

지진하중하에서의 수평곡선I형교의 거동특성

Behavior of Horizontally Curved I-Girder Bridges under Seismic Loading

윤 기 용¹⁾ · 성 의 현²⁾ · 최 진 유³⁾ · 강 영 종⁴⁾
Yoon, Ki Yong · Sung, Ik Hyun · Choi, Jin Yu · Kang, Young Jong

요 약: 수평곡선 I형교에 동적해석을 수행하기 위하여 박판곡선보 이론에 근거 된자유도를 포함한 절점당 7자유도를 갖는 곡선보요소와 7자유도 직선보요소를 사용하여 동적해석프로그램 EQCVB를 작성하였다. 이 프로그램에서는 자유진동해석을 위하여 Gupta의 방법을 사용하였고, 지진하중이 작용할 때 동적해석을 수행하기 위하여 Wilson- θ 방법을 사용하였으며, 범용구조해석 프로그램인 ABAQUS를 사용한 해석 결과와 비교하여 프로그램의 효율성과 타당성을 입증하였다. 지진하중 작용시 수평곡선 I형교의 동적 거동 특성을 파악하기 위하여 다양한 예제에 대한 해석을 수행하였다.

ABSTRACT: This study presented a finite element formulation for the dynamic analysis of horizontally curved I-girder bridges. The stiffness and mass matrices of the curved and the straight beam elements are formulated. Each node of both elements has seven degrees of freedom, including the warping degree of freedom. The curved beam element is derived from Kang and Yoo's theory of thin-walled curved beams. The computer program EQCVB has been developed to perform dynamic analyses of various horizontally curved I-girder bridges. The Gupta method is used to solve the eigenvalue problem efficiently, while the Wilson- θ method is used for the seismic analysis. The efficiency of EQCVB is demonstrated by comparing solution time with ABAQUS. Using EQCVB, the study is applied to investigate the dynamic behavior of horizontally curved I-girder bridges under seismic loading.

핵심용어: 수평곡선I형교, 지진하중, 동적거동, 곡선보

KEYWORDS: Horizontally Curved I-Girder Bridges, Seismic Loading, Dynamic Behavior, Curved Beam

1. 서론

수평곡선 I형교는 많은 장점에도 불구하고, 현재 국내에서는 설계 및 시공의 제반여건의 어려움으로 인하여 건설실적이 극히 미미한 교량형식이다. 그러나 외국에서는 특히 미국에서는 새로 신설되는 교량의 25%정도가 곡선교량이며, 그 중 대부분의 교량이 수평곡선 I형교로 건설되고 있는 실정이다.⁽¹⁾ 따라서 수평곡선 I형교의 거동특성에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. 그러나 현재까지의 대부분의 연구는 곡선보 요소의 개발이나 곡선보 또는 곡선교량의 정적거동특성, 특히 좌굴거동에 대한 연구가 대부분이며, 수평곡선 I형교의 동적거동특성에 관한 연구는 곡선보의 자유진동특성, 이동질량

효과를 고려한 동적해석에 대한 연구가 간헐적으로 발표되고 있다.⁽²⁾⁽³⁾ 따라서, 수평곡선 I형교의 설계지침인 AASHTO의 "Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges"에서도 정적인 거동 및 국부좌굴에 관한 조항만을 규정하고 있을 뿐 동적인 거동에 관한 사항은 설계 규정 뿐만 아니라 해석방법마저도 제시된 바 없다.⁽⁴⁾

1992년에 도로교 표준시방서의 개정과 더불어 내진설계에 대한 사회적 관심이 고조되었다. 현재 도로교설계기준은 정규교량에 대한 내진설계기준을 제공하고 있을 뿐 수평곡선 I형교와 같은 비정규교량에 대하여서는 설계자의 판단에 따라 설계하도록 권하고 있다.⁽⁵⁾ 그러나 수평곡선 I형교의 복잡한 거동특성에 대한 이해부족과 간편한 해석방법이 정립되지 않

1) 정회원, 선문대학교 건설환경산업공학부 교수, 공학박사
2) 정회원, 한서대학교 토목공학과 교수, 공학박사
3) 정회원, 한국철도기술연구원 철도토목연구팀 선임연구원, 공학박사
4) 정회원, 고려대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2003년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

서는 정규교량으로 정의할 수 있는 곡선교량을 내부중심각 90° 이하와 최대지간비를 2이하를 동시에 만족시키는 교량으로 규정하고, 이와 같은 곡선교량은 동일지간을 갖는 등가의 직선교량으로 변환하여 해석하도록 규정하고 있으며, 정규교량으로 정의되지 않는 곡선교량에 대하여서는 국내 설계기준과 동일한 수준이다.⁽⁶⁾ 따라서, 안전성 및 사용성을 모두 만족시키면서 경제적인 수평곡선 I형교의 설계 및 시공을 위해서는 지진하중에 대한 동적거동특성이 밝혀져야 한다.

본 연구에서는 수평곡선 I형교에 지진하중에 작용할 때의 동적거동특성을 파악하고자 한다. 이를 위하여 뒹자유도를 포함한 절점당 7자유도를 갖는 곡선보요소와 직선보요소를 사용한 동적해석프로그램을 완성하고, 범용구조해석 프로그램인 ABAQUS를 사용한 해석결과와 비교하여 본 프로그램의 효율성과 타당성을 입증하였으며, 동일지간장을 갖는 직선교와 수평곡선I형교의 지진시 거동특성을 분석하고, 수평지진하중의 작용하중 방향을 변화시켜 수평곡선I형교의 동적거동을 파악하고자 한다.

2. 유한요소해석 프로그램

2.1 곡선보 요소

곡선보 요소는 강과 유의 박판곡선보 이론에 근거한 요소로서 그림1과 같이 절점당 7개의 자유도가 정의된 개단면 2축 대칭 단면을 갖는 요소이다.⁽⁷⁾ 절점력 F_z , M_y , M_x , B_i , T_T , V_x , V_y 과 이에 상응하는 절점변위는 각각 부재축(z축)방향의 변위 w_0 , 곡률평면 수직축(y축)에 대한 회전변위 γ , 곡률중심방향축(x축)에 대한 회전변위 $-v'_0$, 단면의 뒹 변위 $-\tau$, z축에 대한 회전변위 β , x축방향 변위 u_0 , y축방향 변위 v_0 이다. 여기서, w_0 , u_0 , γ 는 곡률면내변위성분이고, v_0 , $-v'_0$, β , $-\tau$ 는 곡률면외변위성분이며, 곡률면내 변위성분과 곡률면외변위성분은 서로 독립적인 변위성분이다.⁽³⁾ 곡선보요소의 요소강도행렬과 요소질량행렬은 박판곡선보 이론을 Hamilton의 원리에 적용하여 구성한 곡선보의 선형 운동방정식으로부터 구성된다. 이 운동방정식의 해석해

를 구한다는 것은 극히 제한된 하중조건과 경계조건을 가지는 경우에 한하여 구할 수 있으므로 본 연구에서는 유한요소 정식화를 통한 수치해석적 방법을 이용하였다. 이때 형상함수는 곡선보의 정적평형방정식의 제차해를 사용하였다.⁽⁷⁾

변분변형에너지로부터 구성된 요소강도행렬의 성분은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 K_{ij}^{in} = & EA \int_1^l \{ (N'_{2i} N'_{2j}) - \frac{1}{R} (N_{1i} N'_{2j} + N'_{2i} N_{1j}) + \frac{1}{R^2} (N_{1i} N_{1j}) \} dz \\
 & + EI_y \int_1^l \{ (N''_{1i} N''_{1j}) + \frac{1}{R} (N''_{1i} N'_{2j} + N'_{2i} N''_{1j}) + \frac{1}{R^2} (N'_{2i} N'_{2j}) \} dz \\
 & - E \frac{I_y}{R} \int_1^l \{ (N'_{2i} N'_{1j} + N''_{1i} N'_{2j}) + \frac{1}{R} (2N'_{2i} N'_{2j} - N_{1i} N''_{1j} - N''_{1i} N_{1j}) \\
 & + \frac{1}{R^2} (N_{1i} N'_{2j} + N'_{2i} N_{1j}) \} dz
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 K_{ij}^{out} = & EI_x \int_1^l \{ (N''_{3i} N''_{3j}) - \frac{1}{R} (N_{4i} N'_{3j} + N'_{3i} N_{4j}) + \frac{1}{R^2} (N_{4i} N_{4j}) \} dz \\
 & + EI_\omega \int_1^l \{ (N''_{4i} N''_{4j}) + \frac{1}{R} (N''_{3i} N'_{4j} + N'_{4i} N''_{3j}) + \frac{1}{R^2} (N'_{4i} N'_{4j}) \} dz \\
 & + GK_T \int_1^l \{ (N'_{4i} N'_{4j}) + \frac{1}{R} (N'_{3i} N'_{4j} + N'_{4i} N'_{3j}) + \frac{1}{R^2} (N'_{3i} N'_{3j}) \} dz \\
 & + E \frac{K_{xy\omega}}{R} \int_1^l \{ (N''_{3i} N'_{4j} + N'_{4i} N''_{3j}) + \frac{1}{R} (2N'_{3i} N'_{3j} - N_{4i} N'_{4j} - N'_{4i} N_{4j}) \\
 & - \frac{1}{R^2} (N_{4i} N'_{3j} + N'_{3i} N_{4j}) \} dz
 \end{aligned} \tag{2}$$

여기서, N_{1i} , N_{2i} , N_{3i} , N_{4i} 는 u_0 , w_0 , v_0 , β 에 대응하는 형상함수이며, i, j 는 절점번호, l 은 요소길이, R 은 곡률반지름이다. 윗첨자 in과 out는 곡률면내와 곡률면외를 의미한다. 그리고, E 는 탄성계수, G 는 전단탄성계수이며, A , I_x , I_y , I_ω , K_T , $K_{xy\omega}$ 는 단면상수들이다.⁽³⁾

또한, 변분운동에너지로부터 구성된 요소질량행렬의 성분은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 M_{ij}^{in} = & \rho A \int_1^l (N_{1i} N_{1j} + N_{2i} N_{2j}) dz \\
 & + \rho \frac{I_y}{R} \int_1^l (N_{2i} N'_{1j} + N'_{1i} N_{2j} + \frac{2}{R} N_{2i} N_{2j}) dz \\
 & + \rho I_y \int_1^l (N'_{1i} N'_{1j} + \frac{N'_{1i} N_{2j} + N_{2i} N'_{1j}}{R} + \frac{N_{2i} N_{2j}}{R^2}) dz
 \end{aligned} \tag{3}$$

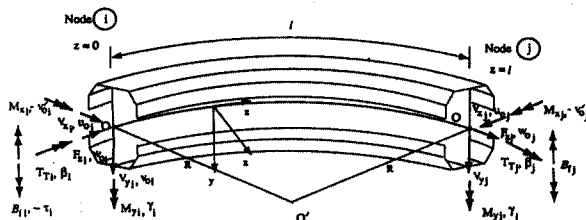


그림 1. 곡선보 요소

$$\begin{aligned}
 M_{ij}^{out} = & \rho A \int_1 N_{3i} N_{3j} dz - \rho \frac{I_y}{R} \int_1 (N_{3i} N_{4j} + N_{4i} N_{3j}) dz \\
 & + \rho I_y \int_1 N_{4i} N_{4j} dz + \rho I_x \int_1 (N_{4i} N_{4j} + N_{3i} N_{3j}) dz \\
 & - \rho \frac{K_{xy\omega}}{R} \int_1 (N'_{3i} N'_{4j} + N'_{4i} N'_{3j} + \frac{2}{R} N'_{3i} N'_{3j}) dz \\
 & + \rho I_\omega \int_1 (N'_{4i} N'_{4j} + \frac{N'_{4i} N'_{3j} + N'_{3i} N'_{4j}}{R} + \frac{N'_{3i} N'_{3j}}{R^2}) dz \quad (4)
 \end{aligned}$$

여기서, ρ 는 단위질량이다.

2.2 직선보 요소

직선보 요소의 절점력과 절점변위는 그림 2와 같으며, 뒤 자유도를 포함하여 절점당 7개의 자유도를 갖는다. 또한 곡선보 요소와 마찬가지로 2축 대칭단면에 대하여 요소강도행렬과 요소질량행렬을 구성하였다.

직선보 요소의 선형 운동방정식은 곡선보의 선형 운동방정식에서 곡률항 R 을 무한대로 취하면 간단히 구성할 수 있으며, 이 운동방정식에서 관성항과 하중항을 제외한 제차미분방정식의 제차해로부터 w_0 는 선형식의, u_0 와 v_0 는 3차 Hermitic다항식의 형상함수를 사용하였으며, β 에 대하여서는 v_0 의 형상함수를 사용하였다. (3), (8)

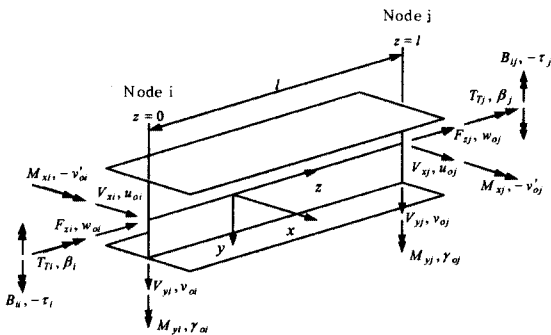


그림 2. 직선보 요소

곡선보 요소와 마찬가지로의 과정을 통하여 직선보 요소의 요소강도행렬과 요소질량행렬을 구성하면 다음과 같다.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} EI_y \mathbf{K}_a & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_x \mathbf{K}_b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & EAK_c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EI_\omega \mathbf{K}_d + GK_T \mathbf{K}_e \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{K}_a = \int_1 N_u^T N_u dz, \quad \mathbf{K}_b = \int_1 N_v^T N_v dz,$$

$$\text{여기서, } \mathbf{K}_c = \int_1 N_w^T N_w dz, \quad \mathbf{K}_d = \int_1 N_\beta^T N_\beta dz, \quad \mathbf{K}_e = \int_1 N_\tau^T N_\tau dz$$

이며, N_u, N_v, N_w, N_β 는 각각 u_0, v_0, w_0, β 에 대한 형상함수이다.

$$\mathbf{M} = \rho \begin{bmatrix} \mathbf{AM}_a + I_y \mathbf{M}_c & & 0 \\ & \mathbf{AM}_b + I_x \mathbf{M}_f & \\ & & \mathbf{AM}_c \\ 0 & & & (I_x + I_y) \mathbf{M}_b \\ & & & + I_\omega \mathbf{M}_r \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{M}_a = \int_1 N_u^T N_u dz, \quad \mathbf{M}_b = \int_1 N_v^T N_v dz,$$

$$\text{여기서, } \mathbf{M}_c = \int_1 N_w^T N_w dz, \quad \mathbf{M}_d = \int_1 N_\beta^T N_\beta dz, \quad \mathbf{M}_e = \int_1 N_\tau^T N_\tau dz \text{ 이다.}$$

2.3 유한요소해석 프로그램

수평곡선 I형교를 동적해석을 수행하기 위하여 Fortran77언어를 사용한 유한요소해석 프로그램, EQCVB를 작성하였다. EQCVB의 흐름도는 그림 3과 같다.

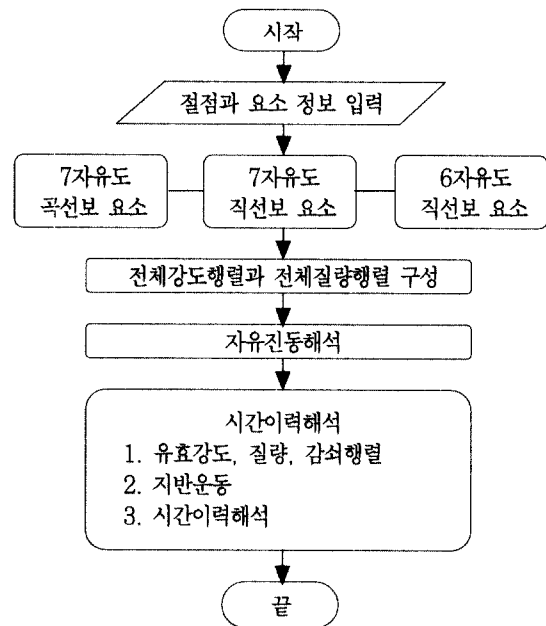


그림 3. 프로그램 EQCVB 흐름도

EQCVB에서는 지진하중이 작용할 때 수평곡선 I형교를 모델링하기 위해서 상부구조뿐 만 아니라 하부구조도 모델링해야 하므로 앞에서 설명한 절점당 7자유도를 갖는 곡선보 요소와 직선보 요소이외에 교각을 모델링하기 위하여 절점당 6자유도를 갖는 일반적인 직선보 요소를 사용하였다. (9)

전체강도행렬과 전체질량행렬은 각각의 요소강도행렬과 요소질량행렬을 직교좌표계로의 좌표변환을 한 후 조합하여 구성하였다. 수평곡선 I형교의 다양한 경계조건을 고려하기 위

해 경사좌표계를 도입하였으며, 자유진동해석을 위해 Gupta의 수치해석기법을 이용하여 진동수와 진동모드를 산출하였다.⁽¹⁰⁾ 또한, 지진하중 작용시 시간이력해석을 위하여 Wilson- θ 방법을 사용하였다.⁽¹¹⁾

요소의 구성과 자유진동해석에 대한 검증이 이루어졌으므로,⁽³⁾ 본 연구에서는 요소의 크기에 따른 해의 수렴성을 단일곡선보의 자유진동해석결과로 검증하고, EQCVB 프로그램의 직접적분법에 의한 시간이력해석부분을 단자유도계 모델과 다자유도계 모델을 이용하여 검증하고자 한다.

요소의 크기에 따른 해의 수렴성을 조사하기 위하여 표 1과 같은 물성을 갖고, 길이 40.64m인 양단고정된 단일곡선보에 대하여 내부중심각이 30°, 60°, 90°인 경우에 대하여 요소의 수를 2개에서 16개까지로 증가시켜 해석하여 고유진동수를 산정하여 요소수가 16개일 때의 고유진동수에 대한 각 요소수의 고유진동수비를 그림 4에 정리하였다. 그림에서 보는 바와 같이 요소수가 2개인 고유진동수의 경우에도 1% 이내의 차이를 나타내므로 해의 수렴성이 우수함을 잘 보이고 있다.

그림 4. 해의 수렴성 (고유진동수비)

표1. 단일곡선보의 단면성질과 재료성질

| | |
|------|---|
| 단면성질 | $A=9.29 \times 10^{-3} \text{m}^2$, $I_x=1.13 \times 10^{-4} \text{m}^4$, $I_y=3.89 \times 10^{-5} \text{m}^4$, $I_\omega=5.56 \times 10^{-7} \text{m}^6$, $KT=5.39 \times 10^{-7} \text{m}^4$ |
| 재료성질 | $E=200.1 \text{ GPa}$, $G=77.3 \text{ GPa}$, $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$ |

한편, 시간이력해석부분의 검증을 위하여 길이 1m, EI 19.62kN·m²인 외팔보의 끝에 집중질량 5963.5kg을 가진 고유진동수가 2초인 비감쇠 단자유도계 외팔보를 그림 9의 지진파형에 대한 Duhamel 적분결과와 EQCVB의 해석결과를 비교하면 그림 5와 같다. 또한, 길이 50m, 단면적 0.0046m², 단면2차모멘트 4.0633×10⁻⁵m⁴, 탄성계수 200GPa, 단위질량 7850kg/m³인 단순보를 감쇠비를 5%로 가정하여 ABAQUS의 B33 보요소⁽¹²⁾로 모델링한 결과와 EQCVB의

결과를 비교하면 그림 6과 같다. 그림 5와 그림 6의 변위에 대한 시간이력곡선은 본 연구를 통하여 작성한 EQCVB 프로그램의 시간이력해석부분의 정밀성을 잘 보여주고 있다.

그림 5. 단자유도계 해석결과

그림 6. 다자유도계 해석결과

3. 해석모델

해석대상교량은 그림 7과 같이 단경간, 2경간 연속, 3경간 연속 수평곡선 I형교이며, 각 경간에서는 두개의 곡선주형과 11개의 가로보가 등간격으로 배치되어 있다. 두개의 곡선주형간의 간격은 2.69m이다. 모델의 편의를 위하여 곡선주형과 가로보의 단면제원이 같도록 가정하였다. 단면의 성질과 재료의 성질은 표 2와 같다. 한 경간에서 내측주형과 외측주형의 평균길이, 즉 주형 중심선의 길이는 30.48m이며, 한 경간의 내부중심각은 3도로 일정하게 가정하였다. 따라서 3경간 교량의 총 내부중심각은 90도이고 총지간은 91.44m이다. 해석에 사용한 모델은 경수와 경계조건으로 구별하여 그림8에서 보는 바와 같이 이룸하였다. 이때 곡선주형은 7자유도 곡선보요소로 모델링하였으며 가로보는 7자유도 직선보요소, 교각을 포함한 하부구조는 6자유도 직선보요소를 사용하여 해석하였다.

표2. 상부구조의 단면성질과 재료성질

| | |
|------|--|
| 단면성질 | $A=4.28 \times 10^{-2} \text{m}^2$, $I_x=1.42 \times 10^{-2} \text{m}^4$, $I_y=2.98 \times 10^{-4} \text{m}^4$, $I_\omega=1.28 \times 10^{-4} \text{m}^6$, $K_r=1.54 \times 10^{-5} \text{m}^4$ |
| 재료성질 | $E=200 \text{ GPa}$, $G=76.9 \text{ GPa}$, $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$ |

입력지진하중으로는 한반도의 지반특성과 지진자료를 분석하여 진앙지와 관측치가 비교적 먼 압반 또는 경질의 토질층에서의 한반도 인공지진파형을 선택하여 최대지반가속도를 0.14g로 하여 그림 9와 같은 지진파형을 사용하였다.⁽¹³⁾

(a) (b)

그림 9. 인공지진파형

4. 해석결과

4.1 자유진동해석

6개의 수평곡선 I형교에 대한 해석모델과 각 경간별로 동일시간장을 갖는 직선교를 자유진동해석을 수행하여 각 모드별 제1진동수를 정리한 결과는 표 4와 같다. 여기서 모드분류는 그림 10과 같이 대표적인 3가지 형상으로 분류하였다.

(c) (d)

그림 7. 해석대상교량

표 4. 모드별 진동수 (단위 : Hz)

| 구분 | | 교각모드 | 횡모드 | 연직모드 | |
|-----|-----|--------|--------|--------|--------|
| 1경간 | 직선교 | - | 2.0906 | 2.0021 | |
| | 1SS | - | 2.0659 | 1.4044 | |
| | 1ST | - | 1.9629 | 1.4044 | |
| 2경간 | 직선교 | 0.9140 | 1.3932 | 2.0022 | |
| | 2SS | 0.9477 | 1.3865 | 1.3967 | |
| | 2ST | 0.9348 | 1.3095 | 1.3967 | |
| 3경간 | 직선교 | 0.7750 | 1.2359 | 2.0022 | |
| | 3SS | EQCVB | 0.7855 | 1.2165 | 1.3941 |
| | | ABAQUS | 0.7849 | 1.2139 | 1.3765 |
| | 3ST | 0.7426 | 1.1599 | 1.3941 | |

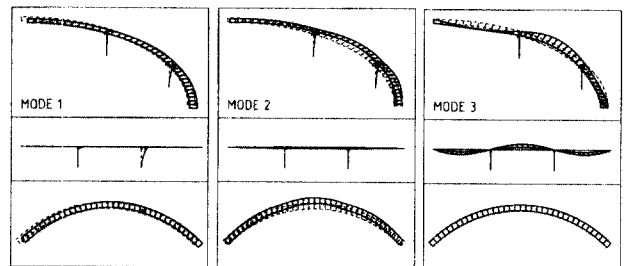
그림 8. 경계조건과 모델명

그림 8에서 화살표는 교좌장치의 가동방향을 의미한다. 즉, 곡률의 접선과 법선방향으로 가동인 경우를 접선경계조건이라 하여 T로 표기하였고, 고정단으로의 방향과 그 법선방향으로 가동인 경우를 활선경계조건이라 하여 S로 표기하였다. 따라서, 3ST는 3경간 연속 접선경계조건을 가지는 수평곡선 I형교를 의미한다.

한편, 교각은 그림 7(d)에서 보는 바와 같이 지름이 1.27m, 높이가 7.62m인 원형단면으로 가정하였고, 단면의 성질과 재료의 성질은 표 3과 같다.

표3. 하부구조의 단면성질과 재료성질

| | |
|------|---|
| 단면성질 | $A=1.267 \text{ m}^2, I_x=I_y=0.128 \text{ m}^4, K_T=0.255 \text{ m}^4$ |
| 재료성질 | $E=22.8 \text{ GPa}, G=9.7 \text{ GPa}, \rho=2400 \text{ kg/m}^3$ |



(a) 교각모드 (b) 횡모드 (c) 연직모드

그림 10. 자유진동 모드형상

교각을 포함하지 않는 직선교량의 경우 각 모드가 서로 독립적이고, 수평곡선 I형교에서도 곡률면내모드와 곡률면외모드가 서로 독립적으로 발생한다. 그러나 교각을 포함하면 직선교나 수평곡선 I형교 모두 교각의 진동으로 인하여 그림 10에서 보는 바와 같이 횡방향 모드에서도 수직변위가 발생한다. 따라서 본 연구에서는 각 모드에 지배적인 거동을 보이는 형상에 따라 교각모드, 횡모드, 연직모드로 분류하였다.

표 4를 살펴보면, 교각모드와 횡모드처럼 교각의 거동이 지배적인 영향을 미치는 경우에 직선교와 곡선교의 진동수의 차이가 미미함을 알 수 있다. 그러나, 연직모드의 경우에는 상부구조의 거동이 지배적이므로, 곡률효과로 인하여 곡선교의 진동수는 직선교의 경우보다 상당히 감소하고 있다. 이는 곡률의 영향으로 상부구조의 휨강성이 크게 감소함을 의미한다. 한편, 동일한 곡선교의 경우 경계조건의 변화는 연직모드에 영향을 주고 있지 않으나, 교각모드와 횡모드에 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

4.2 EQCVB의 효율성

수평곡선 I형교의 동적해석을 위해 작성한 EQCVB의 효율성과 정확성을 입증하기 위하여 3SS 모델에 대하여 범용구조해석프로그램인 ABAQUS를 이용하여 그림 9의 지진파형을 수직방향으로 작용시켜 0.01초의 시간간격으로 8초 동안 해석하였다. ABAQUS 모델은 상부구조는 S8R 쉘요소로, 하부구조는 B33 보요소로 모델링하였다.⁽¹²⁾ 따라서 EQCVB 모델보다 약 100배 많은 절점수와 45배 많은 요소수를 사용하였으며, 대형컴퓨터를 통해 해석한 해석시간은 개인용 PC로 해석한 EQCVB경우보다 약 27배 많은 20시간 정도가 소요되었다.

두 프로그램을 이용한 해석결과 중 모드별 진동수는 표 4에 비교하였으며, 각 경간의 중앙에서의 최대수직변위와 발생시간은 표 5에, P1 교각에서의 최대지점반력과 발생시간은 표 6에 정리하였다. 이상의 결과비교를 보아 알 수 있듯이 EQCVB는 모델링방법과 해석에 소요된 시간, 해석결과면에서 정확성과 효율성이 있음을 확인할 수 있었다.

표 5. 각 경간 중앙에서의 최대 수직변위와 발생시간

| 위치 | | EQCVB | | ABAQUS | | 차이 (%) |
|--------|----|-------|--------|--------|--------|--------|
| | | 시간 | 변위(mm) | 시간 | 변위(mm) | |
| 1st 경간 | 내측 | 7.44 | -7.1 | 7.45 | -6.9 | 3.05 |
| | 외측 | 7.47 | -16.6 | 7.47 | -16.5 | 1.01 |
| 2nd 경간 | 내측 | 7.12 | -10.8 | 7.14 | -10.6 | 1.25 |
| | 외측 | 7.13 | -25.8 | 7.14 | -25.5 | 0.99 |
| 3rd 경간 | 내측 | 7.44 | -7.0 | 7.45 | -6.8 | 3.03 |
| | 외측 | 7.46 | -16.9 | 7.47 | -16.5 | 2.26 |

표 6. 1번 교각에서의 최대 지점반력과 발생시간

| 반력성분 | EQCVB | | ABAQUS | | 차이 (%) |
|-----------|-------|--------|--------|--------|--------|
| | 시간 | 크기 | 시간 | 크기 | |
| Fx (kN) | 7.81 | -14.15 | 7.81 | -13.52 | 4.34 |
| Fy (kN) | 3.34 | 356.97 | 3.33 | 368.00 | 3.09 |
| Fz (kN) | 7.81 | -3.87 | 7.81 | -3.74 | 2.98 |
| Mx (kN·m) | 7.91 | 18.18 | 7.91 | 17.33 | 4.66 |
| My (kN·m) | 3.85 | 1.51 | 3.86 | 1.55 | 2.24 |
| Mz (kN·m) | 7.67 | -66.28 | 7.67 | -63.70 | 3.89 |

4.3 지진하중에 대한 거동분석

지진하중이 작용할 때 수평곡선 I형교(이하 곡선교)의 동적거동 특성을 파악하기 위하여 3SS 모델과 동일한 길이의 직선교 모델에 대하여 그림 9의 지진파형을 두개의 수평방향(X축 방향, Z축 방향)과 수직방향(Y축 방향)으로 작용시켜 0.01초의 시간간격으로 24초간 해석하였다. 직선교와 비교하여 특징적인 곡선교의 지진시 동적거동특성을 나타내는 해석결과를 표 7에서 표 10까지 정리하였다. 이들 표에서 In은 내측주형을, Out은 외측주형을 의미하며, A1, A2와 P1, P2는 교대와 교각으로 그림 7에서 보는 바와 같다.

표 7은 중앙경간의 중앙점에서의 최대변위를 나타내었다. 직선교에서는 두 주형의 변위가 동일하게 발생하나, 곡선교에서는 두 주형의 변위가 차이가 발생한다. 특히 Y축 방향 지진하중이 작용할 때 내측주형과 외측주형에서의 변위는 상당히 큰 차이를 나타내는데 이는 곡률로 인하여 휨과 비틀림이 동시에 발생하는 곡선교의 거동특성이다. 일반적으로 수평지진하중이 작용하는 경우에 상부구조의 변위는 교각의 변위에 큰 영향을 받는다. 특히, 직선교에서 Z축 방향(교축방향)지진하중이 작용하면 상부구조는 단지 강체운동만을 하게 된다. 그러나 곡선교에서는 곡률로 인한 기하학적 특성과 상부구조와 하부구조의 연결조건으로 인하여 내·외측주형의 수평변위의 차이가 발생하며, 수직변위도 발생함을 알 수 있다.

표 7. 중앙경간 중앙에서의 최대변위 (단위 : mm)

| 변위방향 | 주형위치 | X | | Y | | Z | |
|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS |
| X | In | 68.6 | 66.8 | 0.0 | 0.8 | 0.0 | 11.3 |
| | Out | 68.6 | 66.7 | 0.0 | 0.8 | 0.0 | 11.3 |
| Y | In | 9.8 | 6.6 | 11.9 | 10.8 | 0.0 | 1.4 |
| | Out | 9.8 | 5.5 | 11.9 | 25.8 | 0.0 | 1.0 |
| Z | In | 0.1 | 1.0 | 0.0 | 0.1 | 70.3 | 60.9 |
| | Out | 0.1 | 1.3 | 0.0 | 0.1 | 70.3 | 62.2 |

이는 표 8의 교좌장치에 발생하는 최대수직반력을 보아서도 알 수 있는데, Z축방향으로 지진하중이 작용시 곡선교에서

는 수직반력이 발생하며, 내·외측주형에서의 차이도 발생하고 있다. 또한, 표 9에서 보는 바와 같이 고정단이 있는 P1에서의 교축방향 수평반력(L)은 내·외측주형에서의 차이가 약 2배정도 발생하고 있다. X축방향으로 지진하중이 작용하는 경우 곡선교에서는 직선교에서 보다 고정단에 수평반력이 집중되는 현상을 보이고 있다.

표 8. 교좌장치에 발생하는 최대 수직반력 (단위 : kN)

| 하중방향 | | X | | Y | | Z | |
|------|-----|------|------|-------|-------|-----|------|
| 교좌 | 위치 | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS |
| A1 | In | 14.6 | 12.4 | 45.5 | 28.4 | 0.0 | 4.0 |
| | Out | 14.6 | 7.5 | 45.5 | 60.7 | 0.0 | 1.9 |
| P1 | In | 28.1 | 88.2 | 152.8 | 138.6 | 0.0 | 23.8 |
| | Out | 28.1 | 65.8 | 152.8 | 174.7 | 0.0 | 16.7 |
| P2 | In | 28.2 | 78.0 | 152.8 | 138.6 | 0.0 | 27.2 |
| | Out | 28.2 | 60.1 | 152.8 | 174.5 | 0.0 | 18.9 |
| A2 | In | 14.6 | 11.7 | 45.5 | 28.0 | 0.0 | 6.0 |
| | Out | 14.6 | 6.7 | 45.5 | 60.7 | 0.0 | 2.6 |

표 9. 교좌장치에 발생하는 최대 수평반력 (단위 : kN)

| 하중방향 | | | X | | Y | | Z | |
|------|-----|----|-------|-------|-------|------|-------|-------|
| 교좌 | 위치 | 방향 | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS |
| A1 | In | T | 103.3 | 93.1 | 0.0 | 11.1 | 0.0 | 51.9 |
| P1 | In | T | 344.3 | 365.5 | 0.0 | 11.7 | 0.0 | 81.8 |
| | In | L | 76.2 | 127.9 | 0.0 | 1.0 | 314.6 | 184.9 |
| P1 | Out | L | 76.2 | 12.9 | 0.0 | 0.6 | 314.6 | 343.3 |
| | P2 | In | T | 342.2 | 343.9 | 0.0 | 11.0 | 0.0 |
| A2 | In | T | 100.0 | 90.3 | 0.0 | 11.7 | 0.0 | 52.0 |

표 10에서는 교각 P1 하단에서 발생하는 지점반력을 정리하였다. 곡선교에서는 수평지진하중이 작용하더라도 직선교와는 달리 모든 반력성분들이 발생함을 알 수 있다.

표 10. 교각 P1 하단에서의 지점반력

| 하중방향 | X | | Y | | Z | |
|----------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|
| 반력성분 | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS | 직선 | 3SS |
| X(kN) | 375.5 | 412.9 | 0.0 | 14.1 | 0.0 | 80.9 |
| Y(kN) | 0.0 | 23.9 | 320.9 | 357.0 | 0.0 | 11.2 |
| Z(kN) | 0.0 | 45.9 | 0.0 | 3.9 | 661.9 | 552.5 |
| RX(kN·m) | 0.0 | 485.7 | 0.0 | 18.3 | 6411.9 | 5351.0 |
| RY(kN·m) | 206.1 | 158.4 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 220.8 |
| RZ(kN·m) | 3695.7 | 3846.0 | 0.0 | 71.9 | 0.0 | 787.2 |

4.4 하중작용방향 변화에 따른 거동특성

앞에서 살펴본 바와 같이 직선교에서는 수평지진하중 작용시 변위나 반력성분이 독립적으로 발생한다. 따라서 도로교

설계기준에서는 교축방향과 교축직각방향으로 하중을 작용시켜 해석한다. 그러나, 수평곡선 1형교에서는 곡률로 인하여 기하학적 특징 때문에 교축방향과 교축직각방향을 정의하기 어렵다. 따라서, 본 연구에서는 6개의 해석모델에 대하여 수평지진하중을 Z축방향에서 5°씩 증가시켜가며 0°에서 175°까지 작용시켜 해석하여 동적거동특성을 파악하고자 하였다.

각 하중방향에 대하여 최대변위와 최대반력을 찾아 그림 11에서 그림 18까지에 나타내었다. 또한, 이동단에서의 최대변위들 중 최대값과 이때의 수평지진하중 작용방향을 표 11에 정리하였다. P1 교각에서 발생하는 최대반력성분 중에서 최대값과 수평지진하중 작용방향을 표 12에 나타내었다.

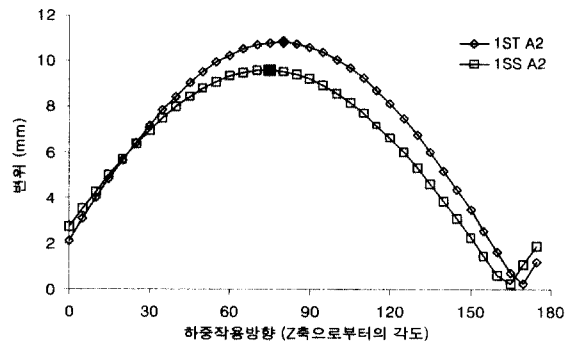


그림 11. 단경간 수평곡선 1형교 이동단에서의 변위

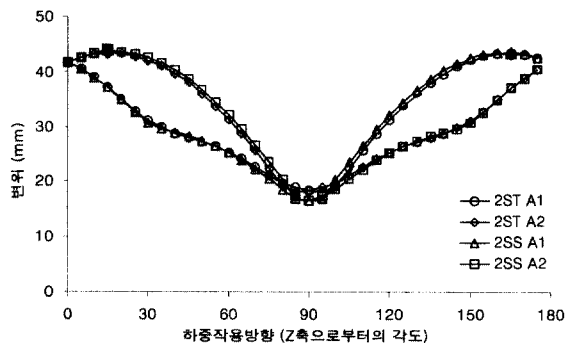


그림 12. 2경간 연속 수평곡선 1형교 이동단에서의 변위

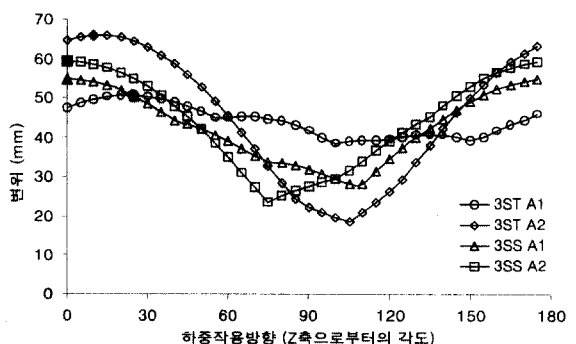


그림 13. 3경간 연속 수평곡선 1형교 이동단에서의 변위

표 11. 최대변위와 지진하중작용방향

| | | 1SS | 1ST | 2SS | 2ST | 3SS | 3ST |
|----|----------|-----|------|------|------|------|------|
| A1 | 하중방향(°) | - | - | 165 | 165 | 0 | 25 |
| | 최대변위(mm) | - | - | 43.6 | 43.4 | 54.9 | 50.6 |
| A2 | 하중방향(°) | 75 | 80 | 15 | 15 | 0 | 10 |
| | 최대변위(mm) | 9.6 | 10.9 | 43.9 | 43.4 | 59.4 | 66.0 |

최대변위가 발생하는 지진하중작용방향을 살펴보면 우선 2경간 연속 수평곡선 I형교는 고정단이 위치한 P1 교각을 중심으로 X축 대칭의 기하학적 특징을 가지고 있다. 따라서 상부구조와 하부구조의 연결조건이 접선방향(2ST)이든 할선방향(2SS)이든 A1 교대에서의 변위와 A2 교대에서의 최대변위 크기가 같으며 이동단과 고정단의 연결선 방향으로 지진하중이 작용할 때 최대변위가 발생하고 있다. 단경간 교량에서는 교각이 없는 관계로 최대변위가 X축 방향과 근접한 방향으로 하중이 작용할 때 발생하였다. 고정단을 중심으로 이동단이 비대칭하게 배치된 3경간 연속 교량에서는 연결조건에 따라 최대변위를 발생시키는 하중방향이 차이가 크다. 3SS에서는 A1과 A2를 연결하는 방향인 Z축 방향으로 하중이 작용할 때 최대변위가 발생하였다.

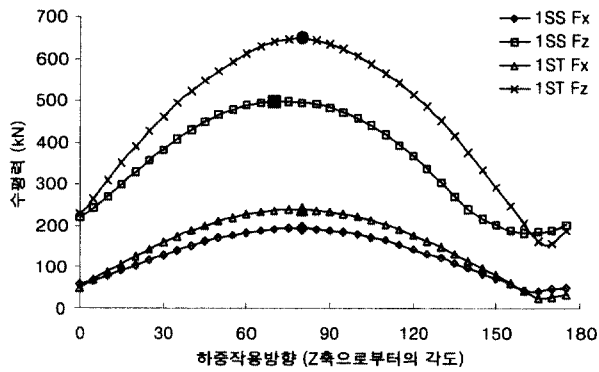


그림 14. 단경간 수평곡선 I형교 교대에 작용하는 수평반력

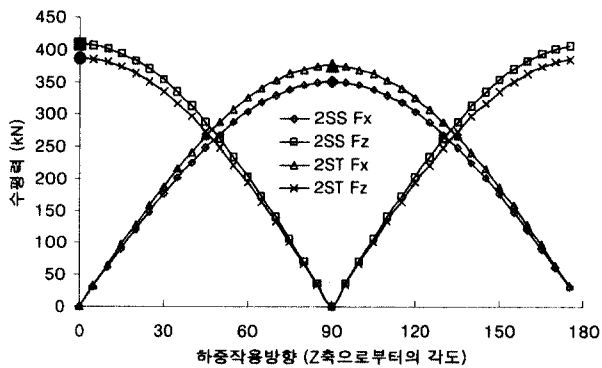


그림 15. 2경간 연속 수평곡선 I형교 P1에서 수평반력

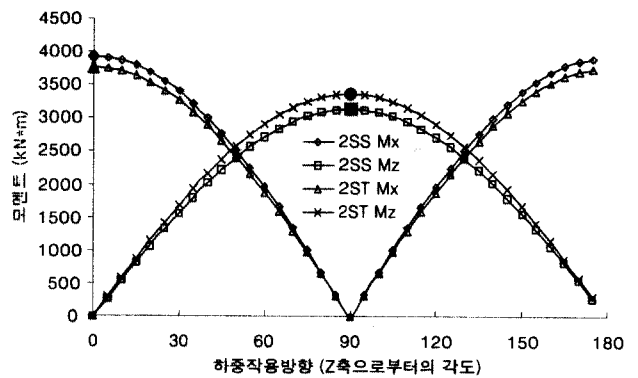


그림 16. 2경간 연속 수평곡선 I형교 P1에서 반력모멘트

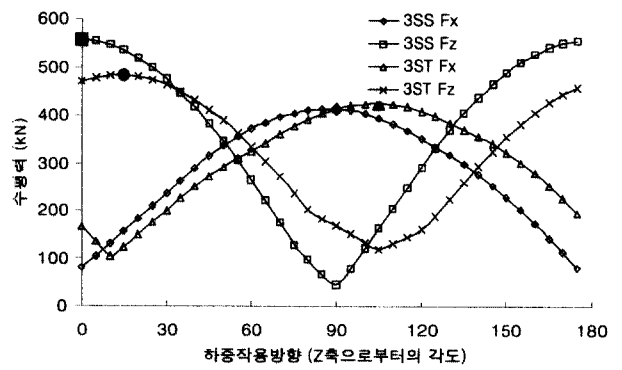


그림 17. 3경간 연속 수평곡선 I형교 P1에서 수평반력

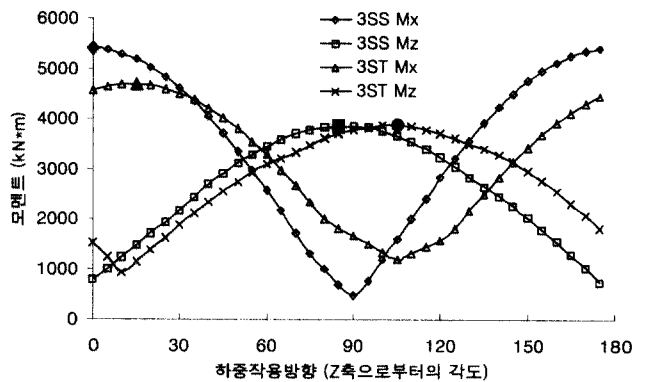


그림 18. 3경간 연속 수평곡선 I형교 P1에서 반력모멘트

표 12. P1 교각에서의 최대반력과 지진하중작용방향

| | Fx | | Fz | | Mx | | Mz | |
|-----|-------|---------|-------|---------|-------|-----------|-------|-----------|
| | 하중 방향 | 크기 (kN) | 하중 방향 | 크기 (kN) | 하중 방향 | 크기 (kN·m) | 하중 방향 | 크기 (kN·m) |
| 1SS | 80 | 193.1 | 70 | 498.9 | - | - | - | - |
| 1ST | 80 | 238.2 | 80 | 648.3 | - | - | - | - |
| 2SS | 90 | 351.1 | 0 | 408.5 | 0 | 3934 | 90 | 3144 |
| 2ST | 90 | 375.6 | 0 | 387.2 | 0 | 3775 | 90 | 3375 |
| 3SS | 90 | 413.7 | 0 | 557.8 | 0 | 5403 | 85 | 3858 |
| 3ST | 105 | 425.1 | 15 | 482.6 | 15 | 4693 | 105 | 3871 |

P1 교각에 최대반력을 발생시키는 지진하중방향을 살펴보면 고정단 중심으로 이동단이 대칭되게 배치된 2경간 연속교량의 경우 A1과 A2를 연결한 방향인 Z축 방향과 이에 법선인 X축 방향으로 지진하중이 작용하는 경우 최대반력이 발생하고 있다. 단경간 교량에서는 최대변위를 발생시키는 하중방향으로 지진하중이 작용할 때 최대반력이 발생하는 것을 나타냈다. 한편 3SS에서는 최대반력이 Z축 방향과 이에 법선인 X축 방향으로 지진하중이 작용하는 경우에 발생하였으며, 3ST에서는 최대반력이 P2에서의 접선과 법선방향으로 지진하중이 작용하였을 때 발생되는 것으로 파악되었다.

3SS와 동일 시간장을 갖는 직선교량과 P1 교각에서의 최대반력을 표 13에 비교하였다. 현재의 AASHTO에 의하면 3SS는 정규교량으로 분류될 수 있으며, 이 경우 동일 시간의 직선교량으로 해석을 수행 할 수 있다. 표 13의 하중조합 1을 비교하면 M_x 는 직선교가 약 15% 크고, M_z 는 75%정도 곡선교가 크게 발생하고 있다. 하중조합 2의 경우에는 곡선교가 M_x 와 M_z 모두 약 10%정도 크다. 따라서 지진하중 작용방향에 대한 보다 많은 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

표 13. 직선교와의 P1에서의 최대반력 비교

| | 하중방향 | $F_x(kN)$ | $F_z(kN)$ | $M_x(kN \cdot m)$ | $M_z(kN \cdot m)$ |
|----------|-------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|
| 등가 직선 | 0 | 0.0 | 658.3 | 6412 | 0 |
| | 90 | 375.5 | 0.0 | 0 | 3696 |
| | 하중조합1 | 112.6 | 658.3 | 6412 | 1109 |
| | 하중조합2 | 375.5 | 197.5 | 1924 | 3696 |
| 3SS | 0 | 81.7 | 557.8 | 5403 | 796 |
| | 90 | 413.7 | 46.1 | 488 | 3855 |
| | 최대값 | 413.7 | 557.8 | 5403 | 3855 |
| | 하중조합1 | 205.8 | 571.6 | 5549 | 1952 |
| | 하중조합2 | 438.2 | 213.4 | 2109 | 4094 |

5. 결론

본 연구에서는 지진하중하에서의 수평곡선 I형교의 거동특성을 파악하기 위하여 박판곡선보 이론에 근거한 곡선보요소를 사용한 동적해석 프로그램을 작성하고 ABAQUS 해석결과와 비교를 통하여 효율성과 타당성을 입증하였다.

3경간 연속 수평곡선 I형교에 대하여 동일 시간장을 갖는 직선교와의 지진시 거동을 비교·분석하여 수평곡선 I형교가 곡률로 인한 기하학적인 특성으로 인해 수평지진 하중에 대하여서도 모든 반력성분이 발생하는 동적거동특성을 파악하였다. 또한, 내측경간과 외측경간에서 발생하는 변위나 단면력이 크게 차이가 발생함을 알 수 있었으며, 경간수와 경계조건을 변화시켜 해석하여 경계조건이 수평곡선 I형교의 거동

에 영향을 미치는 주요한 인자 중에 하나라고 판단된다.

단경간, 2경간 연속, 3경간 연속 수평곡선 I형교에 대하여 다양한 방향으로 수평지진하중을 재하하여 해석한 결과 기하학적인 형상과 경계조건에 따라 최대응답을 발생시키는 하중작용방향을 산정할 수 있는 가능성을 보였다.

AASHTO에서는 정규교량으로 분류할 수 있는 곡선교량은 동일시간장을 갖는 직선교량으로 해석할 수 있도록 규정하고 있으나, 본 연구를 통하여 교각에서 발생하는 모멘트의 크기가 10%이상의 차이가 발생함을 알 수 있었다. 따라서, 보다 다양한 경우에 대한 해석을 통하여 수평곡선 I형교의 동적거동특성을 파악하고, 내진설계에 활용할 수 있는 해석방법을 정립할 필요가 있다고 사료된다.

감사의 글

이 논문은 1997년도 한국학술진흥재단의 박사후연수과정 연수비지원에 의하여 연구되었음.

참고 문헌

1. Yoo, C.H., Design and Construction of Horiz Curved Steel Bridges, Lecture Note, Auburn Univ 1996.
2. Yoo, C.H., Kang, Y.J., and Davidson, J.S.. "Analysis of Curved Beams by Finite Ele Discretization," Journal of Engineering Mec Division, ASCE, Vol. 122, No. EM8, 1996, pp.762
3. 윤기용, 강영중 . "유한요소법을 이용한 수평곡선 I형교의 자유진동해석", 한국강구조학회 논문집, 제10권, 제1호 1998, pp. 47-61.
4. AASHTO, Guide Specifications for Horizontally C Highway Bridges, 1993.
5. 건설교통부, 도로교설계기준, 2000.
6. AASHTO, Standard Specifications for Highway B 1996.
7. Kang, Y. J. and Yoo, C. H., "Thin-Walled C Beams I : Formulation of Nonlinear Equations", Mech. Div., ASCE, Vol.120(10), 1994, pp. 2072-2
8. Sekulovic, M., "Geometrically Nonlinear Analy Thin-Walled Members", Proceedings of the In Papers for the International Conference Structures:Recent Research Advances and Applications to Design', Yugoslavia, Oct., 198 219-243.
9. Paz, M., Structural Dynamics : Theory Computation, Van Nostrand Reinhold, New York,

10. Gupta, K.K., "Solution of Eigenvalue Problems by Sturm Sequence Method, " International Journal for Numerical Methods in Engineering, V4, N3, 1972, pp. 379-404.
11. Bathe, K.J. and Wilson, E.L., Numerical met finite element analysis, Prentice- Hall, Englewood N.J., 1976.
12. ABAQUS-Manual, Version 5.5, Hibbitt, Karlsson, & Sorenson, Inc., Pawtucket, Rhode Island, 1995.
13. 김원배, "구조물의 동적해석을 위한 한반도의 인공 지진 파 작성", 공학박사 학위논문, 고려대학교, 1988.

(접수일자 : 2002년 8월 16일)