에서 가장 안정된 상태를 나타내고 있다.

이상과 같은, 다질점계에 의한 직접 적분법을 기초로한 사장교의 지진응답 해석에 의하면 거어더에서는 Fan-1형이 내진에 대한 동적 거동이

우수하고 타워에서는 Radiating-1형과 Fan-1형이 우수하다고 생각되었다.

參 考 文 獻

1. Baron F. and S. Y. Lien : Analytical Studies of a Cable Stayed Girder Bridge, Computers & Structures, Vol. 3, pp.443-465, 1973.
2. Biggs J. M. : Introduction to Structural Dynamics, McGRAW-HILL, 1982.
3. Clough R. W. and J. Penzien : Dynamics of Structures, McGRAW-HILL, 1975.
4. Crisfield M. A. : Numerical Methods for the Non-linear Analysis of Bridges, Computers & Structures, Vol. 30, No. 3, pp.637-644, 1988.
5. Donea J. : Advanced Structural Dynamics, Applied Science, 1978.
6. Meirovitch L. : Computational Methods in Structural Dynamics, Sijthoff & Noordhoff, 1980.
7. Morris N. F. : The Use of Modal Superposition in Nonlinear Dynamics, Computers & Structures, Vol. 7, pp.65-72, 1977.
8. Troitsky M. S. and B. E. Lazar : Model Analysis and Design of Cable Stayed bridges, Proceeding of the Institution of Civil Engineers, 1972. 2. pp.439-464.