

# 지진격리교량과 강재받침교량의 연성파괴메커니즘에 의한 비교내진설계

## Comparative Seismic Design of Bridges with Lead Rubber and Steel Bearings for the Ductile Failure Mechanism

국승규\*

Kook, Seung Kyu

### Abstract

Many isolated bridges are designed and constructed after the introduction of the seismic design. However those bridges designed in engineering fields have unnecessarily high serviceability limit and brittle failure mechanism, which do not satisfy the seismic design concept. Such design results are due to the excessive substructure stiffness of the conventional design method as well as the misunderstanding of the seismic design method. In this study an isolated bridge designed with the conventional design method is selected and the same bridge with steel bearings is modelled for the comparative seismic design. From the comparison, the seismic design procedures satisfying the required performance levels are provided for the two bridges. It is confirmed that the isolated bridge requires more complicated design procedure with trial and error methods and reanalyses but provides higher serviceability limit compared to the bridge with steel bearings. However, because the required serviceability limit can also be obtained by adjusting substructure stiffness, it is a reasonable seismic design process that an isolated bridge is to be considered as an alternative design when the ductile failure mechanism is not obtained with a bridge with steel bearings.

**Keywords** : *isolated bridges, brittle failure mechanism, seismic design concept, substructure stiffness, bridges with steel bearings, performance levels*

### 요 지

지진격리교량은 내진설계가 도입된 이후 실무에서 많이 설계, 시공되고 있으나 현재 실무에서 제시하고 있는 설계결과는 불필요하게 높은 기능수행수준과 취성파괴메커니즘으로 내진설계개념에 부합하는 설계라 할 수 없다. 이는 기존의 설계관행인 하부구조의 과도한 강성과 내진설계방식의 인식부족에 기인한 것이다. 이 연구에서는 기존의 설계관행에 의해 설계된 지진격리교량을 선정하고, 동일한 교량에 격리받침 대신 강재받침을 사용한 강재받침교량을 설정하여 비교내진설계를 수행하였으며, 이로부터 내진설계에서 요구되는 성능수준을 확보하기 위한 각 교량의 내진설계절차를 제시하였다. 강재받침교량에 비해 지진격리교량은 시산법과 반복해석을 적용해야 하는 복잡한 설계절차가 요구되는 반면 상대적으로 높은 기능수행수준을 제공한다는 것을 확인하였다. 그러나 강재받침교량도 하부구조 강성을 조정하면 요구되는 기능수행수준을 만족할 수 있으므로, 연성파괴메커니즘의 확보가 불가능한 경우 지진격리교량을 대안설계로 고려하는 것이 합리적인 내진설계과정이라는 것을 제시하였다.

**핵심용어** : 지진격리교량, 취성파괴메커니즘, 내진설계개념, 하부구조 강성, 강재받침교량, 성능수준

### 1. 서 론

지진격리교량은 납고무받침(Lead Rubber Bearing)과 같은 격리받침을 사용하여 하부구조에서 상부구조로 전달되는 지진력을 현저하게 감소시킬 수 있는 교량으로, 내진설계가 도입된 이후 실무에서 많이 설계/시공되고 있다. 현재 실무에서 제시하고 있는 지진격리교량의 내진설계는 대부분의 경우 설계지진에 대한 하부구조의 탄성거동과 격리받침의 복원거동에 대한 확인이다. 그러나 지진격리교량의 경우 설계

지진에 대한 거동만으로는 파괴메커니즘이 확인되지 않으며, 하부구조의 탄성거동으로 격리받침의 충분한 복원거동이 요구되나, 예를 들어 설계지진강도의 5배 이상 하부구조가 탄성거동을 하도록 설계하는 것은 불필요하게 높은 기능수행수준과 함께 하부구조의 과도한 강성에 의한 취성파괴메커니즘을 초래한다. 이러한 설계결과는 설계지진에 대해서는 안전성이 확보되었다고 할 수 있으나 도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005) 내진설계편에 명시되어 있는 내진설계개념에 부합하는 설계라 할 수 없다.

\*정회원 · 부경대학교 건설공학부 부교수 · 공학박사(E-mail: skkook@pknu.ac.kr)

내진설계개념으로 요구되는 일반교량의 성능수준은 연성과 파괴메커니즘에 의한 붕괴방지수준과 설계결과로 교량이 보유했던 기능수행수준이다. 연성과파괴메커니즘의 확보를 붕괴방지수준의 조건으로 제시하는 것은 다음과 같은 사항에 근거한다. 첫째, 설계기준에 제시된 지진구역계수, 지반계수 등을 적용하여 산정하는 설계지진은 구조물의 응답을 예측하기 위한 것이고 지진강도를 정확하게 산정하기 위한 계수라고 할 수 없다는 것이다. 둘째, 최근 강진지역에 발생하고 있는 지진상황은 설계지진강도의 2배~3배 강도의 지진이 발생하고 있으므로 지진활동기에 진입하고 있는 한반도 역시 설계지진의 상향조정이 예상된다는 것이다. 따라서 설계자가 현 설계기준으로 산정한 설계지진에 대해(설계지진까지 또는 예를 들어 설계지진의 1.5배까지) 탄성거동을 하도록 설계하고 취성과파괴메커니즘을 보유한 교량은 산정한 설계지진보다 강도가 큰 지진이 발생하는 경우 붕괴위험에 노출된다. 그러므로 현장여건에 의해 불가피한 경우가 아니라면 연성과파괴메커니즘을 확보하는 것이 붕괴방지수준을 만족함과 동시에 경제성을 제고할 수 있는 설계방식이므로 '취성과파괴메커니즘이라도 탄성거동을 설계지진강도의 몇 배까지 확보하면 안전하다'라는 식의 논의는 불필요하게 된다. 기능수행수준의 제시하는 경제성을 확보하는 측면과 함께 교량 관할구역 방재시스템을 구성하기 위해 요구된다. 지진발생 이후의 피해복구에 사용되어야 하는 간선도로에 위치하는 교량들은 형식에 관계없이 타 지역의 교량보다 상대적으로 높은 기능수행수준이 요구된다. 그러므로 실제로 요구되는 기능수행수준은 교량 관할구역의 방재시스템에서 교량이 차지하는 중요성을 고려하여 교량관리자가 결정하여야 한다. 우리나라와 같은 중약진지역에서 기능수행수준을 설계지진강도의 40% 강도(내진설계기준연구 II, 한국지진공학회, 1997)로 제시한 것은 현 도로교설계기준의 설계지진에 대한 기준이므로 설계지진이 변경되는 경우 수정이 이루어져야 한다.

이와 같이 내진설계가 도입되어 이미 수년간의 시행에도 불구하고 적절한 현장적용이 이루어지고 있지 않고 있는 것은 기존의 설계관행과 내진설계방식에 대한 인식부족에 기인한다. 내진설계가 도입되기 이전 일반설계에서는 하부구조의 강성이 증가하면 교량의 안전성이 제고된다고 인식되어 왔고 이러한 설계가 안전성을 확보하는 데 문제가 없었다. 그러나 내진설계에서 하부구조의 과도한 강성은 불필요하게 높은 기능수행수준과 함께 지진력의 증가를 초래하므로 연성과파괴메커니즘을 확보하기 위해서는 연결부가 이에 상당하는 강도를 보유해야 하는 문제를 야기한다. 실무에서는 하부구조의 강성을 감소하는 설계변경 대신 기존의 강제받침을 격리받침으로 변경하여 문제를 해결하고자 하므로 합리적인

내진설계가 이루어 지지 않고 있다.

응답스펙트럼해석법은 설계지진으로 탄성지진력을 구하고 연결부와 하부구조에 제시된 응답수정계수를 적용하여 설계지진력을 결정한다. 일반설계에서는 설계강도가 설계단면력보다 크다면 그 차이가 클수록 안전측으로 간주하나, 내진설계에서는 연성과파괴메커니즘을 확보하기 위해 설계강도를 설계지진력에 맞추도록 요구하고 있으며 이와 같이 결정된 하부구조의 설계강도가 일반설계의 하중조합을 만족하는 것을 검토하도록 규정하고 있다. 그러므로 하부구조의 강성을 결정하는 과정은 합리적인 내진설계를 수행하기 위한 기본조건이다.

이 연구에서는 기존의 설계관행에 의해 설계된 지진격리교량을 대상교량으로 선정하고, 선정된 지진격리교량의 비교대상으로 격리받침을 강제받침으로 변경한 강제받침교량을 설정하였으며, 두 교량의 기존설계에 응답스펙트럼해석법을 적용하고 성능수준을 검토하여 내진설계개념의 만족여부를 확인하였다. 검토결과로부터 요구되는 성능수준을 만족하기 위한 내진설계를 수행하여 두 교량의 내진설계절차 및 설계결과로 확보된 성능수준을 비교, 제시하였다. 지진격리교량의 설계기준으로는 도로교설계기준과 함께 AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design(AASHTO, 1999, 이하 Guide Spec.)을 적용하였다.

## 2. 설계조건 및 해석모델

내진설계조건으로는 지진구역 I, 내진등급교, 지반종류 I 을 설정하여 가속도계수( $A$ ) 0.154, 지반계수( $S_g$ ) 1.0을 적용하였다. 대상교량으로 선정된 지진격리교량은 그림 1과 같이 총연장 224 m(4@56)인 4경간 강박스교로 상부구조는 2연박스거더, 하부구조는  $\phi$  3.5 m인 T형 교각으로 구성되어 있다. 격리받침은 가장 보편적으로 사용되는 납고무받침이며 강제받침교량은 원형포트받침을 사용하고 교각 P3에 고정단을 설정하였다.

이 연구에서는 범용구조해석프로그램 SAP2000(Wilson 등, 1995)을 사용하여 해석모델을 설정하였다. 상부구조의 강박스는 보요소, 바닥판은 셸요소를 사용하고 하부구조의 교각 기둥은 보요소를 사용하였으며 각 구조요소의 연결은 무한강성요소를 사용하였다. 연결부의 경우 납고무받침은 스프링요소를 사용하였으며 원형포트받침은 받침장치의 고정, 가동방향을 고려한 연결요소를 사용하였다. 스프링요소는 납고무받침의 비탄성거동(그림 3 참조)을 선형해석법인 스펙트럼해석에 적용하기 위해 가정한 변위에 대한 등가의 유효강성을 모델링한 요소이다. 연결요소는 고정단의 경우 교축, 교축직

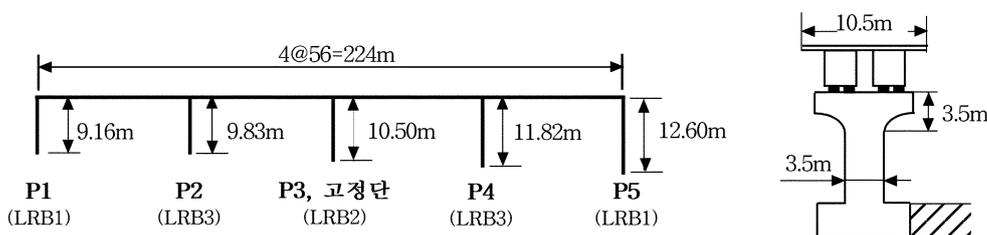
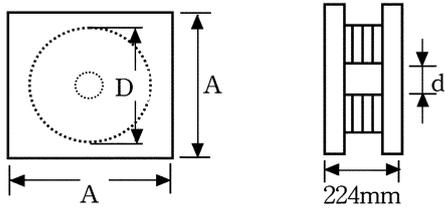


그림 1. 종단면도 및 횡단면도



구 분	A	D	d
C648 - 224 - 160 (LRB1)	720	648	160
C800 - 224 - 190 (LRB2)	880	800	190
C800 - 224 - 230 (LRB3)	880	800	230

(단위mm)

그림 2. 납고무반침의 형상 및 제원

각 및 수직방향 하중을 전달하고 가동단의 경우 가동방향으로는 하중이 전달되지 않는 요소로 SAP2000에서 사용되는 요소이다.

### 3. 지진격리교량

#### 3.1 설계지진력 산정

격리반침으로 사용한 납고무반침의 형상과 제원은 그림 2와 같고 표 1은 각 교각별로 배치된 납고무반침의 강도와 강성특성이다.

지진격리교량은 설계지진과 같은 강진발생 시 그림 3과 같이 납고무반침이 비탄성거동을 하게 되며 입력지진강도에 따라 납고무반침의 변형량 및 교량의 주기가 달라진다. 그러므로 납고무반침의 유효강성  $k_{eff,i}$ 를 사용하여 스펙트럼해석법을 수행하기 위해서는 그림 4에 제시되어 있는 흐름도와 같은 시산법이 요구된다.  $k_{eff,i}$ 를 산정하기 위해서는 등가정적하중법을 사용하여 납고무반침의 변위와 단면력  $s_i, F_{max,i}$ 를 가정하고 모드 및 스펙트럼해석을 수행한 결과와 비교, 확인하여 결정한다.

도로교설계기준 내진설계편의 등가정적하중법에 제시되어

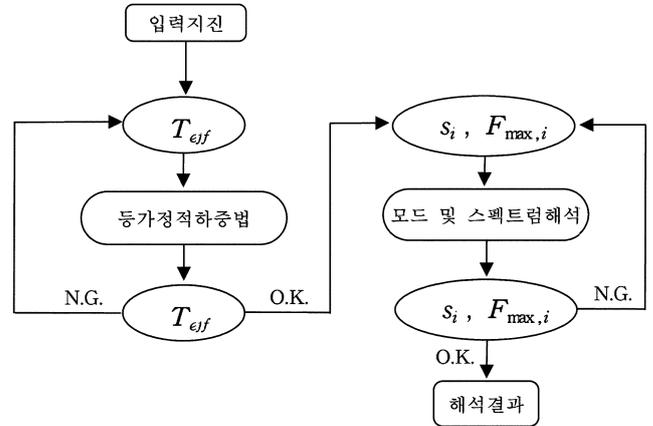


그림 4. 등가선형해석 흐름도

있는 식 (1a)와 (1b)를 사용하여 입력지진강도에 해당하는 유효주기  $T_{eff}$ 를 가정하고 확인할 수 있다. 여기서  $B$ 는 감쇠계수이고,  $W$ 는 상부구조물의 총중량이다.  $s_i$ 와  $F_{max,i}$ 의 가정은 그림 3에 의거한 식 (2), (3), (4)를 사용하며, 여기서  $n_i$ 는 교각  $i$ 에 설치되는 납고무반침의 개수이고,  $K_{eff,i}$ 와  $s_{t,i}$ 는 납고무반침을 포함한 교각  $i$ 의 유효강성 및 변위이다.

표 1. 납고무반침의 강도 및 강성특성

구 분	P1(LRB1)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)
$K_{d,i}$ (항복강성, kN/m)	1760	2620	2690	2620	1760
$K_{u,i}$ (탄성강성, kN/m)	20320	35420	20070	35420	20320
$Q_{d,i}$ (특성강도, kN)	153.0	316.1	215.4	316.1	153.0
$F_{y,i}$ (항복강도, kN)	167.5	341.4	237.0	341.4	167.5
$s_{y,i}$ (항복변위, cm)	0.82	0.96	0.79	0.96	0.82
$K_{u,i}$ (수직강성, kN/m)	1426000	2894000	2986000	2894000	1426000

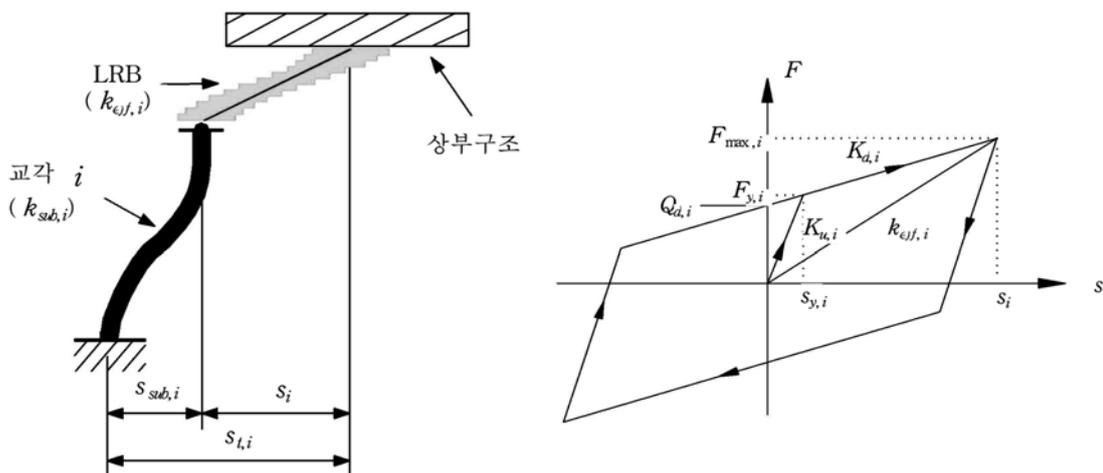


그림 3. 납고무반침의 변형 및 비탄성거동 모델

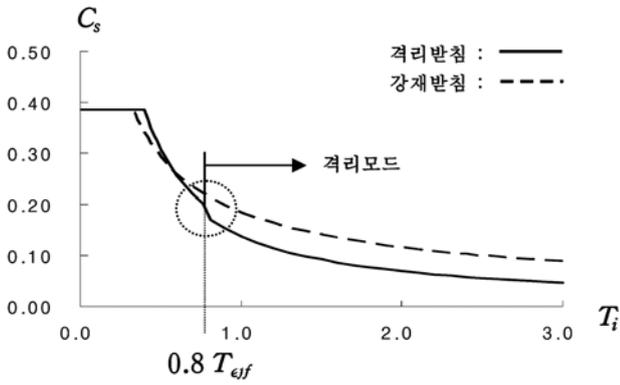


그림 5. 탄성지진응답계수

$$s_{t,i} = \frac{250AS_i T_{eff}}{B}, \quad T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff,i} g}} \quad (1a \ \& \ 1b)$$

$$k_{eff,i} = F_{max,i} / s_i = \{F_{y,i} + (s_i - s_{y,i}) \times K_{d,i}\} / s_i \quad (2)$$

$$K_{eff} = \sum_i \frac{k_{sub,i} \times n_i \cdot k_{eff,i}}{k_{sub,i} + n_i \cdot k_{eff,i}} = \sum_i K_{eff,i} \quad (3)$$

$$s_i = K_{eff,i} \times s_{t,i} / \{n_i \cdot k_{eff,i}\} \quad (4)$$

스펙트럼해석에 적용하는 탄성지진응답계수  $C_s$ 는 식 (5a)와 (5b)에 설계조건을 반영한 그림 5와 같이 비격리모드 구간과 격리모드 구간으로 구분하여 산정하며, 여기서  $T$ 는  $n$ 번째 모드의 주기이다. 감쇠계수  $B$ 는 식 (6)과 같이 납고무받침의 이력곡선면적과 교각의 유효강성 및 변위를 고려하여 산정한 등가감쇠비  $\beta$ 와 표 2에서 결정한다.

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \leq 2.5A (T_i \leq 0.8T_{eff}), \quad C_{si} = \frac{AS_i}{T_i B} (T_i > 0.8T_{eff}) \quad (5a \ \& \ 5b)$$

표 2. 감쇠계수 B

등가감쇠비( $\beta$ )	<2%	5%	10%	20%	30%	40%	50%
감쇠계수(B)	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

표 3.  $s_i$  (cm),  $F_{max,i}$  (kN)

구분		P1	P2	P3	P4	P5	
가정	$s_i$	4.03	3.85	3.87	3.63	3.82	
	$F_{max,i}$	224	417	319	411	220	
해석결과	교축	$s_i$	3.59	3.40	3.43	3.17	3.27
		$F_{max,i}$	212	396	304	392	212
	교축직각	$s_i$	1.80	2.80	4.70	3.21	1.71
		$F_{max,i}$	185	382	343	402	185

표 4. 모드해석 결과

모드 No.	교축방향 ( $\beta=8.1\%$ , $B=1.12$ )		교축직각방향 ( $\beta=7.3\%$ , $B=1.09$ )	
	주기(초)	질량기여도 (%)	주기(초)	질량기여도 (%)
1			1.16	66.9
2	1.08	77.2		
4			0.73	10.6
28	0.14	3.5		

표 5. 교각 P1의 납고무받침 변위(cm)

P1	교축	교축직각	수직
사하중	1.13	0.00	0.08
지진하중	교축	3.59	0.00
	교축직각	0.06	1.80
하중조합 1	4.74	0.54	0.08
하중조합 2	2.27	1.80	0.09

표 6. 교각의 작용력과 설계지진력(전단력; kN, 모멘트; kNm)

구분	작용력			설계기준			
	교축	교축직각	합력	R	설계지진력		
P1	하중조합 1	전단력	1130	230	1150	1	1150
		모멘트	10370	2710	10720	1.5	7150
	하중조합 2	전단력	710	760	1040	1	1040
		모멘트	6530	9010	11130	1.5	7420
P2	하중조합 1	전단력	1880	470	1940	1	1940
		모멘트	18130	5760	19020	1.5	12680
	하중조합 2	전단력	690	1550	1700	1	1700
		모멘트	6640	19170	20290	1.5	13530
P3	하중조합 1	전단력	1460	420	1520	1	1520
		모멘트	14670	5670	15730	1.5	10490
	하중조합 2	전단력	440	1410	1470	1	1470
		모멘트	4420	18890	19400	1.5	12930
P4	하중조합 1	전단력	1930	500	1990	1	1990
		모멘트	22080	7060	23180	1.5	15450
	하중조합 2	전단력	680	1680	1810	1	1810
		모멘트	7770	23540	24790	1.5	16530
P5	하중조합 1	전단력	1550	290	1580	1	1580
		모멘트	18190	3970	18620	1.5	12410
	하중조합 2	전단력	810	970	1270	1	1270
		모멘트	9840	13220	16480	1.5	10990

$$\beta = \frac{\text{Total Dissipated Energy}}{2\pi \sum_i (K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2)} = \frac{\sum_i 2n_i \cdot Q_{d,i} \cdot (s_i - s_{y,i})}{\pi \sum_i (K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2)} \quad (6)$$

시산법이 적용되므로 결과에 영향은 없으나 설계지진에 대해  $T_{eff}$ 와  $B$ 를 일반적인 지진격리교량의 경우를 고려하여 각각 1.0초, 1.0을 적용하여 가정한  $s_i$ ,  $F_{max,i}$ 와 모드 및 스펙트럼해석으로 결정된 결과는 표 3, 4와 같다.

성능수준은 납고무받침과 교각의 거동에서 결정되므로 납고무받침의 변위와 교각 하부의 작용력(전단력 및 모멘트)에 대한 하중조합만을 제시하였다. 하중조합 1은 교축방향 작용력 100%와 교축직각방향 작용력 30%의 조합이며 하중조합 2는 교축방향 작용력 30%와 교축직각방향 작용력 100%의 조합이다. 표 5는 납고무받침의 변위에 대한 하중조합을 교각 P1에서 예시한 것이며, 표 6은 각 교각 하부의 작용력과 응답수정계수를 적용한 설계지진력이다.

### 3.2 성능수준검토

성능수준을 검토하기 위해 납고무받침의 한계변형률/변형

를, 교각의 강도/작용력 비를 산정하였다. 남고무받침의 한계 변형률은 Guide Spec.에 제시되어 있는 식 (7a)를 사용하였다. 식 (7b), (7c) 및 (7d)는 각각 수직하중, 지진하중 및 회전변형에 의한 전단변형률  $\gamma_c$ (Kelly 등, 1999),  $\gamma_{s,eq}$ ,  $\gamma_r$  산정식이다. 여기서  $S$ 는 형상계수(AASHTO, 2004),  $\Delta_c$ 는 압축변형,  $T_r$ 은 고무층 두께의 합,  $d_i$ 는 지진하중에 의한 수평 변위,  $\theta$ 는 회전변형,  $t_i$ 는 고무층 하나의 두께,  $D$ 와  $d$ (그림 2 참조)는 각각 남고무받침과 납봉의 직경이다.

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5 \quad (7a)$$

$$\gamma_c = \frac{6S\Delta_c}{T_r}, \quad S = \frac{D^2 - \sum d^2}{4t_i(D + \sum d)} \quad (7b)$$

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_i}{T_r}, \quad \gamma_r = \frac{D^2 \theta}{2t_i T_r} \quad (7c \ \& \ 7d)$$

표 7은 각 교각에서 산정한 남고무받침의 변형률과 안전율(한계변형률/변형률)이며 최소안전율이 3.85이고 변위는 교축방향은 항복변위의 3.30배~4.38배, 교축직각방향은 2.09배~5.95배로 복원영역 내에서 거동한다는 것을 알 수 있다.

교각의 강도는 항복강도의 분포를 고려하여 설계강도, 공칭강도 및 초과강도로 구분할 수 있고 탄성한계는 분포영역 내 임의의 값을 가질 수 있다. 따라서 이론적으로 확인 가능한 동적거동은 작용력이 설계강도 이하인 경우 탄성거동, 초과강도 이상인 경우 비탄성거동이 되므로 설계강도는 최소탄성한계(최소기능수행수준), 초과강도는 최대탄성한계(최대기능수행수준)로 간주할 수 있다. 지진격리교량에 적용하는 응답수정계수에 대한 Guide Spec.의 해설에서는 교각의 실제강도를 설계강도의 1.5배로 간주하고 있다. 교각의 모멘트 강도는 P-M상관도(이석중, 1999)에 의해 공칭강도와 설

표 7. 남고무받침의 변형률과 안전율

구분		P1	P2	P3	P4	P5
변위	교축	4.38	3.54	4.34	3.30	3.99
항복변위	교축직각	2.20	2.92	5.95	3.34	2.09
하중 조합 1	변형률	1.41	1.33	0.94	1.36	1.42
	안전율	3.90	4.13	5.87	4.04	3.85
하중 조합 2	변형률	1.27	1.26	1.01	1.30	1.28
	안전율	4.33	4.35	5.44	4.22	4.30

표 8. 교각의 전단강도(kN) 및 모멘트강도(kNm)

구분		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력	12880	16100	20930
	모멘트	58900	72200	93860
P2	전단력	13090	16360	21270
	모멘트	62200	81100	105430
P3	전단력	12940	16170	21020
	모멘트	61100	77800	101140
P4	전단력	13090	16360	21270
	모멘트	62200	81100	105430
P5	전단력	12680	15850	20610
	모멘트	59400	72800	94640

표 9. 교각의 강도/작용력 비

구분			설계강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중 조합 1	전단력	11.18	18.17
		모멘트	5.50	8.76
	하중 조합 2	전단력	12.37	20.10
		모멘트	5.29	8.43
P2	하중 조합 1	전단력	6.76	10.98
		모멘트	3.27	5.54
	하중 조합 2	전단력	7.72	12.55
		모멘트	3.07	5.20
P3	하중 조합 1	전단력	8.53	13.85
		모멘트	3.89	6.70
	하중 조합 2	전단력	8.79	14.28
		모멘트	3.15	5.21
P4	하중 조합 1	전단력	6.57	10.67
		모멘트	2.68	4.55
	하중 조합 2	전단력	7.24	11.77
		모멘트	2.51	4.25
P5	하중 조합 1	전단력	8.03	13.05
		모멘트	3.19	5.08
	하중 조합 2	전단력	10.02	16.29
		모멘트	3.60	5.74

계강도를 산정하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정하였다. 전단강도는 콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2003)에 의해 공칭강도를 산정하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 130%를 초과강도로 산정하였다. 80% 및 130%는 하중저항계수설계법의 저항계수와 도로교 설계기준 내진설계편의 허용응력 증가계수 및 Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications, Part II: Commentary and Appendices (ATC/MCEER, 2001) 등을 참고하여 가정한 값이다. 표 8은 각 교각의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도를 정리한 것이며 표 6과 표 8에서 교각의 항복범위인 최소/최대탄성한계를 제시하는 강도/작용력 비는 표 9와 같다.

표 9에서 모든 교각의 전단안전율이 모멘트안전율을 상회하므로 모멘트항복이 우선하며 모멘트에 대한 최소안전율이 2.51이므로 교각은 탄성거동을 한다는 것을 확인할 수 있다. 그러므로 이 교량은 설계지진 남고무받침은 복원거동, 교각은 탄성거동을 하는 기능수행수준이 유지되고 있다는 것을 제시하고 있다. 성능수준을 검토하기 위해 입력지진의 강도를 추정하고 해석결과를 확인하는 반복작업을 수행하여, 이 교량은 지진강도 0.54 g에서 교각의 최소탄성한계인 설계강도에 도달하므로 최소기능수행수준이 설계지진강도의 약 3배 이상이며, 지진강도 0.92 g에서 교각은 최대탄성한계인 초과강도에 도달하고 남고무받침은 복원영역을 벗어나 파괴되는 취성파괴메커니즘임을 확인하였다. 이는 실무의 설계관행인 하부구조의 과다한 강성에서 기인하며, 설계지진에 대한 안전성은 확보하고 있으나 경제성 측면에서 과다설계이다. 또한 표 6의 설계지진력은 표 8의 설계강도, 즉 하부구조의

표 10. 교각(φ2.2 m)의 모멘트강도(kNm)

구분	설계강도	공칭강도	초과강도
P1	15000	19400	25220
P2	17000	23800	30940
P3	16400	22500	29250
P4	16900	23400	30420
P5	15000	19700	25610

표 11. 교각(φ2.2 m)의 작용력과 설계지진력 (모멘트; kNm)

구분	작용력			설계기준		
	교축	교축 직각	합력	R	설계 지진력	
P1	하중조합 1	11990	2900	1.5	8230	
	하중조합 2	7180	9690		12060	8040
P2	하중조합 1	18610	4840		19230	12820
	하중조합 2	7860	16120		17930	11950
P3	하중조합 1	14440	4990		15280	10190
	하중조합 2	4770	16620		17290	11530
P4	하중조합 1	20080	6570		21130	14090
	하중조합 2	6240	21900		22770	15180
P5	하중조합 1	14710	4930		15510	10340
	하중조합 2	6150	16440		17550	11700

강도가 과다(교각 P4의 하중조합 2에서 약 3.8배)하다는 것을 제시하고 있다. 이러한 설계는 일반설계에서는 충분한 안전율을 의미하지만 내진설계에서는 합리적이지 못하다.

3.3 내진설계

표 6에서 산정한 교각의 설계지진력에 상응하는 설계강도를 제시하며 일반설계의 하중조합인 사하중 및 풍하중에 대한 안전율을 확보하는 교각의 최소직경은 P-M상관도를 이용하여 2.2 m로 결정되었다. 표 10은 각 교각의 모멘트강도이며 표 11은 설계변경한 지진격리교량의 스펙트럼해석결과로, 표 11의 설계지진력은 표 10의 설계강도(교각 P4의 하중조합 2에서 약 1.1배)가 적정하다는 것을 제시하고 있다.

설계변경한 지진격리교량의 성능수준 검토결과는 교각의 거동이 설계강도, 즉 최소탄성한계에 도달하는 지진강도는 설계지진강도의 0.6배인 0.092 g이고 교각의 거동이 초과강도, 즉 최대탄성한계에 도달하는 지진강도는 설계지진강도의 1.7배인 0.262 g로 결정되었다. 남고무반침은 최소탄성한계에서 항복 및 복원거동(변위/항복변위 비: 교축방향 0.79배~2.70배, 교축직각방향 0.62배~1.53배)을 시작하고, 최대탄성한계에서 변위/항복변위 비는 교축방향 5.28배~9.39배, 교축직각방향 3.40배~9.21배로 확인되었다. 일반적으로 교각의 실제강도를 설계강도의 1.5배로 간주하는 것과 남고무반침의 한계상태 최대변위가 항복변위의 15배인 것을 고려하면 충분한 복원거동이다. 그러므로 설계지진강도의 0.6배/1.7배가 최소/최대가능수행수준이 되고 이는 내진설계기준연구(II)에서 가능수행수준으로 제시한 설계지진강도의 0.4배 이상이나 지진격리교량이라는 점을 감안하면 적정수준이라고 할 수 있으며, 최대탄성한계에서 교각의 항복이 남고무반침의 한계상태에 우선하는 연성과피메커니즘에 의해 붕괴방지수준이 만

족된다는 것을 확인할 수 있다. 이와 같은 결과는 응답스펙트럼해석법을 적용하여 적정한 하부구조의 강성을 결정하고 하부구조의 탄성영역에서 격리받침의 복원거동을 최대한 활용하도록 하면 내진설계개념을 만족하는 지진격리교량의 설계가 가능하다는 것을 제시하고 있다. 또한 원설계보다 경제성을 제고하면서도 보다 높은 기능수행수준을 확보하기 위해 교각의 강성을 상향조정하고 교각의 최대탄성한계에서 격리받침이 한계상태 이내의 복원거동을 하도록 하여 연성과 피메커니즘을 확보하는 설계도 가능할 것이다.

4. 강재받침교량

4.1 설계지진력 산정

대상교량으로 선정한 지진격리교량의 격리받침을 강재받침으로 변경한 강재받침교량(그림 1 참조)의 응답스펙트럼해석법에 적용하는 탄성지진응답계수  $C_{si}$ 는 식 (8)과 같이 결정하며 설계조건을 반영한 결과는 그림 5에 제시되어 있다. 교축 및 교축직각방향 주기는 각각 0.83초, 0.54초로 지진격리교량의 주기(교축 및 교축직각방향; 1.08초, 1.16초)에 비해 감소한 것을 확인할 수 있으며 스펙트럼 값은 각각 0.209, 0.279로 지진격리교량(교축 및 교축직각방향; 0.127, 0.122)과의 현저한 차이를 확인할 수 있다.

$$C_{si} = \frac{1.2AS_i}{T_i^{2/3}} \leq 2.5A \tag{8}$$

성능수준은 강재받침과 교각의 거동에서 결정되므로 표 12

표 12. 강재받침과 교각의 작용력과 설계지진력 (전단력; kN, 모멘트; kNm)

구분		작용력			설계기준		
		교축	교축 직각	합력	R	설계 지진력	
P1	하중 조합 1	전단력	-	340	340	1	340
		모멘트	30	4950	4950	3	1650
	하중 조합 2	전단력	-	1140	1140	1	1140
		모멘트	20	16370	16370	3	5460
P2	하중 조합 1	전단력	-	920	920	1	920
		모멘트	6570	13130	14680	3	4890
	하중 조합 2	전단력	-	3030	3030	1	3030
		모멘트	1980	43260	43310	3	14440
P3	하중 조합 1	전단력	2630	-	2630	1	2630
		모멘트	78190	14540	79530	3	26510
	하중 조합 2	전단력	1470	3190	3510	1	3510
		모멘트	23620	48260	53730	3	17910
P4	하중 조합 1	전단력	-	1090	1090	1	1090
		모멘트	10320	18030	20770	3	6920
	하중 조합 2	전단력	-	3620	3620	1	3620
		모멘트	3120	59680	59760	3	19920
P5	하중 조합 1	전단력	-	500	500	1	500
		모멘트	11480	9510	14910	3	4970
	하중 조합 2	전단력	-	1640	1640	1	1640
		모멘트	3460	31460	31650	3	10550

표 13. 강재받침과 교각의 강도/작용력 비

구분			설계강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중 조합 1	전단력	4.94	7.41
		모멘트	11.90	18.96
	하중 조합 2	전단력	1.47	2.21
		모멘트	3.60	5.73
P2	하중 조합 1	전단력	1.83	2.74
		모멘트	4.24	7.18
	하중 조합 2	전단력	0.55	0.83
		모멘트	1.44	2.43
P3	하중 조합 1	전단력	<b>0.64</b>	<b>0.96</b>
		모멘트	<b>0.77</b>	<b>1.27</b>
	하중 조합 2	전단력	0.48	0.72
		모멘트	1.14	1.88
P4	하중 조합 1	전단력	1.54	2.31
		모멘트	2.99	5.08
	하중 조합 2	전단력	<b>0.46</b>	<b>0.70</b>
		모멘트	<b>1.04</b>	<b>1.76</b>
P5	하중 조합 1	전단력	3.36	5.04
		모멘트	3.98	6.35
	하중 조합 2	전단력	1.02	1.54
		모멘트	1.88	2.99

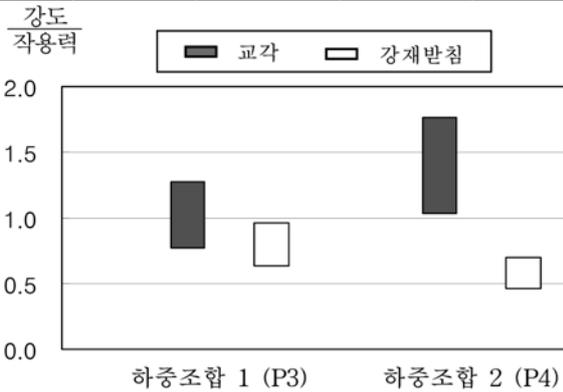


그림 6. 파괴메커니즘 검토

는 설계지진을 적용하여 스펙트럼해석으로 산정한 각 하중 조합의 작용력(강재받침의 전단력과 교각하부의 모멘트)과 응답수정계수를 적용한 설계지진력을 제시한 것이다.

#### 4.2 성능수준검토

성능수준을 검토하기 위해 강재받침과 교각의 강도/작용력 비를 표 13에 정리하였으며 강재받침의 설계강도와 초과강도는 공칭전단강도(수직강도 7000 kN의 30%) 2100 kN의 80%, 120%인 1680 kN, 2520 kN을 적용하였다. 표 13의 강도/작용력 비에 의한 항복범위를 그림 6과 같이 제시하면 각 하중조합의 기능수행수준과 파괴메커니즘을 확인할 수 있다.

표 13과 그림 6에서 하중조합 1의 경우 교각 P3의 모멘트항복범위(0.77~1.27)와 강재받침의 항복범위(0.64~0.96)가 중복되므로 파괴메커니즘을 판정할 수 없고, 하중조합 2의 경우 교각 P4의 모멘트항복범위(1.04~1.76)보다 강재받침의 항복범위(0.46~0.70)가 우선하므로 취성파괴메커니즘이다. 하

표 14. 강재받침과 교각의 작용력과 설계지진력( $\phi$ 2.8 m, 전단력; kN, 모멘트; kNm)

구분			작용력			설계기준	
			교축	교축 직각	합력	R	설계 지진력
P1	하중 조합 1	전단력	-	270	270	1	270
		모멘트	4740	3910	6140	3	2050
	하중 조합 2	전단력	-	820	820	1	820
		모멘트	1450	13030	13110	3	4370
P2	하중 조합 1	전단력	-	610	610	1	610
		모멘트	5660	8370	10100	3	3370
	하중 조합 2	전단력	-	1830	1830	1	1830
		모멘트	1710	27740	27790	3	9260
P3	하중 조합 1	전단력	2690	-	2690	1	2690
		모멘트	76810	11360	77650	3	25880
	하중 조합 2	전단력	890	2580	2730	1	2730
		모멘트	23070	37890	44360	3	14790
P4	하중 조합 1	전단력	-	800	800	1	800
		모멘트	7540	12740	14800	3	4930
	하중 조합 2	전단력	-	2430	2430	1	2430
		모멘트	2270	42370	42430	3	14140
P5	하중 조합 1	전단력	-	430	430	1	430
		모멘트	8320	8090	11600	3	3870
	하중 조합 2	전단력	-	1300	1300	1	1300
		모멘트	2500	26950	27070	3	9020

중조합 2에서 강재받침의 설계강도/작용력 비가 교각의 모멘트 초과강도/작용력 비 1.76을 상회하도록 설계강도를 변경하면 하중조합 1, 2 모두 연성파괴메커니즘을 확보할 수 있고, 이때 최소/최대기능수행수준이 설계지진강도의 0.77배/1.27배가 되므로 교각의 실제강도를 고려하면 설계지진시 교각은 탄성거동이 된다. 그러나 이는 경제성 측면에서 과다설계일 뿐만 아니라 강재받침에 요구되는 설계강도(3620×1.76 ≃ 6400 kN 으로 1680 kN의 약 3.8배)를 현실적으로 만족할 수 없는 문제가 발생한다. 또한 표 12에서 산정한 설계지진력은 표 8의 설계강도(교각 P3의 하중조합 1에서 약 2.3배)가 과다하므로 교각의 설계변경이 요구된다는 것을 제시하고 있다.

#### 4.3 내진설계

표 12에서 산정한 설계지진력과 내진설계기준연구(II)에서 기능수행수준으로 제시한 설계지진강도의 0.4배를 만족하는 교각의 직경은 P-M상관도를 이용하여 2.8 m로 결정되었다. 표 14는 설계지진을 적용하여 산정한 강재받침과 교각의 작용력과 설계지진력이며 표 15는 교각의 모멘트강도이다. 설계강도(교각 P3의 하중조합 1)가 설계지진력의 약 1.2배가 되도록 결정한 것은 제시된 기능수행수준인 설계지진강도의 0.4배를 만족하기 위한 것이다.

설계변경한 강재받침교량의 성능수준 검토를 위해 제시한 표 16과 그림 7에서 하중조합 1과 2 모두 교각의 모멘트항복범위와 강재받침의 항복범위가 중복되므로 파괴메커니즘을

표 15. 교각( $\phi 2.8$  m)의 모멘트강도(kNm)

구분	설계강도	공칭강도	초과강도
P1	30500	38500	50050
P2	32500	45000	58500
P3	31500	43000	55900
P4	32500	45000	58500
P5	31000	39000	50700

표 16. 강재받침과 교각( $\phi 2.8$  m)의 강도/작용력 비

구분			설계강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중 조합 1	전단력	6.22	9.33
		모멘트	4.97	8.15
P1	하중 조합 2	전단력	2.05	3.07
		모멘트	2.33	3.82
P2	하중 조합 1	전단력	2.75	4.13
		모멘트	3.22	5.79
P2	하중 조합 2	전단력	0.92	1.38
		모멘트	1.17	2.11
P3	하중 조합 1	전단력	0.62	0.94
		모멘트	0.41	0.72
P3	하중 조합 2	전단력	0.62	0.92
		모멘트	0.71	1.26
P4	하중 조합 1	전단력	2.10	3.15
		모멘트	2.20	3.95
P4	하중 조합 2	전단력	0.69	1.04
		모멘트	0.77	1.38
P5	하중 조합 1	전단력	3.91	5.86
		모멘트	2.67	4.37
		전단력	1.29	1.94
P5	하중 조합 2	모멘트	1.15	1.87

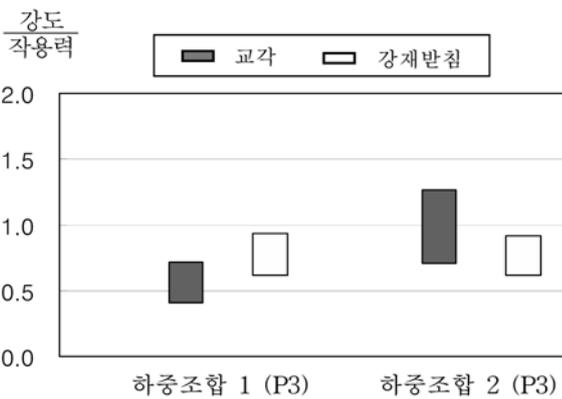


그림 7. 파괴메커니즘 검토 ( $\phi 2.8$  m)

판정할 수 없으나 설계변경에 의해 하중조합 1, 2 모두 개선되었다는 것을 확인할 수 있다. 하중조합 1, 2 모두 연성 파괴메커니즘에 의한 붕괴방지수준을 만족하기 위해서는 강재받침의 설계강도/작용력 비가 하중조합 2에서 교각의 모멘트 초과강도/작용력 비 1.26을 상회하도록 설계강도를 변경 ( $2730 \times 1.26 = 3500$  kN으로 1680 kN의 약 2.1배)하여야 하며, 이때 최소/최대기능수행수준은 설계지진강도의 0.41배/0.72배

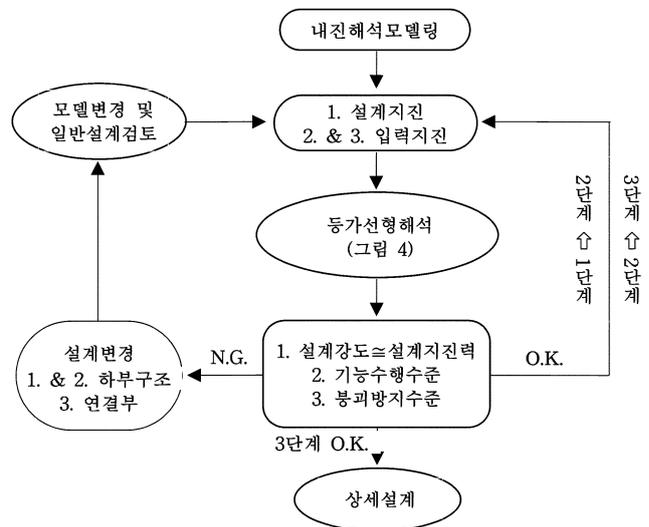


그림 8. 지진격리교량의 내진설계 흐름도

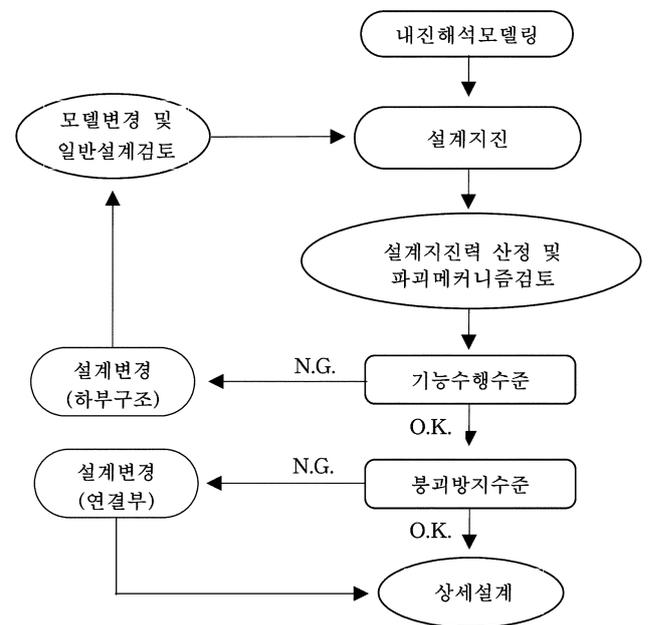


그림 9. 강재받침교량의 내진설계 흐름도

가 되므로 요구되는 기능수행수준을 만족한다. 보다 높은 기능수행수준이 요구되는 경우에도 하부구조의 강성을 상향조정하여 만족여부를 검토할 수 있으며, 이 경우 연성파괴메커니즘을 확보하기 위해서는 강재받침의 강도 역시 상향조정해야 한다. 따라서 강재받침교량도 일반적으로 요구되는 성능수준은 충분히 만족할 수 있으므로 특별히 높은 기능수행수준이 요구되어 강재받침교량으로는 연성파괴메커니즘의 확보가 불가능한 경우 지진격리교량으로의 설계변경을 고려하는 것이 합리적인 내진설계과정이라 할 수 있다.

## 5. 요약

지진격리교량의 설계절차는 그림 8의 흐름도와 같이 1단계에서 하부구조의 적절한 강성을 결정하고 2단계에서는 요구되는 기능수행수준의 만족여부를 검토하며 3단계에서 연성파괴메커니즘에 의한 붕괴방지수준을 확보하는 절차로 이루어진다. 그러므로 설계지진 외에 각 성능수준에 해당하는

입력지진에 대한 반복해석과 각 단계마다 등가선형해석을 위한 시산법이 요구된다. 반면에 강제반침교량의 내진설계절차는 그림 9의 흐름도와 같이 설계지진에 대한 해석만으로 성능수준의 검토가 가능하므로 지진격리교량에 비해 절차가 간단하다.

동일한 교량형식에 연결부만 남고무반침과 강제반침을 달리 적용하여 비교내진설계를 수행한 결과, 최소/최대기능수행수준은 지진격리교량의 경우 설계지진강도의 0.6배/1.7배, 강제반침교량의 경우 0.4배/0.7배로 확보되었으며 하부구조 강성의 조정으로 요구되는 기능수행수준을 확보할 수 있다는 것을 제시하였다. 지진격리교량은 설계지진강도의 1.7배에서 교각의 항복에 의한 연성과괴메커니즘이 형성되기 이전에 격리반침의 충분한 복원거동을 활용하도록 설계가 수행되었으며, 강제반침교량은 설계지진강도의 0.7배에서 교각의 항복에 의한 연성과과괴메커니즘이 형성되도록 강제반침의 설계강도를 결정하였다.

## 6. 결 론

이 연구에서는 기존의 설계관행에 의해 설계된 지진격리교량을 선정하고, 동일한 교량에 격리반침 대신 강제반침을 사용한 강제반침교량을 설정하여 성능수준을 검토한 결과 두 교량의 기존설계는 내진설계개념으로 요구되는 성능수준이 확보되지 않는다는 것을 확인하였다. 실무에서는 강제반침교량으로 설계된 교량의 내진검토 결과, 요구되는 강제반침의 설계강도를 현실적으로 만족시킬 수 없기 때문에 격리반침으로 변경하여 지진격리교량을 제시한 것이다. 또한 지진격리교량의 내진설계로 인공지진이나 실지진을 적용한 시간이력해석결과를 제시하고 있으나 이는 설계기준에서 요구되는 성능수준의 만족여부에 대한 설계라고 할 수 없다. 이러한 상황은 기존의 설계관행인 하부구조의 과도한 강성에 기인한 것이다. 그러므로 두 교량에 응답스펙트럼해석법을 적용하여 요구되는 성능수준을 확보하는 비교내진설계를 수행하

고 설계절차를 제시하였다. 이로부터 응답스펙트럼해석법을 적용하여 내진설계를 수행하면 적절한 하부구조의 강성을 결정할 수 있다는 것과 지진격리교량이 강제반침교량보다 높은 기능수행수준을 보유하게 된다는 것을 확인하였다. 그러나 설계절차가 단순한 강제반침교량도 하부구조 강성을 조정하면 요구되는 기능수행수준을 만족할 수 있으므로, 연성과과괴메커니즘의 확보가 현실적으로 불가능한 경우 지진격리교량으로의 설계변경을 고려하는 것이 합리적인 교량 내진설계과정이라는 것을 제시하였다.

## 감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

## 참고문헌

- 이석중(1999) *RC Ghost99 - PM diagram*
- 한국도로교통협회(2005) *건설교통부제정-도로교설계기준*.
- 한국지진공학회(1997) *내진설계기준연구(II)*, 연구보고서, 건설교통부.
- 한국콘크리트학회(1999) *건설교통부제정-콘크리트구조설계기준*.
- AASHTO (1999) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.
- AASHTO (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Third Edition*.
- ATC/MCEER (2001) *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications, Part II: Commentary and Appendices*.
- Kelly, J.M. and Naeim, F. (1999) *Design of Seismic Isolated Structures*.
- Wilson, E.L. and Habibullah (1995) *SAP2000-A Series of computer programs for the finite element analysis of structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

(접수일:2005.8.9/심사일:2005.11.10/완료일:2005.11.10)