

내진성능 확보를 위한 기존교량의 보강

Strengthening of an Existing Bridge for Achievement of Seismic Performance

국 승 규†

Kook, Seung-Kyu

(논문접수일 : 2009년 3월 3일 ; 심사종료일 : 2009년 4월 15일)

요 지

내진설계기준이 도입된 이후, 신설교량에 대한 내진설계의 시행은 물론 기존교량의 내진성능 검토에 의한 내진성능 확보가 요구되고 있다. 기존교량의 내진성능 확보 또한 내진설계의 기본개념에 따라 붕괴방지수준을 만족하여야 하며, 확보 방안으로는 교량의 중요도와 형식에 따라 보강규모가 다른 여러 가지 방안이 제시되어야 한다. 현재 일반교량의 경우 받침의 교체, 교각의 보강 및 전단키 설치 등의 보강방안이 내진성능 향상 및 확보 방안으로 가장 많이 연구, 적용되고 있는 상황이다. 이 연구에서는 내진설계가 수행되지 않은 일반적인 기존교량을 해석대상교량으로 선정하고, 붕괴방지수준을 만족하기 위해 연성파괴메카니즘을 확보하도록 기존교량의 설계변경을 수행하고 내진성능을 검토하였다. 기존교량의 경우, 하부구조 교각기둥의 설계단면 결정 및 상/하부구조 연결부 받침의 기능변경 등 교량시스템의 재설계에 의해 내진성능을 확보할 수 있다는 것을 제시하였다.

핵심용어 : 기존교량, 내진성능 확보, 붕괴방지수준, 연성파괴메카니즘, 교량시스템

Abstract

After introduction of the earthquake resistant design code, it is required to achieve seismic performance of existing bridges as well as earthquake resistant design of new bridges. The achievement of seismic performance for existing bridges should satisfy the no collapse requirement based on the basic concept of earthquake resistant design, therefore, various methods with different strengthening scale should be suggested according to bridge types and importance categories. At present for typical bridges, most studied and applied strengthening methods are bearing change, pier strengthening and shear key installation for improvement of seismic performance. In this study a typical existing bridge, for which earthquake resistant design is not considered, is selected as an analysis bridge. Design changes are carried out to satisfy the no collapse requirement by way of the ductile failure mechanism and seismic performances are checked. It is shown that the seismic performance of existing bridges can be achieved by way of redesign of bridge system, e.g. determination of pier design section for substructure and change of bearing function for connections between super/sub-structure.

Keywords : existing bridges, achievement of seismic performance, no collapse requirement, ductile failure mechanism, bridge system

1. 서 론

도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005)에 내진설계기준이 도입된 이후, 신설교량의 내진설계가 의무화된 것은 물론이고 기존교량 역시 내진설계에서 요구하는 내진성능의 확보여부를 검토하여 필요시 보수/보강이 요구된다. 내진설계기준이 요구하는 내진성능은 첫째 붕괴방지수준으로

설계지진과 같은 강진 발생 시 교량의 붕괴 또는 심각한 구조적 손상을 방지할 수 있는 성능과 둘째 기능수행수준으로 교량의 정상기능을 어떠한 강도의 지진까지 유지할 수 있는 가의 성능으로 구분할 수 있다. 현 도로교설계기준 내진설계편은 이러한 수준을 명시하고 있지는 않으나, 기본적으로 연성파괴메카니즘을 확보하여 붕괴방지수준을 만족하도록 요구하고 있으며, 이는 응답수정계수를 적용하

† 책임저자, 정회원 · 부경대학교 건설공학부 교수
Tel: 051-629-6075 ; Fax: 051-629-6063
E-mail: skkook@pknu.ac.kr

• 이 논문에 대한 토론을 2009년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 8월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

는 스펙트럼해석법으로 설계하도록 제시되어 있다. 이러한 설계과정에서 기능수행수준은 교량의 중요도 및 하부구조의 형식에 의한 응답수정계수의 적용으로 결정되므로 조정이 가능하다고 할 수 있다. 기능수행수준과 붕괴방지수준에 대한 설계지진을 별도로 명시한 타 내진설계기준(일본, 뉴질랜드)도 교량의 중요도를 감안하여 기능수행수준을 제시하는 것이므로 현 도로교설계기준 내진설계편과 실질적으로 차이가 없다. 붕괴방지수준은 모든 교량이 만족해야 하는 수준이므로 설계자가 필히 준수해야 하는 반면, 기능수행수준은 교량마다 다른 수준을 갖게 되므로 교량이 위치한 지역의 지진방재계획에 의해 최소 수준이 제시되어야 하고 설계자는 이를 검증하여야 한다.

국내 공용 중인 교량으로 내진설계가 적용되지 않은 기존교량의 경우, 일반설계에서 요구하는 설계강도 \geq 소요강도만을 검토한 것이므로 파괴메카니즘(연성 또는 취성)을 검토하여 내진성능의 확보여부를 제시하여야 하며 필요한 경우 구조적인 보강 또는 보수가 요구된다. 기존교량의 보수/보강을 위해 적용하는 방안은 그 규모에 따라 다음과 같이 구분할 수 있다.

- 소규모 보수/보강 : 받침장치의 소요강도 확보, 낙교방지장치의 설치
- 중규모 보수/보강 : 받침장치의 기능변경, 교각의 소요강도 및 연성 확보, 지진저감장치 도입
- 대규모 보수/보강 : 기초의 소요강도 확보, 지반 액상화 방지대책

중규모 보수/보강 중 받침장치의 기능변경은 일반설계에서 하나의 교각에 설치되는 고정단을 여러 개의 교각에 설치하여 교축방향 지진력을 분담하는 방안이다(송윤환, 2000). 지진저감장치 도입은 충격흡수장치(댐퍼, 스토퍼 등)를 도입하는 방안과 강제받침을 납고무받침(Lead Rubber Bearing)으로 교체하는 방안(국승규, 2006) 등이다. 교각의 소요강도 및 연성 확보 방안은 교각의 설계단면 및 횡철근량을 결정하는 방안으로 관련 연구로는 콘크리트 교각의 지진거동에 관한 연구(정영수 등, 2004), 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구(송준엽 등, 2001)가 있고, 국내 교량이 중진지역에 설치된다는 점을 감안한 연구로는 비내진상세 RC 중실원형교각에 대한 연구(김재관 등, 2001), 철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계(이재훈 등, 2002), 50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각에 대한 연구(김익현 등, 2003) 등이 있다. 이러한 연구결과는 연성파괴메카니즘을 확보하기 위한 검증에 적용할 수 있는 주요자료가 된다.

이 연구에서는 내진설계가 수행되지 않은 일반적인 기존

교량을 해석대상교량으로 선정하고, 붕괴방지수준을 만족하기 위해 연성파괴메카니즘을 확보하도록 기존교량의 설계변경을 수행하였다. 교량의 연성파괴메카니즘은 하부구조 및 상/하부구조 연결부의 설계강도에 의해 확보되므로 파괴메카니즘의 검토를 수행하였으며, 합리적인 보강 방안을 제시하기 위해 교각기둥 설계단면과 강제받침 설계강도의 결정 및 강제받침의 기능변경 등 교량시스템의 설계변경을 적용하였다. 이와 같은 설계과정을 바탕으로 붕괴방지수준을 만족하는 동시에 교량이 보유하게 되는 기능수행수준을 검토하여, 교량시스템 재설계에 의해 기존교량의 내진성능을 확보/향상할 수 있다는 것을 제시하였다.

2. 해석대상교량

2.1 해석모델 및 설계조건

이 연구에서 선정한 해석대상교량은 상부구조는 강상자형이고, 하부구조는 T형 콘크리트 교각으로 구성되어 있다. 그림 1에 교량의 종단면도, 교각위치에서의 횡단면도 및 강제받침 배치의 모델링을 제시하였으며 내진설계조건은 지진구역 I, 내진 I 등급교, 지반종류 II로 설정하여 가속도계수(A)는 0.154, 지반계수(S)는 1.2를 적용하였다.

구조해석프로그램 Midas/Civil(Midas IT, 2001)을 사용하여 내진해석모델로는 상세모델이라고 할 수 있는 3차원 모델(국승규 등, 2002)을 다음과 같이 구성하였다. 상판은 플레이트 요소를 사용하고 강상자형, 크로스빔, 캡빔 및 교각기둥은 보요소를 사용하였다. 상부구조의 중심위치에 상판 플레이트 요소와 강상자형 보요소를 배치하였으므로, 이들 요소의 절점과 강제받침위치 절점의 연결요소 및 강제받침위치 절점과 캡빔 보요소의 해당 절점과의 연결요소는 무한강성요소를 사용하였다. 강상자형의 경우는 2400×2800mm(b×h) 일정단면으로

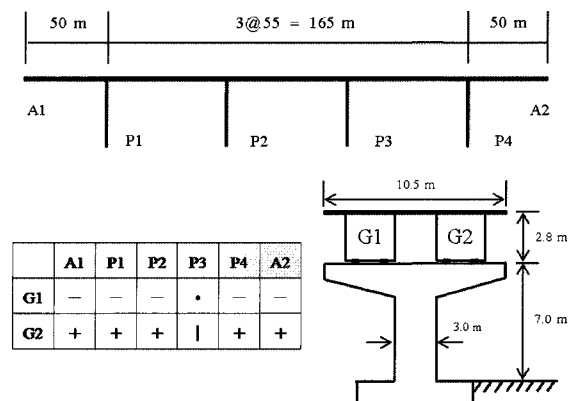


그림 1 해석대상교량

구성되어 있고 하부구조의 경우 교각기둥은 $\phi 3.0\text{m}$ 의 원형단면으로 구성되어 있다. 해석대상교량의 재료특성은 강재의 경우 SWS 490, 콘크리트의 경우 상판 27MPa 및 하부구조 24MPa이며, 사용철근은 상판 SD 40 및 하부구조 SD 30이다. 강재받침의 기능은 강재받침위치에서 연결된 절점간의 구속방향으로만 단면력을 전달하도록 하여 모델링하고 교각기둥의 하부(기초)는 고정단으로 경계조건을 설정하였다.

2.2 모드해석 및 스펙트럼해석

도로교설계기준에 제시되어 있는 다중모드스펙트럼해석법을 적용하였으며 50개의 모드를 고려하였다. 그림 2는 모드해석결과로 교축방향 및 교축직각방향 최저차모드의 형상이다. 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 0.54초, 탄성지진응답계수 C_s 는 0.33, 질량기여도는 42.6%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.39초, 질량기여도는 53.6%로 산정되었다.

스펙트럼해석으로 구한 교축방향과 교축직각방향에 의한 직교지진력은 하중 경우 1(교축방향 100%+교축직각방향 30%)과 하중 경우 2(교축방향 30%+교축직각방향 100%)를 구성하고 고정하중을 고려하여 하중 조합 1과 2(LC1 & LC2)를 제시하였다. 강재받침과 교각기둥에서 직교방향으로 산정한 단면력은 두 부재 모두 원형단면이므로 표 1에 제시한 바와 같이 제곱합평방근법(SRSS)으로 합력을 구하였다.

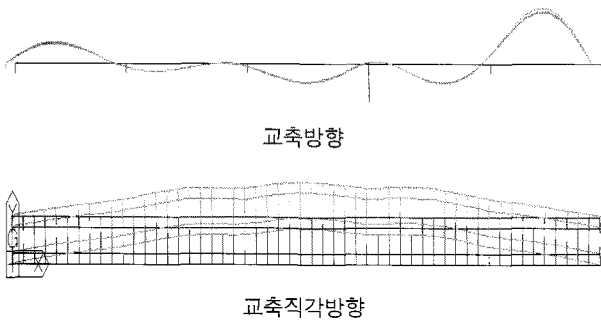


그림 2 해석대상교량의 최저차모드 형상

표 1 해석대상교량의 작용력과 설계지진력

구분	탄성지진력			R	설계지진력
	교축	교축직각	합력		
P3	강재받침 수평력 (kN)				
	2509	941	2675	1	2675
LC1	교각기둥 모멘트 (kN·m)				
	71060	8497	71566	3	23853
P3	강재받침 수평력 (kN)				
	882	3009	3136	1	3136
LC2	교각기둥 모멘트 (kN·m)				
	21717	31664	38396	3	12799

해석대상교량의 경우 각 조합의 설계지진력은 고정단이 위치한 교각 P3에서 결정되었고, 강재받침의 설계지진력은 LC2, 교각기둥의 모멘트 설계지진력은 LC1에서 제시된다는 것을 알 수 있다.

2.3 파괴메카니즘 검토

지진 발생시 교량의 파괴메카니즘은 상/하부구조의 연결부(일반교량의 경우 받침장치)와 하부구조의 교각기둥 두 구조부재 중 어느 부재의 항복이 우선하는가를 검토하여 결정한다. 그러므로 파괴메카니즘의 규명은 각 구조부재의 항복강도분포를 고려하여야 한다. 구조부재의 최소 및 최대항복강도는 각각 설계강도 및 초과강도로 간주할 수 있으므로, 강재받침과 교각기둥의 설계강도와 함께 초과강도를 포함한 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다(국승규 등, 2004). 항복강도분포는 국내의 재료시공환경에 의해 결정되어야 하며, 콘크리트 압축강도 및 철근 항복강도의 측정치를 바탕으로 수행한 철근콘크리트 교각의 초과강도계수에 관한 연구(이재훈 등, 2005)가 있으나 아직 기준으로 제시되지 않은 상황이다. 그러므로 이 연구에서는 다음과 같이 항복강도분포를 가정하여 파괴메카니즘의 검토를 수행하였다:

- 강재받침 수평력 : 공칭강도는 제작사가 제시한 값을 적용, 공칭강도의 80%를 설계강도, 120%를 초과강도로 산정
- 교각기둥 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정, 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정

강재받침의 설계강도는 제작사가 제시한 설계강도 1176kN 으로부터 공칭강도 1470kN 및 초과강도 1764kN을산정하였고 $\phi 3.0\text{m}$ 교각기둥의 설계강도는 그림 3과 같은 P-M상관도에서 설계강도 36750kN·m, 공칭강도 47040kN·m 및 초

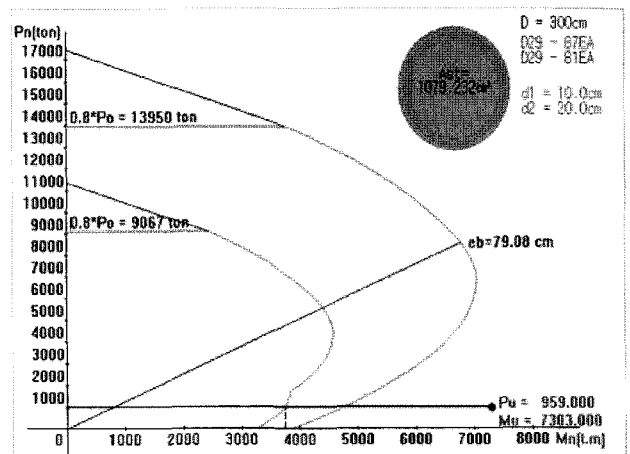


그림 3 P-M상관도(교각기둥 $\phi 3.0\text{m}$)

과강도 61152kN·m를 산정하였다.

파괴메카니즘의 검토는 항복강도분포(설계강도~초과강도)의 각 강도를 작용력(설계지진 시 탄성지진력)의 비로 계산한 항복범위를 강재받침과 교각기둥에 대해 산정하여 수행하며 하중조합 모두에 대해 수행하여야 한다. 표 1을 사용하여 강재받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 2와 같고 그림 4에는 강재받침(원설계)과 교각기둥의 항복범위를 표시하였다. LC1의 경우 강재받침의 항복범위(0.44~0.66)가 교각기둥의 모멘트항복범위(0.51~0.85)에 중복되어 있어 파괴메카니즘을 판정할 수 없으며, LC2의 경우는 강재받침의 항복범위(0.38~0.56)가 교각기둥의 모멘트항복범위(0.96~1.59)보다 먼저 항복하는 취성파괴메카니즘을 나타내고 있다. 물론 이 결과는 내진설계를 고려하지 않은 일반설계에서 결정된 강재받침의 강도에 기인한 것이나 강재받침의 설계강도를 결정하는 과정과는 무관하다. 즉, 교각기둥이 강재받침보다 먼저 항복하는 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 강재받침의 설계강도를 LC2의 설계지진력 3136kN의 1.59배인 4998kN으로 증가해야 한다. 강재받침의 설계강도를 4998kN으로 증가하면 LC1에서 1.87~2.80, LC2에서 1.59~2.39로 산정되고, 그림 4의 강재받침(설계변경)으로 표시한 결과와 같이 모든 하중조합에서 연성파괴메카니즘을 확보할 수 있다. 그러므로 해석대상교량의 경우 교각기둥과 강재받침의 설계지진력을 일반설계의 판점(설계강도≥소요강도)에서 만족한다고 해도 내진설계에서 요구되는 연성파괴메카니즘은 확보되지 않는다는 것을 확인할 수 있다. 이 경우 실제 응답수

정계수는 1.9(=71569/36750)이므로 기능수행수준 0.08g(=0.154g/1.9)를 확보하였다고 할 수 있다.

3. 내진성능 확보 및 향상방안

3.1 교각기둥의 설계변경

해석대상교량의 경우 교각기둥 $\phi 3.0\text{m}$ 의 설계강도 36750 kN·m는 응답수정계수의 적용으로 산정한 설계지진력 23853 kN·m의 1.54배이다. 이러한 차이는 일반설계의 경우 안전 여유(safety margin)로 간주되지만 내진설계의 경우 응답수정이 의도한 바대로 이루어지지 않았다는 것을 의미한다. 또한 해석대상교량의 파괴메카니즘 검토에서 제시한 바와 같이 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 강재받침의 설계강도를 설계지진력 3136kN의 1.59배인 4998kN로 증가해야 하므로 연성파괴메카니즘이 설계기준이 의도한 바대로 확보되지 않는다는 것을 확인하였다. 따라서 이 연구에서는 제시된 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 동일한 수준이 되도록, 즉 교각기둥의 설계강도가 설계지진력에 근접하도록 교각기둥의 단면을 감소하는 설계변경을 수행하고 파괴메카니즘을 검토하여 강재받침에 요구되는 설계강도를 결정하여 비교하였다. 물론 한반도와 같은 중약진지역 교량의 경우 일반설계에서 교각기둥의 설계단면이 결정되는 상황이 발생할 수 있으므로, 이러한 경우는 설계단면을 기준으로 실제 응답수정계수를 구하고 파괴메카니즘 검토과정으로 강재받침의 설계강도를 결정하게 된다.

표 3은 교각기둥의 직경을 변경하면서 동일한 해석과정을 반복 수행한 결과이며, 교각기둥 $\phi 2.5\text{m}$ 로 해석한 결과에서 설계강도와 설계지진력의 비가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하고 있으므로 교각기둥의 설계단면을 $\phi 2.5\text{m}$ 로 결정하였다. 교각기둥을 $\phi 2.5\text{m}$ 로 설계변경한 교량(이하 보강 1안)의 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 0.79초, 탄성지진응답계수는 0.26, 질량기여도는 45.7%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.51 초, 질량기여도는 60.7%로 산정되었다. 이는 해석대상교량에 비해 최저차 모드의 주기가 길어진 응답계수가 0.33에서 0.26으로 감소한 것을 확인할 수 있다.

연성파괴메카니즘을 확보하기 위한 강재받침의 설계강도 산정과정은 해석대상교량의 경우와 동일하다. $\phi 2.5\text{m}$ 교각기둥과 원설계에 제시된 강재받침의 항복강도분포는 표 4와 같고 스펙트럼해석 결과 각 조합에서 구한 강재받침과 교각기둥의 작용력(탄성지진력)과 설계지진력은 표 5와 같다.

표 4와 5를 사용하여 강재받침과 교각기둥의 강도/작용력

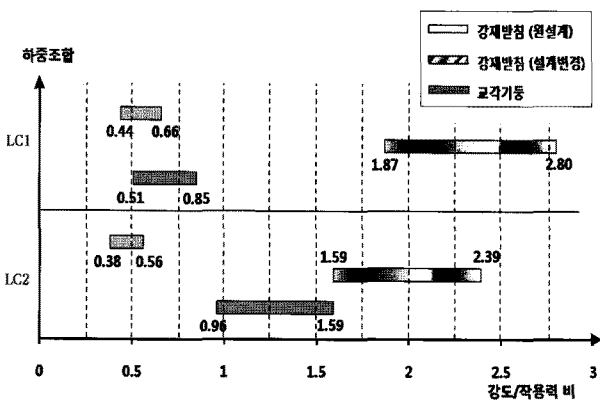


그림 4 강도/작용력 비에 의한 하중조합 별 항복범위

표 2 해석대상교량의 강도/작용력 비

구 분	설계강도 / 작용력	공칭강도 / 작용력	초과강도 / 작용력	
P3 LC1	강재받침	0.44	0.55	0.66
	교각기둥	0.51	0.66	0.85
P3 LC2	강재받침	0.38	0.47	0.56
	교각기둥	0.96	1.23	1.59

표 3 교각기둥의 설계단면 결정(R=3)

Φ(m)	LC	탄성지진력(kN·m)			R	설계지진력(kN·m)	설계강도(kN·m)	설계강도/설계지진력
		교축	교축직각	합력				
3.0	1	71060	8497	71566	3	23853	36750	1.54
2.7		65180	8673	65754		21923	26950	1.22
2.5		61201	7732	61687		20560	21560	1.04
2.4		62083	7232	62503		20835	18620	0.89
2.3		63955	6742	64309		21433	16660	0.77

표 4 항복강도분포(보강 1안)

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(kN)	1176	1470	1764
교각기둥 모멘트(kN·m)	21560	28420	36946

표 6 강도/작용력 비(보강 1안)

구 분		설계강도/작용력	공칭강도/작용력	초과강도/작용력
P3	강재받침	0.50	0.63	0.75
	교각기둥	0.35	0.46	0.60
LC2	강재받침	0.39	0.49	0.58
	교각기둥	0.61	0.83	1.08

표 5 작용력과 설계지진력(보강 1안)

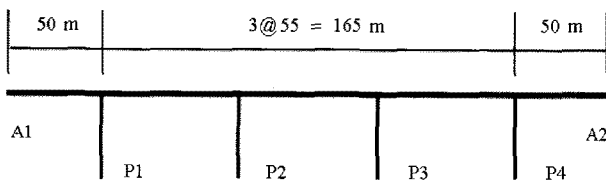
구 분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축직각	합력	R	설계지진력
P3	강재받침 수평력(kN)	2166	911	2352	1	2352
	교각기둥 모멘트(kN·m)	61201	7732	61687	3	20560
LC2	강재받침 수평력(kN)	755	2930	3026	1	3028
	교각기둥 모멘트(kN·m)	18561	30174	35426	3	11809

3.2 강재받침의 기능변경

해석대상교량과 보강 1안에 제시된 강재받침의 기능배치는 일반설계에 적용하는 방안으로, 지진하중 하에서는 교축방향의 경우 고정단이 설치된 교각기둥에 하중이 집중되고, 교축직각방향의 경우는 교각 및 교대 모두 지지하므로 교축방향에 비해 작은 지진력을 기둥이 분담하지만 상대적으로 높은 강도/작용력 비에 의해 강재받침의 설계강도가 결정되는 상황을 초래한다. 이를 개선하기 위한 방안으로 그림 5와 같이 강재받침의 기능을 변경하는 방안에 대한 검토를 수행하였다. 해석대상교량 및 각 보강안에 대한 모델은 다음과 같다:

- 해석대상교량 : 교각기둥 Φ3.0m, 일반설계의 강재받침 배치
- 보강1안 : 교각기둥 Φ2.5m, 일반설계의 강재받침 배치

비를 산정한 결과는 표 6과 같고, LC1과 LC2 모두 연성파괴 메카니즘을 만족하기 위해서는 강재받침의 설계강도를 설계지진력 3028kN의 1.08배인 3273kN로 변경하여야 한다. 이러한 결과로부터 제시된 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 동일한 수준이 되도록 교각기둥의 단면을 결정하면 강재받침에 요구되는 설계강도가 감소한다는 것(4998kN에서 3273kN로 감소)을 알 수 있다. 보강 1안의 경우 응답수정계수는 2.9(=61691/21560)가 되고 기능수행수준은 0.05g(=0.154g/2.9)가 된다.



구분	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	-	•	-	-
	-	-	-	•	-	-
G2	+	+	+		+	+
	+	+	+		+	+

보강 2안

구분	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	-	•	-	-
	+	+	+		+	+
G2	+	+	+		+	+
	+	+	+		+	+

해석대상교량 및 보강 1안

구분	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	•	•	-	-
	-	-	•	•	-	-
G2	+	+			+	+
	+	+			+	+

보강 3안

그림 5 강재받침 설계변경 안

표 7 작용력과 설계지진력(보강 2안)

구 분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축직각	합력	R	설계지진력
P3 LC1	강재받침 수평력 (kN)	2166	461	2215	1	2215
	교각기둥 모멘트 (kN·m)	61201	7732	61687	3	20560
P3 LC2	강재받침 수평력 (kN)	755	1470	1646	1	1646
	교각기둥 모멘트 (kN·m)	18561	30174	35426	3	11809

표 8 강도/작용력 비(보강 2안)

구 분		설계강도 / 작용력	공칭강도 / 작용력	초과강도 / 작용력
P3 LC1	강재받침	0.53	0.66	0.80
	교각기둥	0.35	0.46	0.60
P3 LC2	강재받침	0.71	0.89	1.07
	교각기둥	0.61	0.83	1.08

- 보강2안 : 교각기둥 ϕ 2.5m,
횡방향 지지받침 증가
- 보강3안 : 교각기둥 ϕ 2.5m,
횡방향+종방향 지지받침 증가

보강 2안은 표 7에 제시한 바와 같이 보강 1안에 비해 강재받침이 분담하는 교축직각방향 탄성지진력이 반으로 감소한다. 표 8에서 LC1과 LC2 모두 연성파괴메카니즘을 만족하기 위한 강재받침의 설계강도는 LC2에서 1774kN(1643×1.08, LC1: 1333=2215×0.60)가 되므로 예상대로 보강 1안의 강재받침 설계강도 3273kN(3028×1.08) 보다 현저하게 감소한다. 이 결과는 설계기준에 의한 설계지진력 2215kN 보다 낮은 설계강도 1774kN를 보유한 강재받침으로도 연성파괴메카니즘을 만족할 수 있다는 것을 제시하고 있다.

보강 3안의 경우 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 0.51초, 탄성지진응답계수는 0.35, 질량기여도는 80.1%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.51초, 질량기여도는 60.6%로 산정되었고, 교축방향 진동특성 변화는 고정단 개수의 증가에 기인한 것임을 확인할 수 있다.

표 9와 표 10에서 연성파괴메카니즘을 확보하기 위한

표 9 작용력과 설계지진력(보강 3안)

구 분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축직각	합력	R	설계지진력
P3 LC1	강재받침 수평력 (kN)	1627	490	1695	1	1695
	교각기둥 모멘트 (kN·m)	49686	8310	50376	3	16787
P3 LC2	강재받침 수평력 (kN)	559	1470	1568	1	1568
	교각기둥 모멘트 (kN·m)	15954	30282	34228	3	11407

표 10 강도/작용력 비(보강 3안)

구 분		설계강도 / 작용력	공칭강도 / 작용력	초과강도 / 작용력
P3 LC1	강재받침	0.69	0.87	1.04
	교각기둥	0.43	0.58	0.76
P3 LC2	강재받침	0.75	0.93	1.12
	교각기둥	0.63	0.86	1.12

강재받침의 설계강도는 LC2에서 1764kN(1568×1.12, LC1: 1284=1695×0.76)가 되며, 이는 교축방향 진동특성 변화에 의한 탄성지진력의 증가(탄성지진응답계수 0.26에서 0.35로 증가)로 고정단 증가에 의한 교축방향 지진력 분담효과를 상쇄한 것에 기인하며, 보강 2안에서 결정된 강재받침의 설계강도와 차이가 없으므로 내진성능 향상의 효과는 없다는 것을 제시하고 있다. 보강 3안의 경우 실제 응답수정계수는 2.3(=50372/21560)이 되고 기능수행수준은 0.07g(=0.154g/2.3)가 된다.

3.3 해석대상교량 및 보강안의 내진성능 비교

해석대상교량(교각기둥 ϕ 3.0m) 및 교각기둥을 ϕ 2.5m로 설계 변경한 보강 1안 그리고 강재받침의 기능변경을 추가한 보강 2안 및 보강 3안 등 4개 교량에 대한 내진성능을 표 11에 비교하였으며 이로부터 다음과 같은 사항을 확인하였다.

- 응답수정계수를 교각기둥과 강재받침에 적용하여 구한 설계지진력을 일반설계의 관점(설계강도 \geq 소요강도)에서 만족하도록 설계강도를 결정한다고 해도 연성파괴메카니

표 11 내진성능 비교

구분	모드해석		붕괴방지수준 만족조건						기능수행수준		
			교각기둥			강재받침			교각기둥 실제 R	지진 가속도	
	주기	C_s	R	설계 지진력	실제 R	설계 강도	R	설계 지진력			설계 강도
해석대상교량	0.54	0.33	3	23853	1.9	36750	1	3136	4998	1.9	0.08g
보강 1안	0.79	0.26		20560	2.9	21560		3028	3273	2.9	0.05g
보강 2안								2115	1774		
보강 3안								0.51	0.35		

증(붕괴방지수준)은 확보되지 않는다. 보강 2안과 같이 연성파괴메카니즘을 만족하는 경우도 있으나 강제받침의 설계지진력이 실제 요구되는 설계강도보다 과다하게 제시되고 있다. 그러므로 원칙적으로 파괴메카니즘의 검토에 의한 설계강도의 결정이 요구된다.

- 보강 1안의 결과와 같이 제시된 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 동일한 수준이 되도록 교각기둥의 단면을 결정하면 강제받침에 요구되는 설계지진력, 즉 연성파괴 메카니즘을 확보하기 위한 설계강도가 보다 합리적으로 결정된다. 이는 모드해석으로 구한 탄성지진응답계수의 감소로 확인할 수 있다.
- 이 연구에서 검토한 교량과 같이 강제받침의 설계지진력이 교축직각방향 지진력으로부터 결정되는 경우 교축직각방향 지진력을 분담하는 강제받침의 증가(보강 2안)는 요구되는 설계강도를 효과적으로 감소한다. 반면 교축방향 고정단 개수의 증가(보강 3안)는 교각기둥에 작용하는 지진력을 분담하는 효과는 있으나, 교축방향 진동특성 변화에 의한 탄성지진력의 증가로 인해 내진성능 향상효과가 없다. 다만 이 결과는 해석대상교량의 경우에 국한된 것이므로 교축방향 고정단 개수 증가방안에 대해서는 보완연구가 요구된다.
- 기능수행수준은 교각기둥에 적용한 실제 응답수정계수에 의해 결정된다.

4. 결 론

이 연구에서는 내진설계가 수행되지 않은 기존교량의 내진성능을 확보/향상하기 위한 방안으로 중규모의 보수/보강 방안이라 할 수 있는 교량시스템의 재설계, 즉 교각기둥 단면 및 강제받침 기능 등의 설계변경을 적용하였다. 해석대상교량으로는 T형 교각을 하부구조로 하는 일반교량을 선정하고 도로교설계기준에 제시되어 있는 응답스펙트럼 해석을 수행하였으며, 이로부터 파괴메카니즘을 검토하여 붕괴방지수준을 만족하기 위한 교각기둥과 강제받침의 설계강도를 결정하는 과정을 제시하였다. 교각기둥의 단면 및 강제받침의 기능을 설계변경한 보강안을 제시하고, 각 보강안에 대해 붕괴방지수준을 만족하기 위해 요구되는 교각기둥 및 강제받침의 설계강도 및 설계결과로 보유하게 되는 기능수행수준을 확인하였다. 이 연구의 결과, 기존교량의 내진성능을 합리적으로 확보/향상하기 위해서는 다음과 같이 교량시스템의 재설계를 수행하는 것이 효과적임을 확인하였다.

- 하부구조에 제시된 응답수정계수를 적용하여 교각기둥의 설계단면을 결정하여야 한다. 즉 교각기둥의 실제 응답

수정이 제시된 응답수정계수와 동일한 수준이 되도록 교각기둥의 설계강도를 결정하면 강제받침에 요구되는 설계강도가 보다 합리적으로 결정된다.

- 강제받침의 경우 일반설계에 적용되는 받침의 기능을 변경하면 요구되는 설계강도의 조정이 가능하다. 교축 및 교축직각 양방향 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 강제받침의 설계강도가 결정되는 방향의 지지받침 개수를 증가하여 지진력을 분담하도록 하면 적절한 설계강도를 결정, 내진성능을 향상할 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2006년도 부경대학교 연구년 교수지원에 의하여 연구되었음(PS-2006-017).

참 고 문 헌

- 국승규, 김판배 (2002) 일반도로교의 내진해석모델 개발, 한국지진공학회 논문집, 6(4), pp.1~6.
- 국승규, 정범석, 최종만 (2004) II형 교각 교량의 내진설계, 대한토목학회 논문집, 24(5A), pp.879~884.
- 국승규 (2006) 지진력리교량과 강제받침교량의 연성파괴메카니즘에 의한 비교내진설계, 대한토목학회 논문집, 26(1A), pp.173~181.
- 김익현, 이종석, 이운복, 김원섭, 선창호 (2003) 50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동 특성, 한국지진공학회 논문집, 7(5), pp.25~36.
- 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현 (2001) 수평 반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성, 한국지진공학회 논문집, 5(4), pp.83~95.
- 송원환 (2000) 도로교의 내진설계, 지진공학연구센터, 제6회 기술강습회, pp.309~323.
- 송준엽, 권영봉, 김성곤 (2001) 반복하중을 받는 콘크리트 충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구, 한국지진공학회 논문집, 5(6), pp.11~19.
- 이재훈, 고성현, 최진호 (2005) Re-evaluated Overstrength Factor for Capacity Design of Reinforced Concrete Bridge Column, 지진공학연구센터 2004 Annual Report.
- 이재훈, 손혁수, 고성현, 최진호 (2002) 철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계, 2002년 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, pp.316~321.
- 정영수, 이은희, 박창규 (2004) 형상비 2.5의 RC 교각의 내진 곡률연성도, 한국지진공학회 논문집, 8(3), pp.1~12.
- 한국도로교통협회 (2005) 도로교설계기준, pp.471~510.
- Midas IT (2001) Midas/Civil User Manual.