

71-1
2/1
=2

공학석사 학위논문

면진장치를 사용한 강박스교의 면진해석

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2003년 2월

부경대학교 대학원

토목공학과

김 판 배

김판배의 공학석사 학위논문을 인준함

2002년 12월 26일

주 심 공학박사 이 동 욱



위 원 공학박사 김 명 식



위 원 공학박사 국 승 규



목 차

그림 목차	ii
표 목차	iii
Abstract	vi
1. 서론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 지진격리의 원리	3
1.3 지진격리의 선형이론	5
2. 면진성능 검토	11
2.1 해석대상교량	11
2.2 해석모델	12
2.3 LRB(Lead Rubber Bearing)	15
2.3.1 LRB 종류 및 배치	15
2.3.2 유효강성 결정	16
2.3.3 감쇠비 및 스펙트럼	19
2.4 해석결과	21
2.5 파괴메커니즘 검토	30
3. 면진설계	35
3.1 성능기초 설계	35
3.2 기능수행수준	37
3.3 붕괴방지수준	42
4. 결론	47
참고문헌	49
감사의 글	51

< 그림 목차 >

- 그림 1.2.1 면진받침을 적용한 교량의 응답스펙트럼
- 그림 1.2.2 감쇠능력의 효과
- 그림 1.3.1 SDF System
- 그림 1.3.2 2-DOF System
- 그림 1.3.3 지진격리 구조시스템의 고유모드
- 그림 1.3.4 지진격리 모델의 응답스펙트럼
- 그림 2.1.1 해석대상교량의 횡단면도
- 그림 2.1.2 교각의 종단면도
- 그림 2.2.1 상세모델
- 그림 2.2.2 상부구조의 절점번호
- 그림 2.2.3 상부구조의 부재번호
- 그림 2.2.4 교각 P1의 절점번호
- 그림 2.2.5 교각 P1의 부재번호
- 그림 2.3.1 LRB 상세도
- 그림 2.3.2 LRB의 배치
- 그림 2.3.3 수평력에 의한 하부구조와 LRB의 변형
- 그림 2.3.4 LRB의 등가선형모델
- 그림 2.3.5 응답스펙트럼
- 그림 2.4.1 교축방향 1차 모드형상
- 그림 2.4.2 교축직각방향 1차 모드형상
- 그림 2.5.1 교각 P4의 P-M 상관도
- 그림 3.1.1 사하중 및 풍하중에 대한 교각 P4의 P-M 상관도
- 그림 4.1.1 LRB 적용 교량의 설계절차

< 표 목차 >

- 표 2.2.1 모델링 요소 및 개수
- 표 2.3.1 LRB의 강도 및 강성특성
- 표 2.3.2 설계지진 적용 시 LRB의 등가선형강성(교축방향)
- 표 2.3.3 설계지진 적용 시 LRB의 등가선형강성(교축직각방향)
- 표 2.3.4 감쇠계수 B
- 표 2.3.5 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 2.4.1 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도
- 표 2.5.1 설계지진 적용 시 LRB 수평력
- 표 2.5.2 설계지진 적용 시 LRB 변위 비교
- 표 2.5.3 설계지진 적용 시 LRB 전단력 비교
- 표 2.5.4 교각 P1의 LRB 변위
- 표 2.5.5 설계지진 적용 시 LRB 변형률
- 표 2.5.6 설계지진 적용 시 LRB 한계변형률/변형률 비
- 표 2.5.7 교각의 강도(교각지름 : 3.5m)
- 표 2.5.8 설계지진 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트
- 표 2.5.9 설계지진 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비
- 표 2.6.1 교각 항복 시(0.92g) LRB의 등가선형강성(교축방향)
- 표 2.6.2 교각 항복 시(0.92g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)
- 표 2.6.3 교각 항복 시(0.92g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 2.6.4 교각 항복 시(0.92g) 주기 및 질량기여도
- 표 2.6.5 교각 항복 시(0.92g) LRB 변위 비교
- 표 2.6.6 교각 항복 시(0.92g) LRB 전단력 비교
- 표 2.6.7 교각 항복 시(0.92g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트

- 표 2.6.8 교각 항복 시(0.92g) LRB 변형률
- 표 2.6.9 교각 항복 시(0.92g) LRB 한계변형률/변형률 비
- 표 2.6.10 교각 항복 시(0.92g) 교각의 강도에 대한 작용력 비
- 표 3.2.1 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB의 등가선형강성(교축방향)
- 표 3.2.2 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)
- 표 3.2.3 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 3.2.4 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 주기 및 질량기여도
- 표 3.2.5 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 변위 비교
- 표 3.2.6 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 전단력 비교
- 표 3.2.7 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 변형률
- 표 3.2.8 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 한계변형률/변형률 비
- 표 3.2.9 교각의 강도(교각지름 2.2m)
- 표 3.2.10 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트
- 표 3.2.11 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교각의 강도에 대한 작용력 비
- 표 3.3.1 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB의 등가선형강성(교축방향)
- 표 3.3.2 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)
- 표 3.3.3 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 3.3.4 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 주기 및 질량기여도
- 표 3.3.5 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 변위 비교
- 표 3.3.6 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 전단력 비교
- 표 3.3.7 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 변형률
- 표 3.3.8 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 한계변형률/변형률 비
- 표 3.3.9 교각의 강도(교각지름 : 2.2m)

표 3.3.10 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트

표 3.3.11 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교각의 강도에 대한 작용력 비

Seismic Isolation Analysis of a Steel Box Girder Bridge using Lead Rubber Bearings

Pan-Bae Kim

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry, Pukyong
National University*

ABSTRACT

The seismic isolation design of bridges adopts the idea that superstructures can be isolated from the transmitting forces through substructure by using isolating connection devices such as lead rubber bearings. However the reduction of transmitting forces are dependent on the isolation devices and cannot be enough to protect superstructures under strong earthquakes. Also isolated bridges are often designed to have elastic behaviour even under the design earthquake, which is obviously overdesigned in view of the performance based design required in the earthquake resistant design codes.

In this study a steel box girder bridge using lead rubber bearings is selected and a model for applying the multi-mode spectrum method is given. Because of the non-linear characteristics of the lead rubber bearings iterative calculations are carried out to determine the elastic and plastic limit of the selected bridge and the design method is given to check the limited damage and no-collapse requirements based on the failure mechanism.

Keyword : Seismic isolation design, Lead rubber bearing, Failure mechanism, Multi-mode spectrum method

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

지진은 지각 내에 있는 단층의 전단파괴로 인해 발생하는 에너지가 지층으로 전달되는 현상이다. 1995년 일본 Kobe지진, 1999년 터키 Izmit지진, 2000년 대만 Chi-Chi지진, 2001년 인도 Gujarat지진 등 최근 전 세계적으로 발생하고 있는 지진의 피해 상황은 비내진 구조물이 지진에 얼마나 취약한지 그로 인한 인적, 물적 피해가 얼마나 엄청난지를 보여주었다. 그리고 한반도에도 1936년 쌍계사지진, 1978년 홍성지진, 1982년 사리원지진, 1996년 경주, 영월지진 등 크고 작은 지진들이 끊임없이 발생하였으며 한국자원연구소의 지진 관측망에 따르면 2000년에만 무려 29여 회의 지진이 발생하였다고 보고되어 있다. 이런 자료들로부터 한반도 역시 지진으로부터 안전하지 않다는 것과 만약 지진에 대비하여 구조물을 설계하지 않는다면 얼마나 심각한 피해가 초래될지를 짐작할 수 있다.

지진에 대비한 설계는 내진설계와 면진설계로 나눌 수 있다. 내진설계는 교각의 항복을 받침장치의 파괴 이전에 유도하여 상부구조의 파괴나 낙교로 인한 대규모의 피해를 방지하고자 하는 개념이고 면진설계는 면진장치를 사용하여 하부구조에서 상부구조로 전달되는 지진력을 감소시켜 지진으로부터의 피해를 최소화하고자 하는 개념이다.

면진설계는 1970년 이후 미국, 유럽, 뉴질랜드 등의 국가에서 연구되어 교량, 발전소, 빌딩에서 적용되고 있고 이들 국가에서는 시방서 등의 설계기준에 면진설계 방법 및 절차를 제시하고 있다. 국내에서도 최근 면진장치에 대한 연구가 활발히 진행되어 유봉 등은¹⁾ 1/4 및 1/8의 축소규모 면진베어링을 시험체로 사용하여 전단변형률의 증가와 수직하중의 증가에

따라 면진베어링의 등가강성이 감소하고 감쇠는 증가하는 것을 입증하였다. 이세종 등은^[2] 면진 고무베어링의 재료적, 기하학적 비선형성을 고려한 유한요소 해석으로 수평전단변위 하에서의 좌굴하중을 산정하였고, 조해진 등은^[3] 교량용 탄성받침에 적용되는 고무의 재료적 특성과 수직 및 수평하중에 대한 연구를 수행하였다. 김대곤 등은^[4] 면진장치로 건물의 주기를 지진과 가속도의 지배적인 주기 범위 밖으로 길게 만들 수 있어 공진현상을 피할 수 있고, 건물에 전달되는 지진가속도를 경감시켜 상부구조물의 부재력들을 감소시킴으로써 지진피해를 줄일 수 있음을 입증하였다. 이종립 등은^[5] 컴퓨터실과 같은 계측기와 제어기가 밀집되어 있는 산업시설에서 중요도가 높은 시설에 면진장치를 적용하여 컴퓨터실 바닥을 통하여 전달되는 지진가속도를 감소시킬 수 있음을 검증하였다. 이러한 연구와 더불어 면진장치는 교량 및 건축 구조물에 다양하게 적용되고 있으나 면진장치에 대한 설계규범은 제시되어 있지 않은 실정이고 이로 인하여 면진설계에 대한 실무에서의 이해도가 낮은 실정이다. 따라서 이 논문에서는 미국의 면진장치에 대한 설계기준인 AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design^[6]을 참조하여 납면진받침(Lead Rubber Bearing)-이하 LRB-을 적용한 강박스교량을 예제 교량으로 선정하여 납면진장치를 적용한 교량의 설계절차를 소개하였다.

1.2 지진격리의 원리

지진격리라는 용어는 지진으로부터 구조물을 격리시킨다는 의미로 지진격리 이론은 일찍부터 연구되어 왔다. 1909년 영국의 의사인 Calantarients는 건물과 기초지반사이에 고운 모래층 또는 활석층을 두어서 건물을 수평지반운동으로부터 분리시키는 방법을 고안하여 특허를 신청하였다. 그리고 1921년에 건설이 완료된 Tokyo시의 Imperial Hotel 설계에 지진격리의 개념이 도입되었다. Imperial Hotel 부지의 지표 8 feet 두께의 지층은 단단한 흙으로 구성되어 있었고 그 아래에는 부드러운 진흙층이 있었다. 호텔은 진흙층 위까지만 침투하는 짧은 Pile에 의해서 지지되었다. 1923년 관동대지진 시 이 호텔과 비슷한 구조의 건물에는 큰 피해가 초래되었지만 Imperial Hotel은 전혀 피해를 받지 않았다고 한다. 그 원인은 부드러운 진흙층이 구조물에 전달되는 지진하중을 차단시켜 주었기 때문이다. 이러한 지진격리의 원리는 건물이 마찰력이 없는 평평한 판 위에 놓여 있고 이 판은 땅에 고정되어 있다고 가정하였을 때 지진이 발생하여 땅이 흔들리면 이 판도 상하좌우로 흔들릴 것이나 판이 옆으로 흔들릴 지라도 그 위에 있는 건물은 수평방향으로는 상대적으로 미끄러질 뿐 수평방향 지진력은 건물에 전달되지 않는다는 사실에 기초한다. 따라서 건물과 그 내부에 있는 사람 및 기기는 수평방향지반운동의 영향을 받지 않는다. 실제로 완전한 지진격리는 불가능하지만 지반으로부터 전달되는 지진력을 감소시킬 수 있다^[7].

일반적인 경우 지진에너지는 진동주기가 짧은 영역에 집중되어 있다. 따라서 교각의 강성에 비해 강성이 매우 작은 면진받침을 설치하여 교각의 거동주기가 증가하게 되면 지진에 의해 구조물에 가해지는 수평가속도

를 감소시키는 효과가 있다. LRB에서는 고무층이 이러한 역할을 담당한다. 그리고 단순한 주기 증가는 그림 1.2.1과 같이 변위 증가를 수반한다.

과도한 변위는 그림 1.2.2에서와 같이 감쇠능력을 증가시킴으로서 방지할 수 있으며 감쇠의 증가는 부수적인 가속도감소를 동반한다. LRB에서는 고무층 중심에 삽입되어 있는 납이 LRB의 감쇠능력을 증가시켜 변위를 제어하는 역할을 한다.

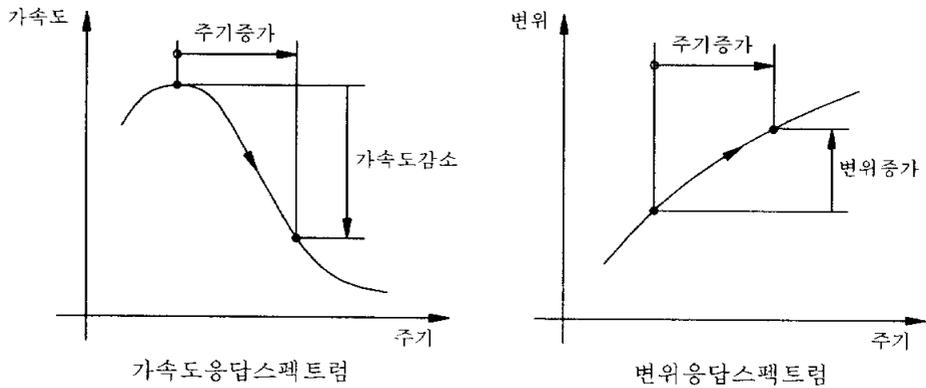


그림 1.2.1 면진받침을 적용한 교량의 응답스펙트럼

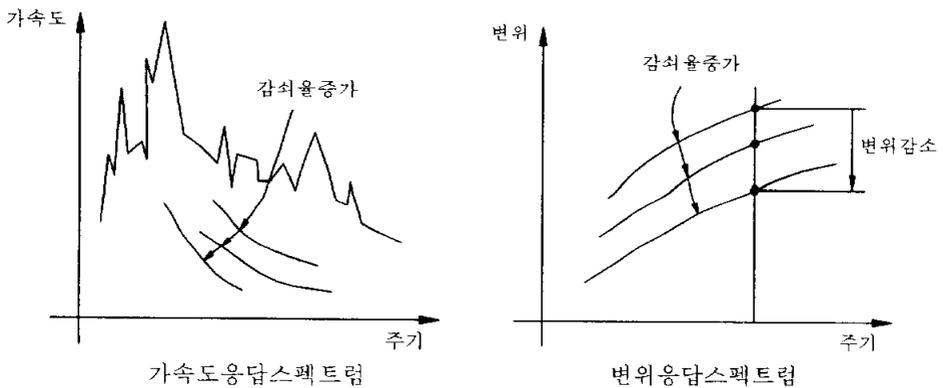


그림 1.2.2 감쇠능력의 효과

1.3 지진격리의 선형이론

지진격리장치의 거동은 비선형적인 특성을 갖고 있다. 그러나 지진격리 구조물의 거동특성을 파악하기 위하여 등가선형 시스템으로 가정한다. 그림 1.3.1은 고정지반 SDF System이고 그림 1.3.2는 지진 격리된 SDF 모델이 주어져 있다. 그림 1.3.1에서 SDF System의 지반에 대한 상대변위의 지배 방정식은 식 1.3.1과 같다. 여기서 $\omega = \sqrt{k/m}$, β 는 감쇠비이고 SDF System의 지진응답 최대값은 응답스펙트럼을 이용하여 식 1.3.2와 같이 구하여 진다. 여기서 S_d 는 Spectral Displacement, S_a 는 Pseudo Spectral Acceleration, $V_{o,max}$ 는 바닥전단력을 의미한다.

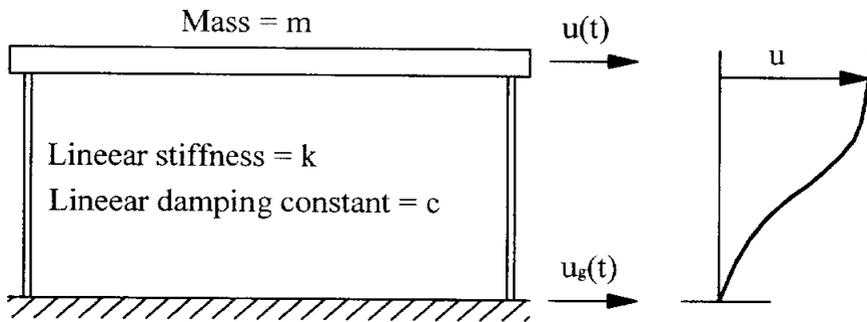


그림 1.3.1 SDF System

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \tag{1.3.1}$$

$$\ddot{u} + 2\omega\beta\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g$$

$$|u|_{\max} = S_d(\omega, \beta)$$

$$|\ddot{u}'|_{\max} = |\ddot{u} + \ddot{u}_g| = S_a(\omega, \beta) \quad (1.3.2)$$

$$V_{o, \max} = m S_a(\omega, \beta)$$

동일한 구조물이 지진 격리된 경우에는 그림 1.3.2와 같이 2-DOF System으로 될 수 있고 지배방정식은 식 1.3.3과 같다. 이 식을 상대변위를 DOF로 갖는 방정식으로 변환하면 식 1.3.4와 같다.

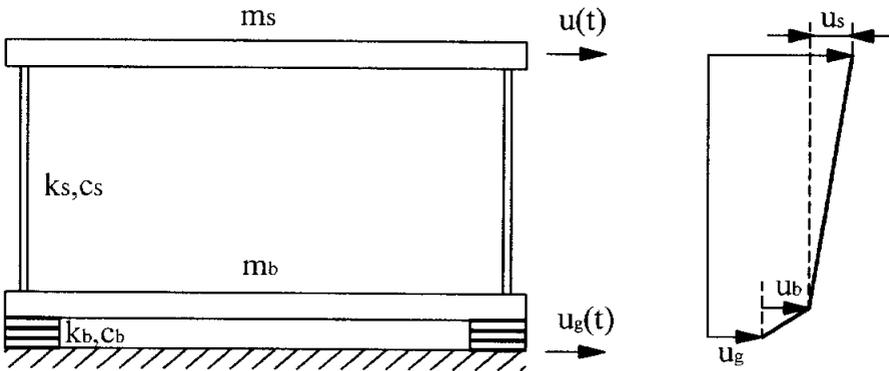


그림 1.3.2 2-DOF System

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s' \\ \ddot{u}_b' \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_s + c_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s + \dot{u}_b \\ \dot{u}_b \end{pmatrix} \\ + \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_s + k_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s + u_b \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (1.3.3)$$

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} m_s & m_s \\ m_s & m_s + m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} \\
& = - \begin{bmatrix} m_s & m_s \\ m_s & m_s + m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{u}_g
\end{aligned} \tag{1.3.4}$$

식 1.3.4에 식 1.3.5를 대입한 결과는 식 1.3.6과 같고 식 1.3.6의 Characteristic Equation은 식 1.3.7과 같다.

$$\begin{aligned}
m &= m_s + m_b \\
\delta &= \frac{m_s}{m} \leq 1 \\
\omega_s &= \sqrt{k_s/m_s} \\
\omega_b &= \sqrt{k_b/m} \\
\varepsilon &= \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2
\end{aligned} \tag{1.3.5}$$

$$m \begin{bmatrix} \delta & \delta \\ \delta & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{pmatrix} + m \begin{bmatrix} \delta \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{1.3.6}$$

$$\begin{vmatrix} \delta \omega_s^2 - \delta \lambda & -\delta \lambda \\ -\delta \lambda & \omega_b^2 - \lambda \end{vmatrix} = 0$$

$$\delta(\omega_s^2 - \lambda)(\omega_b^2 - \lambda) - \delta^2 \lambda^2 = 0 \tag{1.3.7}$$

$$\lambda^2(1 - \delta) - (\omega_s^2 + \omega_b^2)\lambda + \omega_s^2 \omega_b^2 = 0$$

식 1.3.7의 근은 식 1.3.8과 같다. 식 1.3.8은 근사적으로 식 1.3.9와 같이 표현되고 λ_1 과 λ_2 에 대응하는 모드 vector는 근사적으로 식 1.3.10과 같다. 모드 형상은 그림 1.3.3과 같다.

$$\lambda = \frac{1}{2(1-\delta)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) \pm [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\delta)\omega_s^2\omega_b^2]^{1/2} \right\} \quad (1.3.8)$$

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \delta \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \quad (1.3.9)$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\delta} \left(1 + \delta \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right)$$

$$\Phi_1 = \begin{pmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{pmatrix} \quad (1.3.10)$$

$$\Phi_2 = \begin{pmatrix} -\frac{(1-(1-\delta)\varepsilon)}{\delta} \\ 1 \end{pmatrix}$$

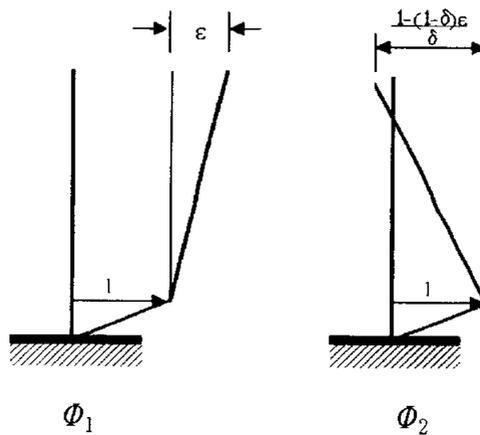


그림 1.3.3 지진격리 구조시스템의 고유모드

식 1.3.4의 해는 식 1.3.10에 주어진 모드를 이용하여 식 1.3.11과 같이 표현될 수 있고 η_1 과 η_2 는 식 1.3.12의 해이다.

$$\begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = \eta_1 \Phi_1 + \eta_2 \Phi_2 \quad (1.3.11)$$

$$\begin{aligned} \ddot{\eta}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{\eta}_1 + \omega_1^2\eta_1 &= -\Gamma_1\ddot{u}_g \\ \ddot{\eta}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{\eta}_2 + \omega_2^2\eta_2 &= -\Gamma_2\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (1.3.12)$$

여기서

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{1}{2\omega_1} \frac{\Phi_1^T C \Phi_1}{\Phi_1^T M \Phi_1} \\ \beta_2 &= \frac{1}{2\omega_2} \frac{\Phi_2^T C \Phi_2}{\Phi_2^T M \Phi_2} \\ \Gamma_1 &= \frac{\Phi_1^T M r}{\Phi_1^T M \Phi_1} \\ \Gamma_2 &= \frac{\Phi_2^T M r}{\Phi_2^T M \Phi_2} \end{aligned} \quad (1.3.13)$$

식 1.3.13의 아래 두 식은 식 1.3.14와 같이 근사될 수 있다.

$$\begin{aligned} \Gamma_1 &= 1 - \delta\epsilon \\ \Gamma_2 &= \delta\epsilon \end{aligned} \quad (1.3.14)$$

$\delta \approx 1$, $\varepsilon \approx 0$ 이면 1차 고유모드가 지배적임을 알 수 있다. 식 1.3.9에 의하면 1차 고유모드는 $w_1 \approx w_b$ 로 접근함에 따라 주기가 길어짐을 알 수 있다. 물론 감쇠특성의 변화로 1차 고유모드의 감쇠는 $\beta_1 \approx \beta_b$ 에 $\beta_2 \approx \beta_s$ 에 가까워진다^[7].

고정지반 모델과 지진격리 모델을 그림 1.3.4를 이용하여 비교하면 바닥단력은 Spectral Acceleration의 함수이므로 주기가 늘어남에 따라서 A점에 B로 이동하고 감쇠비가 증가함에 따라서 추가로 B에서 C로 이동된다. 그림 1.3.4에서 Structural Modes는 구조물이 주로 거동하는 Mode이고 Isolated Modes는 면진장치가 주로 거동하는 Mode이다. 구조동역학^[8]에서는 구조물의 고유주기와 지반운동의 고유주기가 일치하면 변위가 급격히 증가한다고 제시하였는데 면진장치는 구조물의 고유주기를 인위적으로 증가시켜 공진현상을 피하고자 하는 것으로 이러한 공진현상을 피할 수 있는 적절한 면진장치를 적용하여 지진격리의 원리에 부합하는 설계가 이루어져야 한다.

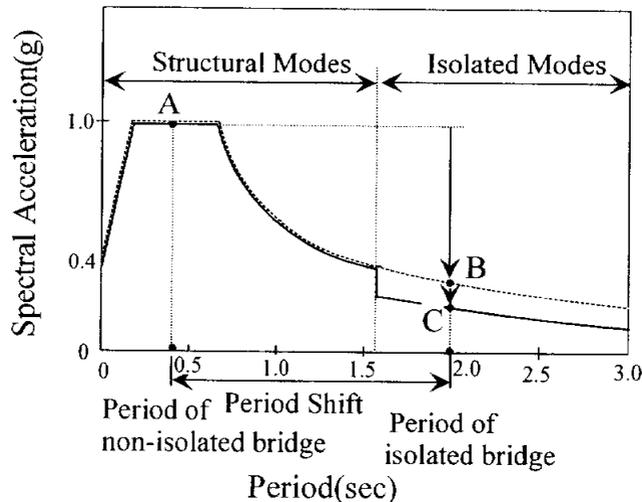


그림 1.3.4 지진격리 모델의 응답스펙트럼

2. 면진성능 검토

2.1 해석대상교량

해석대상교량은 총 연장 224m(4@56m)인 직선교로 4경간 강박스교⁹⁾이다. 상부구조는 2연 박스거더, 하부구조는 지름이 3.5m인 T형 교각으로 그림 2.1.1은 해석대상교량의 횡단면도이고 그림 2.1.2는 교각의 종단면도이다. G1과 G2는 각각 박스거더1과 박스거더2이다.

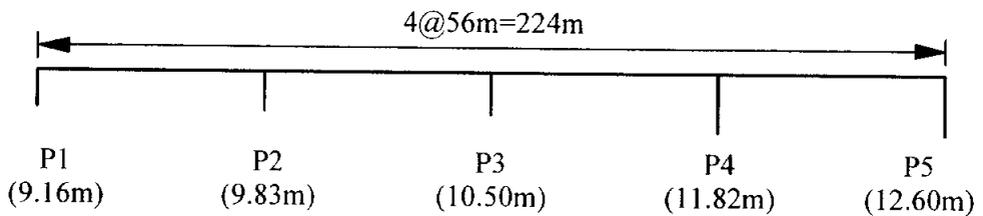


그림 2.1.1 해석대상교량의 횡단면도

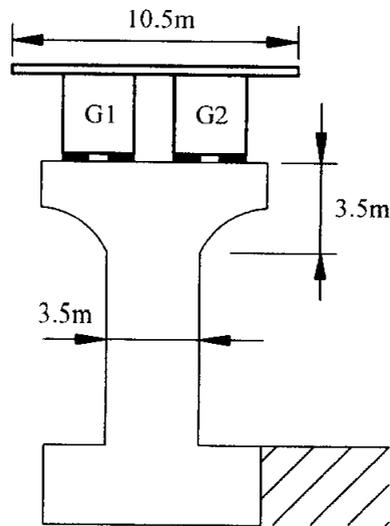


그림 2.1.2 교각의 종단면도

2.2 해석모델

해석대상교량의 해석모델은 그림 2.2.1과 같이 보요소, 셸요소 및 연결요소 등을 사용한 상세모델로 모델링하였고 해석모델의 요소 및 개수는 표 2.2.1과 같다.

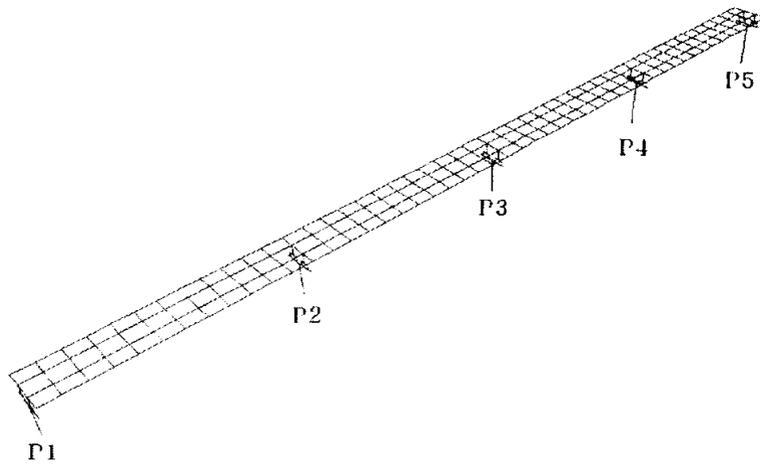


그림 2.2.1 상세모델

표 2.2.1 모델링 요소 및 개수

구분	요소	셸	보	무한강성	등가 스프링
상부	상판	144			
	강박스		193		
연결요소	상부-받침장치			30	
	받침장치				20
	받침장지-하부			20	
하부	캡뮴		30	15	
	교각		10		

상부구조의 절점번호 및 부재번호는 그림 2.2.2 및 그림 2.2.3과 같다. 하부구조는 그림 2.2.4 및 그림 2.2.5와 같이 절점 및 부재번호를 적용하였다. 그림 2.2.5에서 상부구조와 받침장치, 받침장치와 하부구조를 연결하는 무한강성 요소는 굵은 선으로 표시하였다.

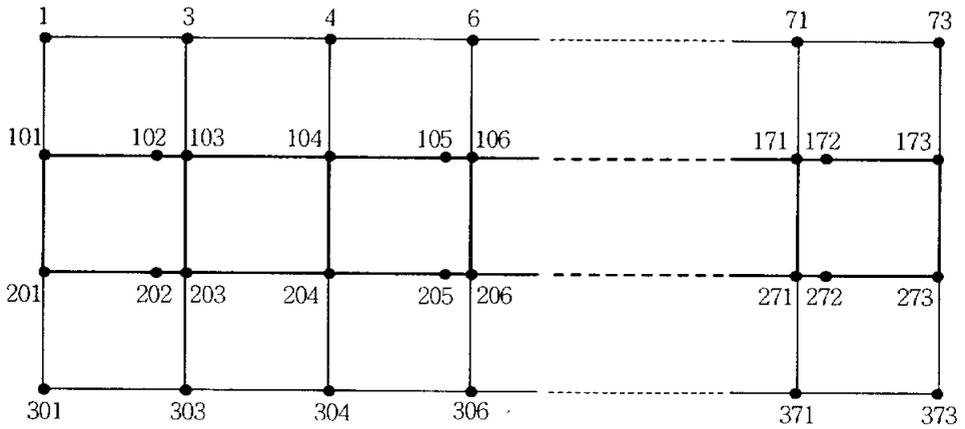


그림 2.2.2 상부구조의 절점번호

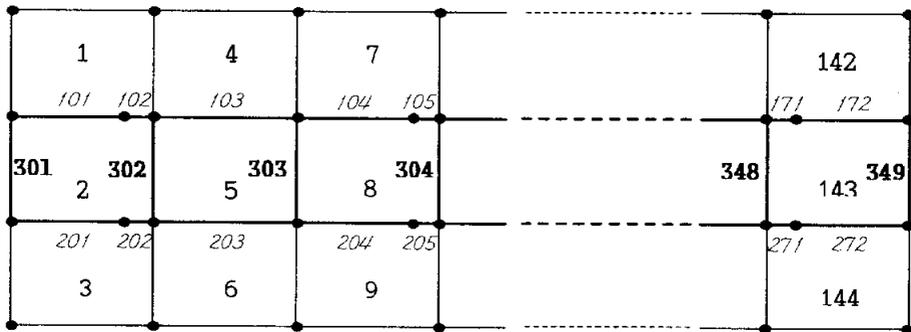


그림 2.2.3 상부구조의 부재번호

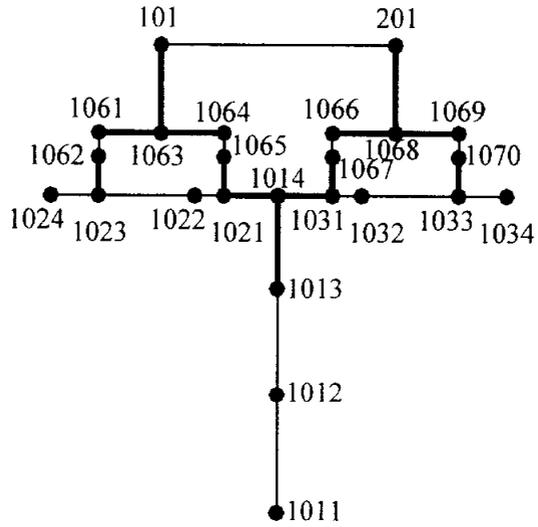


그림 2.2.4 교각 P1의 절점번호

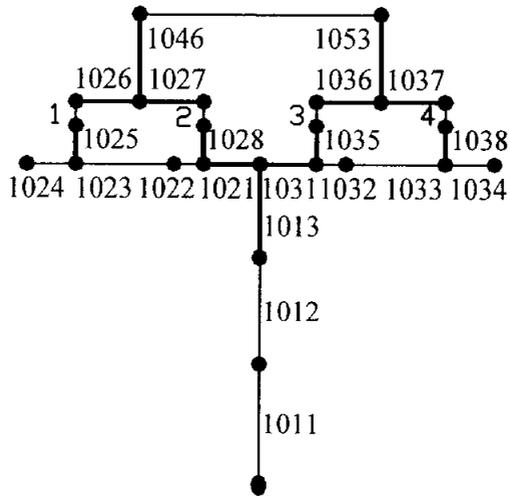
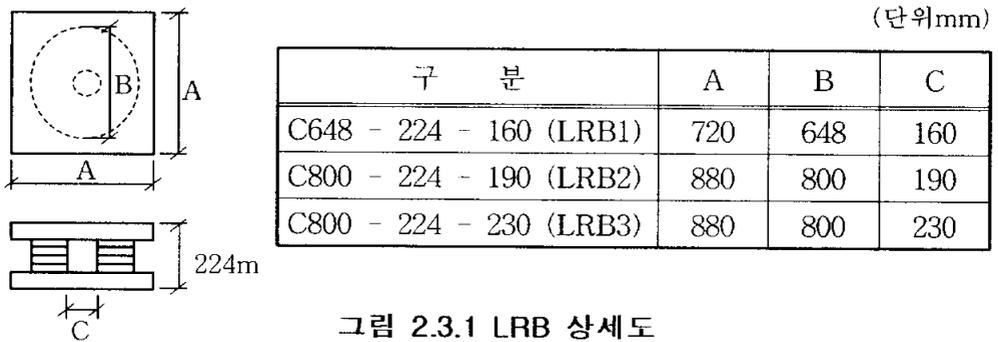


그림 2.2.5 교각 P1의 부재번호

2.3 LRB(Lead Rubber Bearing)

2.3.1 LRB 종류 및 배치

해석대상교량에 사용된 LRB의 종류는 그림 2.3.1과 같이 3종류이며 배치는 그림 2.3.2와 같고 그림 2.3.2의 번호는 모델링에 적용된 LRB의 부재번호이다.



P1	P2	P3	P4	P5
● 1	● 5	● 9	● 12	17 ●
● 2	● 6	● 10	● 14	18 ●
● 3	● 7	● 11	● 15	19 ●
● 4	● 8	● 12	● 16	20 ●
LRB1	LRB3	LRB2	LRB3	LRB1

그림 2.3.2 LRB의 배치

2.3.2 유효강성 결정

LRB의 등가선형강성은 그림 2.3.3과 같이 하부구조의 변위를 고려하여 각 교각에서 LRB의 변위를 가정하고 식 2.3.1을 이용하여 등가선형강성을 결정한다(그림 2.3.4). 하부구조와 LRB의 강성을 고려한 전체 강성은 식 2.3.2와 같이 결정하고 결정된 전체 강성을 이용하여 식 2.3.3과 같이 가정한 전체변위 대한 LRB의 변위 s_i 를 검토하였다. 식 2.3.1에서 가정한 변위 s_i 와 식 2.3.3에서 검토한 변위 s_i 의 차이가 5% 미만일 때까지만 반복 계산하여 결정하였고 각 교각에서 동일한 방법으로 LRB의 유효강성을 결정하였다. 여기서 첨자 j 는 각 교각별 LRB를 i 는 각각의 교각을 의미한다.

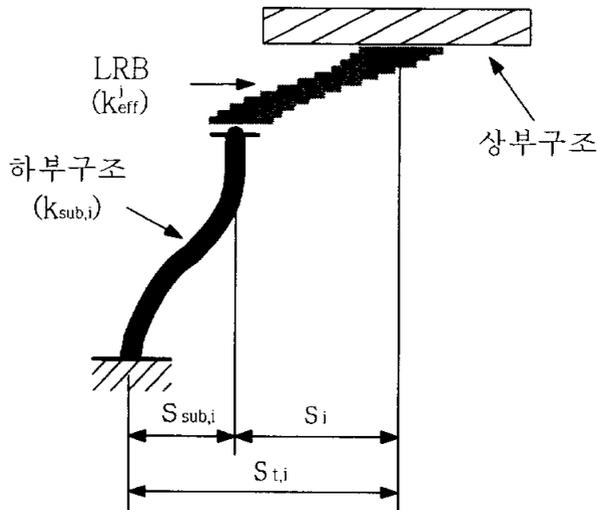


그림 2.3.3 수평력에 의한 하부구조와 LRB의 변형

$$k_{eff}^j = F_{max}^j / s_i = \{F_y^j + (s_i - s_y^j) \times K_d^j\} / s_i \quad (2.3.1)$$

$$K_{eff} = \sum_i \frac{k_{sub,i} \cdot \sum_j k_{eff,i}^j}{k_{sub,i} + \sum_j k_{eff,i}^j} = \sum_i K_{eff,i} \quad (2.3.2)$$

$$s_i = K_{eff,i} \times s_{t,i} / \sum_j k_{eff,i}^j \quad (2.3.3)$$

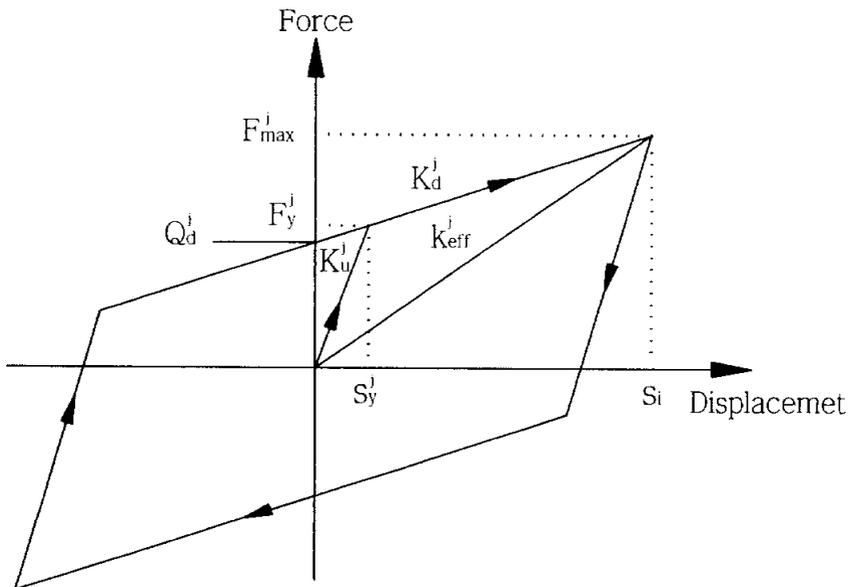


그림 2.3.4 LRB의 등가선형모델

표 2.3.1은 해석대상교량에 사용된 LRB의 강도 및 강성특성이다. 표 2.3.1 및 식 2.3.1을 이용하여 결정한 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각 방향에 대한 LRB의 가정변위, 유효강도 및 등가선형강성은 표 2.3.2 및 표 2.3.3과 같다.

표 2.3.1 LRB의 강도 및 강성특성

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
K_d (Yield Stiffness)	176	262	269	262	176	t/m
K_u (Elastic Stiffness)	2032	3542	2007	3542	2032	t/m
Q_d (Characteristic Strength)	15.30	31.61	21.54	31.61	15.30	t
F_y (Yield Strength)	16.75	34.14	23.70	34.14	16.75	t
S_y (Yield Displacement)	0.82	0.96	0.79	0.96	0.82	cm
K_v (Vertical Stiffness)	142600	289400	298600	289400	142600	t/m

표 2.3.2 설계지진 적용 시 LRB의 등가선형강성(교축방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	3.50	3.33	3.36	3.13	3.30	cm
F_{max} (Effective Strength)	21.50	40.30	30.60	39.80	39.80	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	613.14	1211.38	911.27	1272.04	639.63	t/m

표 2.3.3 설계지진 적용 시 LRB의 등가선형강성(교축직각방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	1.83	2.54	4.55	3.20	1.70	cm
F_{max} (Effective Strength)	18.50	38.30	33.80	40.00	18.30	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	1012.05	1506.66	743.29	1249.95	1075.99	t/m

2.3.3 감쇠비 및 스펙트럼

해석대상교량의 등가선형감쇠비는 하부구조의 변형을 고려하여 식 2.3.4로 결정하였다. 여기서 식 2.3.4의 분자 항은 그림 2.3.4에서 이력곡선으로 둘러싸인 면적이며 교각의 감쇠는 제외되었다. 식 2.3.4의 감쇠비는 각 교각에서 결정된 감쇠비의 총 합으로 결정되었고 등가선형감쇠비에 따라 적용하는 감쇠계수는 Guide Specifications for Seismic Isolation Design에서 제시한 표 2.3.4를 이용하여 결정하였다. 표 2.3.5는 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향의 등가선형감쇠비 및 그에 해당하는 감쇠계수이다.

$$\zeta = \frac{\text{Total Dissipated Energy}}{2\pi \sum_i (K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2)} = \sum_i \frac{2 [\sum_j Q_{d,i}^j (s_i - s_{y,i}^j)]}{\pi [K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2]} \quad (2.3.4)$$

표 2.3.4 감쇠계수 B

등가선형감쇠비(ζ)	< 2%	5%	10%	20%	30%	40%	50%
감쇠계수(B)	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

표 2.3.5 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	7.9%	7.5%
감쇠계수(B)	1.116	1.100

해석대상교량에 적용한 스펙트럼은 식 2.3.5와 같이 결정되며 여기서 C_s 는 탄성지진응답계수, A 는 가속도계수, S_i 지반계수, T 는 구조물의 고유주기이며 B 는 감쇠계수이다. 해석대상교량의 설계지진에 해당하는 가속도 계수는 0.154, S_i 는 1.0으로 설정하였으며 설계지진으로 산출한 C_s 는 그림 2.3.5와 같다.

$$C_s = \frac{AS_i}{TB} \leq 2.5A \quad (2.3.5)$$

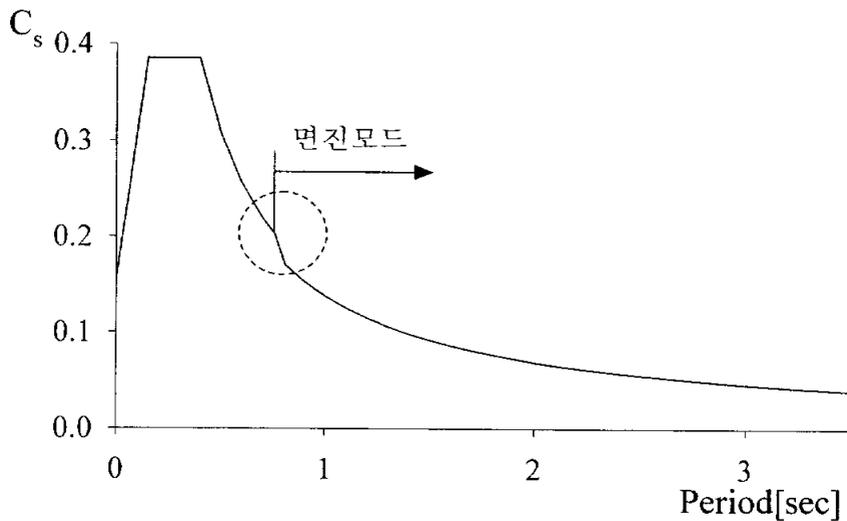


그림 2.3.5 응답스펙트럼

2.4 해석결과

모드해석에서 고려한 모드 수는 질량기여도 90% 이상을 만족하기 위하여 50개로 하였다. 설계지진에 대한 해석대상교량의 모드해석 결과는 표 2.4.1과 같고 그림 2.4.1 및 그림 2.4.2는 교축 및 교축직각 방향에 대한 1차 모드형상이다.

표 2.4.1 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.14	66.26
2	1.06	77.45		
4			0.73	10.93
28	0.14	3.48		



그림 2.4.1 교축방향 1차 모드형상



그림 2.4.2 교축직각방향 1차 모드형상

해석대상교량의 지진성능을 평가하기 위해 다중모드 스펙트럼해석법을 적용하였으며 해석프로그램은 범용 구조해석 프로그램인 SAP2000¹⁰⁾을 사용하였다. 철도설계기준 내진설계편¹¹⁾에 의거하여 교축방향지진력 100%와 교축직각방향 지진력 30%를 조합하여 하중경우1을 결정하였고 교축방향 지진력 30%와 교축직각방향지진력 100%를 조합하여 하중경우2를 결정하였으며 각 하중경우에 사하중을 조합하여 하중조합1 및 하중조합2를 결정하여 받침장치와 교각의 단면력을 산정하였다. 설계지진 적용 시 LRB의 수평력은 표 2.5.1과 같다.

2.3.2절에서 가정하여 결정한 LRB의 변위 및 전단력은 스펙트럼해석으로 결정된 LRB의 변위 및 전단력과 비교하여 그 차이가 5% 미만일 때까지 반복 계산하여 결정하였다. 표 2.5.2 및 표 2.5.3은 설계지진에 대한 LRB의 변위 및 전단력의 가정치와 해석치를 정리하여 비교한 것으로 차이가 5% 미만이므로 만족하는 결과이다.

표 2.5.1 설계지진 적용 시 LRB 수평력 (단위:t)

하 중	P1	P2	P3	P4	P5
사하중(교축)	⇔7	⇔4	⇔0	⇔3	⇔7
교축방향	⇔22	⇔41	⇔31	⇔40	⇔21
사하중(교축직각)	⇔11	⇔4	⇔0	⇔4	⇔11
교축직각방향	⇔2 ⇓19	⇔3 ⇓38	⇔0 ⇓34	⇔2 ⇓40	⇔2 ⇓19
하중경우1	⇔23 ⇓6	⇔42 ⇓11	⇔31 ⇓10	⇔41 ⇓12	⇔22 ⇓6
하중경우2	⇔9 ⇓19	⇔15 ⇓38	⇔9 ⇓34	⇔14 ⇓40	⇔8 ⇓19
하중조합1	⇔30 ⇓6	⇔46 ⇓11	⇔31 ⇓10	⇔44 ⇓12	⇔29 ⇓6
하중조합2	⇔20 ⇓19	⇔19 ⇓38	⇔9 ⇓34	⇔18 ⇓40	⇔19 ⇓19

표 2.5.2 설계지진 적용 시 LRB 변위 비교

단위:cm

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 변위(교축)	3.50	3.33	3.36	3.13	3.30
해석결과(교축)	3.54	3.36	3.37	3.10	3.23
가정 변위(교축직각)	1.83	2.54	4.55	3.20	1.70
해석결과(교축직각)	1.84	2.52	4.54	3.24	1.74

표 2.5.3 설계지진 적용 시 LRB 전단력 비교

단위:t

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 전단력(교축)	21.5	40.3	30.6	39.8	21.1
해석 결과(교축)	21.6	40.6	30.9	39.8	21.3
가정 전단력(교축직각)	18.5	38.3	33.8	40.0	18.3
해석 결과(교축직각)	18.6	37.9	33.6	40.4	19.0

Guide Specification for Seismic Isolation Design에서 제시한 납면진 받침의 지진 시 한계변형률은 식 2.5.1과 같다. 한계변형률 5.5는 납면진받침의 고무가 파손되는 상태를 의미하며 5.5 미만이면 납의 항복 및 복원 거동을 의미하므로 LRB의 손상이 없다고 본다. 표 2.5.4는 스펙트럼해석에서 결정된 교각 P1의 변위로 UX, UY, UZ는 X, Y, Z 방향의 변위이고 RX, RY, RZ는 X, Y, Z 방향의 회전변위이다. 식 2.5.2는 형상계수이고 식 2.5.3은 수직하중에 의한 전단변형률, 식 2.5.4는 지진에 의한 전단변형률, 식 2.5.5는 회전에 의한 전단변형률이다. D는 LRB의 지름, d는 LRB 중심 납봉의 지름, Δ_c 는 압축변형, T는 변형 가능한 고무층 두께의 합, d_i 는 지진하중에 의한 수평변위, θ 는 교축 및 교축직각방향의 회전변형, t_i 는 변형 가능한 고무 한 층의 두께이다. 식 2.5.6은 교각 P1의 교축방향에 대한 변형률 계산결과이다.

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5 \quad (2.5.1)$$

표 2.5.4 교각 P1의 LRB 변위

교각	해석방향	하중	UX(cm)	UY(cm)	UZ(cm)	RX(rad)	RY(rad)	RZ(rad)
P1	교축	사하중	1.16	0.00	0.08	0.0000	0.0046	0.0000
		지진력	3.53	0.00	0.00	0.0000	0.0001	0.0000
	교축직각	사하중	1.12	0.00	0.07	0.0000	0.0046	0.0000
		지진력	0.15	1.84	0.03	0.0002	0.0000	0.0005
	교축	하중조합1	4.74	0.55	0.09	0.0001	0.0047	0.0002
	교축직각	하중조합2	2.33	1.84	0.10	0.0002	0.0046	0.0005

$$S_i = \frac{D^2 - \sum d^2}{4h(D + \sum d)} = \frac{68.4^2 - 16^2}{4 \times 1.24 \times (68.4 + 16)} \quad (2.5.2)$$

$$= 10.565$$

$$\gamma_c = \frac{6S_i \Delta_c}{T} = \frac{6 \times 10.565 \times 0.09}{12.4} \quad (2.5.3)$$

$$= 0.460$$

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_t}{T_r} = \frac{4.772}{12.4} \quad (2.5.4)$$

$$= 0.385$$

$$\gamma_r = \frac{D^2 \theta}{2t_i T_r} = \frac{68.4^2 \times 0.0047}{2 \times 1.24 \times 12.4} \quad (2.5.5)$$

$$= 0.715$$

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5 \gamma_r = 0.460 + 0.385 + 0.5 \times 0.715 \quad (2.5.6)$$

$$= 1.203 \leq 5.5$$

결정한 교축 및 교축직각방향에 대한 LRB의 변형률은 표 2.5.5와 같다. LRB의 안전율은 한계변형률 5.5에 대한 각 변형률의 비로 나타내며 표 2.5.6과 같다. 해석결과로부터 모든 교각의 LRB는 복원영역 내에서 거동한다는 것을 알 수 있다.

표 2.5.5 설계지진 적용 LRB 변형률

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	1.203	1.184	0.957	1.187	1.198
교축직각방향	1.100	1.097	1.029	1.155	1.093

표 2.5.6 설계지진 적용 시 LRB 한계변형률/변형률 비

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	4.57	4.65	5.75	4.63	4.59
교축직각방향	5.00	5.01	5.34	4.76	5.03

해석대상교량은 설계가 완료된 교량이므로 각 구조부재의 강도분포는 설계강도, 공칭강도 및 초과강도로 추정할 수 있고 이러한 강도는 아래와 같이 산정하였다.

- 교각의 전단력 : 콘크리트표준시방서^[12]에 의해 공칭강도를 산정하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 130%를 초과강도로 산정한다.
- 교각의 모멘트 : P-M상관도^[13]에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정한다.

식 2.5.7은 콘크리트표준시방서에서 제시한 공칭강도 산정식이고 그림 2.5.1은 설계지진을 적용하여 결정한 교각 P4의 하중조합 2에 대한 P-M 상관도이다.

표 2.5.7은 각 교각에서의 설계강도, 공칭강도, 초과강도를 정리한 것이고 각 교각의 하중조합1 및 하중조합2에 대한 단면력은 표 2.5.8과 같다. 교각의 강도에 대한 작용력의 비는 표 2.5.9와 같고 해석결과로부터 모든 교각은 탄성영역 내에서 거동하는 것을 알 수 있다.

$$S_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (2.5.7)$$

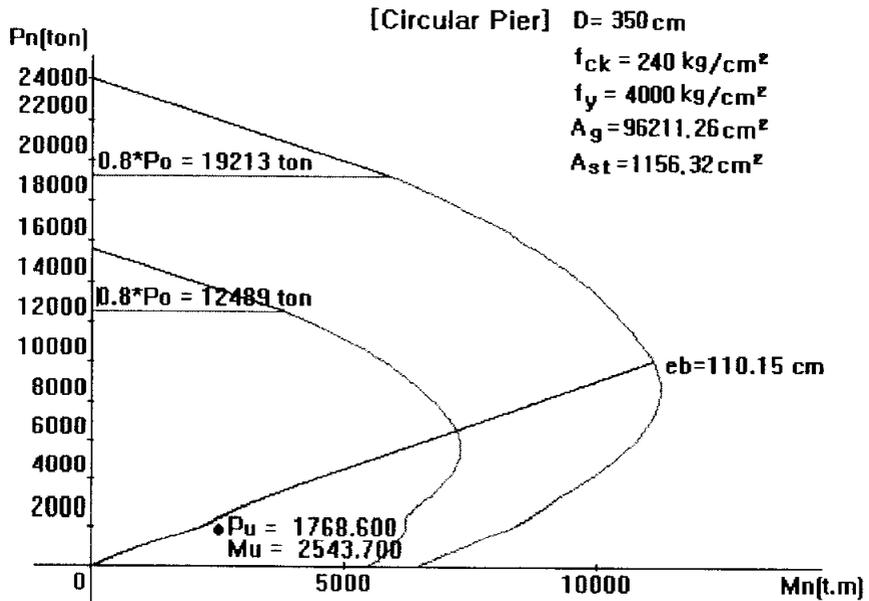


그림 2.5.1 교각 P4의 P-M 상관도

표 2.5.7 교각의 강도(교각지름 : 3.5m)

교 각		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력(t)	1288	1610	2093
	모멘트(t · m)	5890	7220	9386
P2	전단력(t)	1309	1636	2127
	모멘트(t · m)	6220	8110	10543
P3	전단력(t)	1294	1617	2102
	모멘트(t · m)	6110	7780	10114
P4	전단력(t)	1309	1636	2127
	모멘트(t · m)	6220	8110	10543
P5	전단력(t)	1268	1585	2061
	모멘트(t · m)	5940	7280	9464

표 2.5.8 설계지진 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	118.1	184.7	152.2	201.0	156.8
	M(t · m)	1123.8	1893.5	1607.1	2378.5	1874.8
하중조합2	V(t)	105.0	167.8	145.5	185.0	127.5
	M(t · m)	1144.3	2048.0	1944.4	2543.7	1692.6

표 2.5.9 설계지진 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			<u>설계강도</u> 작용력	<u>공칭강도</u> 작용력	<u>초과강도</u> 작용력
P1	하중조합1	전단력	10.91	13.63	17.72
		모멘트	5.24	6.42	8.35
	하중조합2	전단력	12.27	15.33	19.93
		모멘트	5.15	6.31	8.20
P2	하중조합1	전단력	7.09	8.86	11.52
		모멘트	3.28	4.28	5.57
	하중조합2	전단력	7.80	9.75	12.68
		모멘트	3.04	3.96	5.15
P3	하중조합1	전단력	8.50	10.62	13.81
		모멘트	3.80	4.84	6.29
	하중조합2	전단력	8.89	11.11	14.45
		모멘트	3.14	4.00	5.20
P4	하중조합1	전단력	6.51	8.14	10.58
		모멘트	2.62	3.41	4.43
	하중조합2	전단력	7.08	8.84	11.50
		모멘트	2.45	3.19	4.14
P5	하중조합1	전단력	8.09	10.11	13.14
		모멘트	3.17	3.88	5.05
	하중조합2	전단력	9.95	12.43	16.16
		모멘트	3.51	4.30	5.59

2.5 파괴메커니즘 검토

내진설계기준연구에서는 지진에 대한 구조물의 성능을 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 제시하여 두 성능수준을 만족하는 성능을 요구하고 있다. 기능수행수준은 지진 발생 시 구조물에 거의 피해가 없는 성능수준으로 탄성영역 내에서의 거동을 의미한다. 붕괴방지수준은 지진 발생 시 상부구조의 파괴나 낙교로 인한 대규모의 피해가 초래되지 않는 성능수준으로 파괴모드가 연성파괴메커니즘일 때 붕괴방지수준이 만족된다.

설계지진에 대한 해석대상교량의 응답스펙트럼해석 결과로부터 LRB는 복원영역, 교각은 모두 탄성영역 내에서 거동한다는 것을 확인하였으나 교량의 파괴모드를 규명하여야 설계지진을 초과하는 강진 발생 시 교량의 거동을 파악할 수 있으므로 해석대상교량에 설계지진을 초과하는 지진을 입력지진으로 설정하여 해석을 수행하고 파괴모드를 규명하였다.

시산법을 적용하여 해석을 수행한 결과 교각이 소성한계에 도달하는 지진가속도는 0.92g이고 이때 LRB는 복원영역 내에서 거동한다고 가정하여 최종 해석을 수행하였다. LRB의 교축 및 교축직각방향 등가선형강성은 표 2.6.1 및 표 2.6.2와 같고 교축 및 교축직각방향의 등가선형감쇠비 및 그에 해당하는 감쇠계수는 표 2.6.3과 같다.

표 2.6.1 교각 항복 시(0.92g) LRB의 등가선형강성(교축방향)

종류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단위
S_i (Displacement)	50.33	49.75	49.56	48.92	49.37	cm
F_{max} (Effective Strength)	103.88	161.96	154.90	159.78	102.19	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	206.40	325.55	312.54	326.62	206.99	t/m

표 2.6.2 교각 항복 시(0.92g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단위
S_i (Displacement)	31.55	48.12	57.16	51.74	38.22	cm
F_{max} (Effective Strength)	70.83	157.69	175.34	167.17	82.57	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	224.49	327.70	306.75	323.10	216.03	t/m

표 2.6.3 교각 항복 시(0.92g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	2.6%	2.6%
감쇠계수(B)	0.84	0.84

모드해석 결과는 표 2.6.4와 같다. LRB의 변위 및 단면력에 대한 가정치와 해석치는 표 2.6.5 및 표 2.6.6과 같고 가정치와 해석치의 차가 5% 미만이므로 만족하는 결과이다.

표 2.6.4 교각 항복 시(0.92g) 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1			1.93	73.74
2	1.87	75.56		
20	0.16	4.25		73.74
28			0.14	1.74

표 2.6.5 교각 항복 시(0.92g) LRB 변위 비교

단위:cm

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 변위(교축)	50.33	49.75	49.56	48.92	49.37
해석결과(교축)	50.36	49.73	49.41	48.57	48.50
가정 변위(교축직각)	31.55	48.12	57.16	51.74	38.22
해석결과(교축직각)	31.98	48.39	57.19	51.59	37.93

표 2.6.6 교각 항복 시(0.92g) LRB 전단력 비교

단위:t

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 전단력(교축)	103.9	162.0	154.9	159.8	102.2
해석 결과(교축)	103.7	162.5	155.3	160.2	102.2
가정 전단력(교축직각)	70.8	157.7	175.3	167.2	82.6
해석 결과(교축직각)	71.6	158.6	175.5	166.8	82.7

입력지진 0.92g를 적용하였을 때 교각의 작용력은 표 2.6.7과 같고 교각의 강도/작용력 비는 표 2.6.10과 같다. 교각 P4의 하중조합2의 초과강도/작용력 비는 0.99로 교각이 소성한계에 도달한 것을 확인할 수 있다(표 2.6.10).

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각 LRB의 변형률은 표 2.6.8과 같고 LRB의 한계변형률에 대한 변형률 비는 표 2.6.9와 같다. 교각 P2, P3, P4의 교축직각방향 해석결과에서 LRB의 변형률은 한계변형률 5.5를 초과하였으므로 가정과는 달리 LRB가 복원영역을 초과한다는 것을 제시한다. 따라서 LRB는 교각이 항복하기 이전에 파괴상태에 도달하므로 해석대상 교량의 파괴모드는 취성파괴메커니즘이다.

표 2.6.7 교각 항복 시(0.92g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	435.7	820.2	824.3	894.0	762.8
	M(t · m)	4165.2	8001.2	8522.6	10147.8	8728.2
하중조합2	V(t)	321.2	687.2	758.7	787.8	567.9
	M(t · m)	3877.4	8511.8	9969.6	10686.6	7211.6

표 2.6.8 교각 항복 시(0.92g) LRB 변형률

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	5.281	5.371	5.174	5.392	5.229
교축직각방향	4.351	5.725	6.053	5.916	4.725

표 2.6.9 교각 항복 시(0.92g) LRB 한계변형률/변형률 비

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	1.04	1.02	1.06	1.02	1.05
교축직각방향	1.26	0.96	0.91	0.93	1.16

표 2.6.10 교각 항복 시(0.92g) 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중조합1	전단력	2.96	3.70	4.80
		모멘트	1.41	1.73	2.25
	하중조합2	전단력	4.01	5.01	6.52
		모멘트	1.52	1.86	2.42
P2	하중조합1	전단력	1.60	1.99	2.59
		모멘트	0.78	1.01	1.32
	하중조합2	전단력	1.90	2.38	3.10
		모멘트	0.73	0.95	1.24
P3	하중조합1	전단력	1.57	1.96	2.55
		모멘트	0.72	0.91	1.19
	하중조합2	전단력	1.71	2.13	2.77
		모멘트	0.61	0.78	1.01
P4	하중조합1	전단력	1.46	1.83	2.38
		모멘트	0.61	0.80	1.04
	하중조합2	전단력	1.66	2.08	2.70
		모멘트	0.58	0.76	0.99
P5	하중조합1	전단력	1.66	2.08	2.70
		모멘트	0.68	0.83	1.08
	하중조합2	전단력	2.23	2.79	3.63
		모멘트	0.82	1.01	1.31

3. 면진설계

3.1 성능기초 설계

해석대상교량의 면진성능검토 결과 설계지진 0.154g에 대해서 해석대상교량의 LRB는 복원영역에서 거동하고 교각은 탄성영역 내에서 거동하였으며 교각의 소성한계 도달 시 입력지진은 0.92g로 LRB는 파괴상태에 도달하였다. 설계지진에 대한 교각의 거동이 탄성영역 이내에 있으므로 비경제적일 뿐만 아니라 설계지진을 초과하는 강진 발생 시 교량의 파괴모드가 취성파괴메커니즘이므로 지진에 대비한 구조물의 설계 개념에 만족하지 않는 결과이다.

시방서에서 요구하는 성능수준인 기능수행수준은 교각의 거동이 탄성영역의 한계이고 받침장치가 탄성 영역 내에서 거동할 경우 만족하는 성능수준으로 설계지진의 0.4배(0.4A)에 해당하는 지진에 대해 만족하도록 내진설계기준연구에서 제시하고 있다. 붕괴방지수준은 교각의 거동이 소성거동의 한계일 때 받침장치가 탄성 영역 내에서 거동할 경우 만족되는 성능수준으로 설계지진에 대해 연성파괴메커니즘을 확보하여야 한다. 해석대상교량은 기능수행수준 및 붕괴방지수준을 만족하지 않기 때문에 설계변경이 요구된다. 설계변경은 우선 경제성을 고려하여 0.4A에 대해 교각이 탄성한계를 만족하도록 교각을 재설계하고 안전성을 만족하기 위한 연성파괴메커니즘의 확보를 위해 교각의 소성한계 도달 시 면진받침의 거동을 확인하는 작업으로 이루어진다. 해석대상교량의 경우 설계지진에 대해서 교각은 탄성거동을 하므로 교각의 강성을 감소시켰고 이때 사하중 및 풍하중에 대하여 안전을 확보하는 교각의 최소지름은 2.2m로 결정되었다.

그림 3.1.1은 교각 P4의 사하중 및 풍하중에 대한 P-M상관도로 설계 강도의 약 70%에 해당하는 모멘트 값으로 사하중 및 풍하중에 대해 안전하다는 것을 확인할 수 있다.

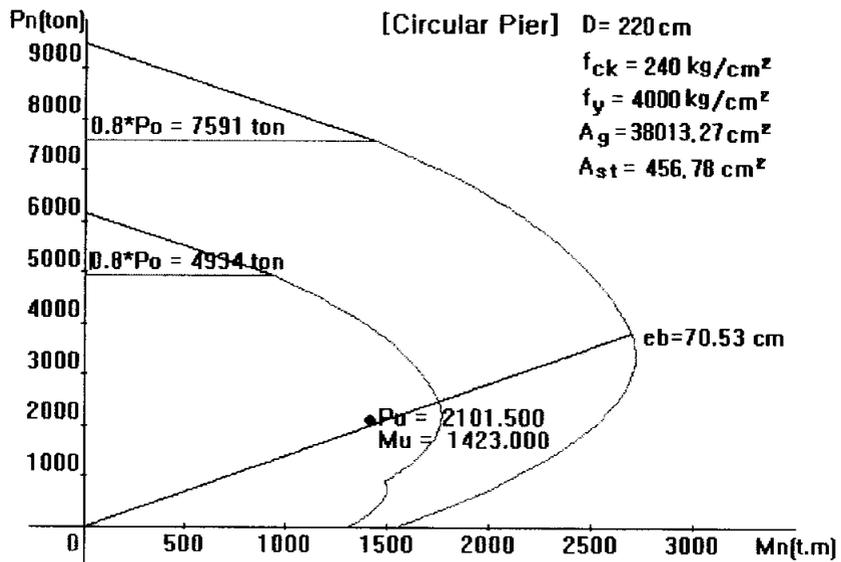


그림 3.1.1 사하중 및 풍하중에 대한 교각 P4의 P-M 상관도

3.2 기능수행수준

기능수행수준을 결정하기 위해서 교각의 거동을 탄성한계로 유도하는 지진강도를 산정하기 위한 해석을 수행한 결과 입력지진은 설계지진의 0.6배인 0.0924g로 결정되었다. LRB의 교축 및 교축직각방향에 대한 가정 변위, 유효강도, 유효강성은 표 3.2.1 및 표 3.2.2와 같고 교축 및 교축직각 방향에 대한 감쇠계수 및 감쇠비는 표 3.2.3과 같다.

표 3.2.1 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB의 등가선형강성(교축방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	2.19	1.29	1.47	0.75	1.21	cm
F_{max} (Effective Strength)	19.15	34.99	25.53	26.57	17.43	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	874.62	2712.72	1737.05	3542.00	1440.44	t/m

표 3.2.2 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	0.52	0.64	1.20	0.82	1.13	cm
F_{max} (Effective Strength)	10.57	22.67	24.81	29.04	17.29	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	2032.00	3542.00	2067.36	3542.00	1529.96	t/m

표 3.2.3 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	2.9%	1.9%
감쇠계수(B)	0.860	0.800

입력지진 0.0924g에 대한 모드해석 결과는 표 3.2.4와 같고 LRB의 변위 및 단면력에 대한 가정치 및 해석치는 표 3.2.5 및 표 3.2.6과 같고 가정치와 해석치의 차가 5% 미만이므로 만족하는 결과이다.

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각에서 LRB의 변형률은 표 3.2.7과 같고 LRB의 한계변형률에 대한 변형률 비는 표 3.2.8과 같다.

표 3.2.4 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1			1.37	74.78
2			1.10	8.12
3	1.09	92.83		
27	0.16	1.26		

표 3.2.5 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 변위 비교 단위:cm

종류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 변위(교축)	2.19	1.29	1.47	0.75	1.21
해석결과(교축)	2.21	1.31	1.47	0.76	1.16
가정 변위(교축직각)	0.52	0.64	1.20	0.82	1.13
해석결과(교축직각)	0.51	0.64	1.21	0.83	1.07

표 3.2.6 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 전단력 비교 단위: t

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 전단력(교축)	19.2	35.0	25.5	26.6	17.4
해석 결과(교축)	19.3	34.1	25.0	25.1	16.3
가정 전단력(교축직각)	10.6	22.7	24.8	29.0	17.3
해석 결과(교축직각)	10.4	21.3	24.2	27.0	15.6

표 3.2.7 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 변형률

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	1.163	1.162	0.917	1.231	1.148
교축직각방향	0.998	0.970	0.767	1.026	1.091

표 3.2.8 기능수행수준 검토 시(0.0924g) LRB 한계변형률/변형률 비

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	4.73	4.73	6.00	4.47	4.79
교축직각방향	5.51	5.67	7.17	5.36	5.04

교각의 강도는 표 3.2.9와 같고 교각의 단면력은 표 3.2.10과 같으며 교각의 강도/작용력 비는 표 3.2.11과 같다. 해석결과 LRB는 복원영역 내에서 거동하고 교각은 탄성한계에 도달하는 거동을 나타내므로 기능수행수준한계를 0.0924g에서 만족하는 것을 알 수 있다.

표 3.2.9 교각의 강도(교각지름 : 2.2m)

교 각		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t·m)	1500	1940	2522
P2	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t·m)	1700	2380	3094
P3	전단력(t)	667	834	1084
	모멘트(t·m)	1640	2250	2925
P4	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t·m)	1690	2340	3042
P5	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t·m)	1500	1970	2561

표 3.2.10 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	116.7	162.5	112.8	128.3	105.6
	M(t·m)	1089.4	1637.7	1226.7	1544.9	1352.9
하중조합2	V(t)	87.5	115.6	109.7	124.6	89.7
	M(t·m)	912.8	1298.1	1450.1	1685.5	1336.3

표 3.2.11 기능수행수준 검토 시(0.0924g) 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중조합1	전단력	5.48	6.85	8.90
		모멘트	1.38	1.78	2.32
	하중조합2	전단력	7.30	9.13	11.87
		모멘트	1.64	2.13	2.76
P2	하중조합1	전단력	4.20	5.24	6.82
		모멘트	1.04	1.45	1.89
	하중조합2	전단력	5.90	7.38	9.59
		모멘트	1.31	1.83	2.38
P3	하중조합1	전단력	5.91	7.39	9.61
		모멘트	1.34	1.83	2.38
	하중조합2	전단력	6.08	7.60	9.88
		모멘트	1.13	1.55	2.02
P4	하중조합1	전단력	5.32	6.64	8.64
		모멘트	1.09	1.51	1.97
	하중조합2	전단력	5.47	6.84	8.89
		모멘트	1.00	1.39	1.80
P5	하중조합1	전단력	6.05	7.57	9.84
		모멘트	1.11	1.46	1.89
	하중조합2	전단력	7.12	8.91	11.58
		모멘트	1.12	1.47	1.92

3.3 붕괴방지수준

붕괴방지수준을 결정하기 위해 임의의 교각이 소성한계에 도달하는 입력지진을 시산법을 적용하여 설계지진의 1.7배에 해당하는 0.2618g로 결정하고 LRB는 복원영역 내에서 거동한다고 가정하여 해석을 수행하였다. LRB의 교축 및 교축직각방향에 대한 가정변위, 유효강도, 유효강성은 표 3.3.1 및 표 3.3.2와 같고 교축 및 교축직각방향에 대한 감쇠계수 및 감쇠비는 표 3.3.3과 같다.

표 3.3.1 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB의 등가선형강성(교축방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	7.50	6.32	6.37	4.96	6.02	cm
F_{max} (Effective Strength)	28.50	48.17	38.72	44.61	25.90	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	380.00	762.23	607.78	899.39	430.15	t/m

표 3.3.2 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB의 등가선형강성(교축직각방향)

종 류	P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)	단 위
S_i (Displacement)	2.74	3.77	6.79	6.51	7.28	cm
F_{max} (Effective Strength)	20.12	41.49	39.85	48.67	28.11	t
k_{eff} (Effective Stiffness)	734.39	1100.58	586.82	747.63	386.16	t/m

표 3.3.3 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	6.0%	5.7%
감쇠계수(B)	1.040	1.028

모드해석 결과는 표 3.3.4와 같고 LRB의 변위 및 단면력에 대한 가정치 및 해석치는 표 3.3.5 및 표 3.3.6과 같고 가정치와 해석치의 차가 5% 미만이므로 만족하는 결과이다.

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각에서 LRB의 변형률은 표 3.3.7과 같고 LRB의 한계변형률에 대한 변형률 비는 표 3.3.8과 같다.

표 3.3.4 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1			1.73	72.68
2	1.49	88.46		
3			1.36	9.75
22	0.20	2.09		

표 3.3.5 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 변위 비교 단위:cm

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 변위(교축)	7.50	6.32	6.37	4.96	6.02
해석결과(교축)	7.70	6.55	6.54	5.07	5.93
가정 변위(교축직각)	2.74	3.77	6.79	6.51	7.28
해석결과(교축직각)	2.79	3.67	6.65	6.56	7.55

표 3.3.6 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 전단력 비교 단위:t

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
가정 전단력(교축)	28.5	48.2	38.7	44.6	25.9
해석 결과(교축)	29.9	50.2	40.4	45.8	27.0
가정 전단력(교축직각)	20.1	41.5	39.8	48.7	28.1
해석 결과(교축직각)	20.6	39.8	38.6	48.2	29.6

표 3.3.7 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 변형률

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	1.679	1.765	1.486	1.795	1.727
교축직각방향	1.340	1.389	1.338	1.555	1.732

표 3.3.8 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) LRB 한계변형률/변형률 비

종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축방향	3.28	3.12	3.70	3.06	3.18
교축직각방향	4.10	3.96	4.11	3.54	3.18

교각의 강도는 표 3.3.9와 같고 교각의 단면력은 표 3.3.10과 같으며 교각의 강도/작용력 비는 표 3.3.11과 같다. 해석결과에서 LRB는 가정한 것과 같이 복원영역에서 거동하고 교각은 소성한계에 도달하는 것을 알 수 있다. 따라서 파괴모드는 연성파괴메커니즘이고 붕괴방지수준을 만족한다.

표 3.3.9 교각의 강도(교각지름 : 2.2m)

교 각		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t · m)	1500	1940	2522
P2	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t · m)	1700	2380	3094
P3	전단력(t)	667	834	1084
	모멘트(t · m)	1640	2250	2925
P4	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t · m)	1690	2340	3042
P5	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t · m)	1500	1970	2561

표 3.3.10 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	171.6	231.8	189.0	214.2	152.9
	M(t · m)	1545.5	2313.8	2018.0	2566.3	1915.4
하중조합2	V(t)	120.4	187.9	176.8	218.2	144.7
	M(t · m)	1307.8	2154.7	2318.2	2884.5	2182.8

표 3.3.11 붕괴방지수준 검토 시(0.2618g) 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			<u>설계강도</u> 작용력	<u>공칭강도</u> 작용력	<u>초과강도</u> 작용력
P1	하중조합1	전단력	3.72	4.66	6.05
		모멘트	0.97	1.26	1.63
	하중조합2	전단력	5.31	6.64	8.63
		모멘트	1.15	1.48	1.93
P2	하중조합1	전단력	2.94	3.68	4.78
		모멘트	0.73	1.03	1.34
	하중조합2	전단력	3.63	4.53	5.90
		모멘트	0.79	1.10	1.44
P3	하중조합1	전단력	3.53	4.41	5.74
		모멘트	0.81	1.11	1.45
	하중조합2	전단력	3.77	4.72	6.13
		모멘트	0.71	0.97	1.26
P4	하중조합1	전단력	3.18	3.98	5.17
		모멘트	0.66	0.91	1.19
	하중조합2	전단력	3.12	3.90	5.08
		모멘트	0.59	0.81	1.05
P5	하중조합1	전단력	4.18	5.23	6.80
		모멘트	0.78	1.03	1.34
	하중조합2	전단력	4.42	5.52	7.18
		모멘트	0.69	0.90	1.17

4. 결론

1990년대 처음으로 내진설계가 지방서에 도입된 이후 내진설계에 대한 꾸준한 연구로 많은 발전을 이루었다. 그리고 면진시스템의 도입이라는 세계적인 추세에 발맞추어 능동, 수동 및 반능동 제어 시스템에 이르기까지 면진장치의 대한 연구가 수행되었으며 면진장치의 사용은 증가하고 있는 추세이다.

내진설계기준에서는 기능수행수준 및 붕괴방지수준을 만족하는 구조물의 설계를 요구하고 있다. 기능수행수준은 구조물에 피해가 거의 없는 성능수준으로 탄성한계 내에서 거동을 의미하고 경제성을 고려하여 내진설계기준연구에서는 설계지진의 0.4배에 해당하는 지진에 대해 기능수행수준을 만족하도록 제시하고 있다. 붕괴방지수준은 상부구조의 파괴나 낙교로 인한 구조물에 대규모의 피해가 초래되지 않는 성능수준으로 교각의 소성한계 도달 시 연성파괴메커니즘을 만족시킴으로써 붕괴방지수준을 만족하는 성능을 확보할 수 있다. 면진설계에서도 내진설계와 같이 기능수행수준 및 붕괴방지수준을 만족하는 성능수준을 확보하여야 하고 이를 위해서는 면진장치를 적용한 구조물의 거동특성을 파악하여야 한다.

이 연구에서는 납면진받침을 적용한 교량을 선정하여 기능수행수준 및 붕괴방지수준의 만족여부를 검토하여 실무에서 적용할 수 있는 예제를 제시하였고 설계 절차는 그림 4.1.1과 같다.

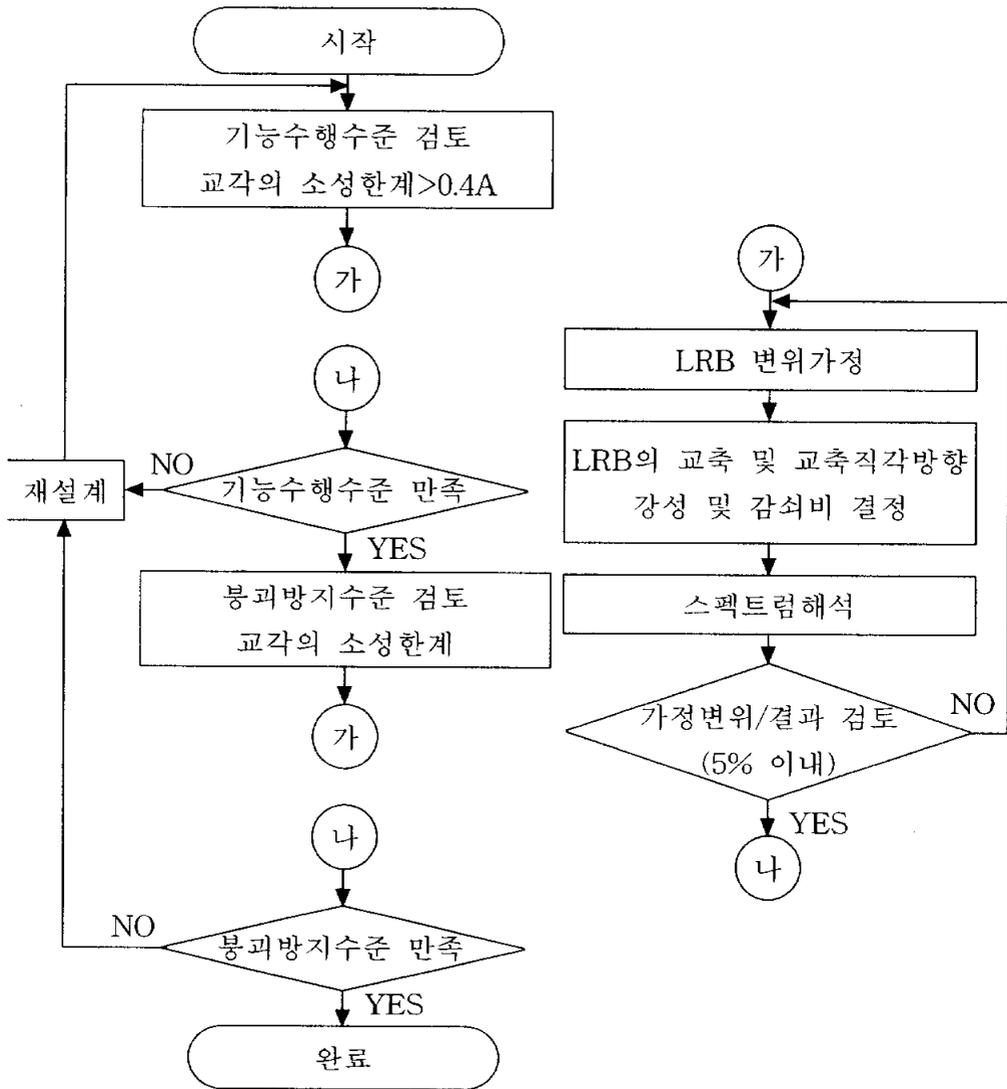


그림 4.1.1 LRB 적용 교량의 설계절차

참고문헌

1. 유봉, 이재한, 구경희, “축소규모 고감쇠 및 납삽입형 면진베어링에 대한 특성시험고찰”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 1권 2호, 1997.
2. 이종세, 오종원, “면진 고무 베어링의 안전성에 대하여”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 2권 2호, 1998.
3. 조해진 외 3명, “교량용 탄성받침의 설계압축응력에 대한 고찰”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 2권 2호, 1998.
4. 김대곤, 이상훈, “면진된 실대형 일경간-이층 철골조 자유진동 실험”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 4권 1호, 2000.
5. 이종림 외 3명, “면진장치를 적용한 컴퓨터실 바닥의 지진응답해석”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 4권 2호, 2000.
3. AASHTO, “Guide Specifications for Seismic Isolation Design”, 1999.
7. 김재관, “지진격리교량의 설계이론”, 한국지진공학회 제6회 기술강습회, 2000.
3. Chopra, A., “Dynamics of structures - Theory and Application of Earthquake engineer”, Prentice Hall, 1995.
9. 건설교통부, “부산 지하철 3호선 311공구 건설공사 실시설계도”, 부산교통공단, 2000.
10. E. L. Wilson and Habibullah, “SAP2000-A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1995.
11. 철도청, “철도교설계기준”, 대한토목학회, 1999.
12. 건설교통부, “콘크리트표준시방서”, 대한토목학회, 2000.
13. 하재섭, “RC Ghost 99-PM diagram”, 1999.

14. 건설교통부, “내진설계기준연구(Ⅱ)”, 한국지진공학회, 1997.

감사의 글

대학원에 입학하던 첫 해 많은 밤을 지새우며 체력으로 1년을 버렸고, 그 다음 해는 눈치로 또 1년을 버려 2년이란 시간이 흘렀습니다. 힘겹게 지냈던 대학원 석사과정의 결실을 맺으려는 지금 학문적으로, 정신적으로 도움을 주신 분들에게 감사하는 마음을 전하려 합니다.

먼저 저를 낳아 주시고 길러주신 부모님. 항상 흔들리지 않고 올바른 가치관을 가지도록 몸소 보여주신 아버지께, 늘 따뜻하게 그리고 잘못된 호되게 가르치셨던 어머니께 감사 드립니다. 부족하고 엉성한 저를 가르치시느라 수고하신 저의 지도교수님. 그동안 담담하셨죠 교수님. 하지만 언제나 열심히 해 왔고 또 그럴 겁니다. 교수님! 감사드리고 존경합니다. 그리고 학문적으로 많이 부족한 저를 이끌어 주신 토목공학과 모든 교수님께 다시 한 번 감사 드립니다.

그리고 우리누나. 언제나 강한 모습으로 열심히 생활하는 누나에게 감사의 마음을 전합니다. 우리 내진설계연구실. 먼저 늦게 군대 가서 고생하고 있는 준범이형. 제게 많이 가르쳐 주었고 또 꾸짖어 주었던 형. 고마워요. 남은 복무기간 동안 몸조심하고 형이 원하는 일 잘 풀리길 바랄게요. 조교선생님인 준봉이형. 일하느라 공부하느라 수고 많았고 형수님이랑 행복하게 사세요. 그리고 많은 밤 같이 지새운 동회. 나를 위해서 여러 가지 보이지 않게 신경 많이 쓰고 도와준 것들 나 다 알아. 고맙고 남은 1년 열심히 해서 후회 없는 대학원생의 생활 마무리하길 바라고 늘 좋은 친구로 서로를 기억하고 위할 수 있길 바란다. 그리고 그간 열심히 해 준 흥기에게도 고마운 마음 전하고 앞으로 열심히 해서 우리 연구실이 발전할 수 있게 만들어 줬으면 좋겠어.

비록 같은 연구실은 아니지만 2년 동안 힘든 생활 즐거웠던 기억을 갈

이 짊어지고 왔던 대학원 동기 형들. 진수형, 용재형, 은찬이형, 병욱이형, 영이형 모두 수고 많았습니다. 박사과정 동안 계속 수고하시고 형들이 꿈꾸고 계획했던 일들이 원만하게 진행되고 달성하기를 바랄게요.

우리 토목과를 위해 언제나 헌신적이신 동주형님, 인주형님의 노고에 감사드리고, 1년 차 때 언제나 모르는 것들 잘 가르쳐 주셨던 동환이형, 순호형, 영철이형께도 감사드립니다. 순호형도 빨리 장가가길 빌게요. 그리고 2년 차가 될 형들. 첨에 독수리 5형제라며 즐거웠는데 바쁘다 보니 그런 시간을 많이 가지지 못해 아쉽고 남은 시간 잘 마무리하시길...

나의 힘든 시간을 말없이 지켜주었던 내 친구들. 태승아, 석봉아. 고맙고 너희들이 원하는 길대로 순항하길 바라고 남은 우리들의 시간동안 서로 지켜주며 지내자. 그리고 술친구들아. 상철, 호영, 문호야. 내가 힘들 때 곁에 있어줘서 고마웠고 늘 즐겁고 서로를 지켜주는 친구로 남자. 자주는 만나지 못하지만 늘 나를 동심으로 돌려 보내주는 6학년 9반 친구들아! 언제나 서로를 이해하고 그렇게 순수한 마음으로 지내자.

마지막으로 어려운 가정환경에서도 저를 뒷바라지 해 주신 부모님께 다시 한번 머리 숙여 감사드리고 끝까지 최선을 다하는 멋진 아들의 모습 보여 드리겠습니다. 사랑합니다.