

연결부분 설계에 의한 일반교량의 내진성능

Earthquake Resistance Capacity of a Typical Bridge by Connection Design

국 승 규†
Kook, Seung-Kyu

요 지

내진설계는 타 설계의 요구사항, 즉 각 구조부재의 설계강도가 소요강도 이상이어야 한다는 것을 만족해야 하는 동시에 지진발생시 구조물의 항복과정을 규명하여 제시하여야 한다. 이러한 요구사항이 추가되는 이유는 타 하중과는 차별되는 지진하중의 불확실성이다. 이 연구에서는 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고 연결부분의 설계를 수행하여 연성파괴메카니즘을 확보하는 과정을 제시하였다. 이와 같은 과정으로부터 구조부재의 강도 증가 또는 지진저감장치 도입 등의 비용증가 없이 타 설계에서 요구되는 구조부재의 강도 이내에서 내진성능을 확보할 수 있다는 것을 확인하였다.

핵심용어 : 내진설계, 지진하중의 불확실성, 일반교량, 연결부분, 내진성능

Abstract

Earthquake resistant design should provide a description of the structural failure mechanism under earthquakes as well as satisfy the requirement of other designs, e.g. design strengths of each structural member should be equal or greater than the required strengths. The reason of such a requirement is the randomness of seismic loads different from other loads. In this study, a typical bridge is selected as an analysis bridge and the procedure is given to get the ductile failure mechanism through connection design. It is shown with the procedure that the earthquake resistant capacity can be ensured within structural member's strengths required by other designs, without cost raise by strength increase of structural members or by use of shock absorbing device e.g. shock transfer unit.

Keywords : *earthquake resistant design, randomness of seismic loads, typical bridge, connections, earthquake resistant capacity*

1. 서 론

내진설계가 타 설계와 다른 것은 타 설계의 요구사항, 즉 각 구조부재가 설계강도 \geq 소요강도 조건을 만족해야 한다는 것, 이외에 지진발생시 구조물이 어떠한 방식으로 항복하는가를 규명하여 제시하여야 한다는 것이다. 물론 이러한 요구사항이 추가되는 이유는 타 하중과는 차별되는 지진하중의 불확실성이다. 타 설계의 경우 설계강도 \geq 소요강도 조건만을 검토하고 그 차이가 크면 경제성의 감소만 야기되고 안전성의 문제는 없었으나, 내진설계는 파괴메카니즘의 규명과정을 거쳐야 안전성이 확보된다는 중요한 차이가 있다. 도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005)에 제시된 설계지진은 구조물

수명 내에 발생할 확률이 약 5%정도의 지진강도를 제시하고 있다. 설계지진에 대해 설계자가 제시해야 하는 사항은 구조물의 항복과정이 원칙적으로 연성파괴메카니즘으로 구성되는 것이며 구조특성상 불가능한 경우에 한해 취성파괴메카니즘을 허용하나 어떠한 경우라도 구조물의 붕괴는 허용하지 않는 것이다. 연성파괴메카니즘의 확보여부는 응답수정계수를 적용하는 스펙트럼해석법으로 검토할 수 있다. 설계지진 시 구조부재에 발생하는 작용력(탄성지진력)에 응답수정계수를 적용하여 설계지진력(소요강도)을 결정하고 연성파괴메카니즘을 만족해야 하므로 설계강도 \geq 소요강도 조건에는 실제 항복강도의 분포가 반드시 고려되어야 한다.

내진설계 기준이 도입된 이후, 이 분야에 대한 연구가 활

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

• 이 논문에 대한 토론을 2010년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2011년 2월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

발하게 진행되어 왔다. 교각기둥의 설계단면 및 횡철근량을 결정하여 소요 강도 및 연성을 확보하는 방안에 대한 연구로는 콘크리트충진 강함성 기둥의 연성에 관한 연구(송준엽 등, 2001), 콘크리트 교각의 지진거동에 관한 연구(정영수 등, 2004), 보수/보강 효과를 고려한 철근 콘크리트교량의 내진응답해석(이도형 등, 2008) 및 중공 프리캐스트 세그먼트 PSC 교각의 성능평가(김태훈 등, 2010) 등이 있다. 한 반도가 중진지역이라는 점을 고려한 연구로는 철근 콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계(이재훈 등, 2002), 50% 주철근 겹침이음을 갖는 교각에 대한 연구(김익현 등, 2003) 및 횡방향철근이 감소된 교각의 내진거동 특성(선창호 등, 2009) 등이 보고되어 있다. 이러한 연구들은 교량의 지진거동에 대한 연구결과들을 제시하고 또한 설계/실무에 내진설계에 대한 정보를 제공하고 있으므로 우리 실정에 맞는 내진설계절차를 수립하기 위한 중요한 기초자료가 될 것이다. 이 연구에서는 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고 도로교설계기준에 제시되어 있는 응답스펙트럼해석을 적용하여 내진설계를 수행하였다. 교량 내진설계에서 검토되는 구조부재인 연결부분(교량받침)과 교각기둥의 설계를 수행하여 연성과파괴메카니즘을 확보하는 과정(붕괴방지수준의 만족)과 이로 인해 결정되는 기능수행수준을 제시하였다. 이와 같은 과정에서 일반교량을 대상으로 내진설계를 수행하는 경우, 구조부재의 강도를 증가하거나 지진저감장치 도입 등의 비용 증가 없이 타설계에서 요구되는 구조부재의 강도 이내에서 충분히 내진성능을 확보할 수 있는가를 검토하였다.

콘크리트 교각으로 구성되어 있다. 그림 1에 교량의 종단면도, 교각위치에서의 횡단면도 및 강제받침 배치의 모델링을 제시하였으며, •, -, + 는 각각 고정단, 일방향 가동단, 양방향 가동단을 표기한 것이다. 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 내진해석 모델로는 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. 강제받침 모델링은 동일한 위치에 각각 상/하부 구조에 연결된 두 개의 절점을 부여하고 가동방향은 힘이 전달되지 않도록 하여 고정단과 가동단 기능을 부여하였다. 강상자형의 경우는 2400×2800mm(b×h)일정단면으로 구성되어 있고 하부구조의 경우 교각기둥은 ϕ 1.8m의 원형단면으로 구성되어 있다. 해석대상교량의 재료특성은 강재의 경우 SWS 490, 콘크리트의 경우 상판 27MPa 및 하부구조 24MPa이며, 사용철근은 상판 SD40 및 하부구조 SD30이다. 강제받침의 기능은 강제받침위치에서 연결된 절점간의 구속방향으로만 단면력을 전달하도록 하여 모델링하고 교각기둥의 하부(기초)는 고정단으로 경계조건을 설정하였다.

2. 해석대상교량

2.1 해석모델 및 설계조건

해석대상교량의 상부구조는 강상자형이고, 하부구조는 II형

2.2 모드해석 및 스펙트럼해석

도로교설계기준에 제시되어 있는 다중모드 스펙트럼해석법을 적용하였으며 50개의 모드를 고려하였다. 모드해석 결과

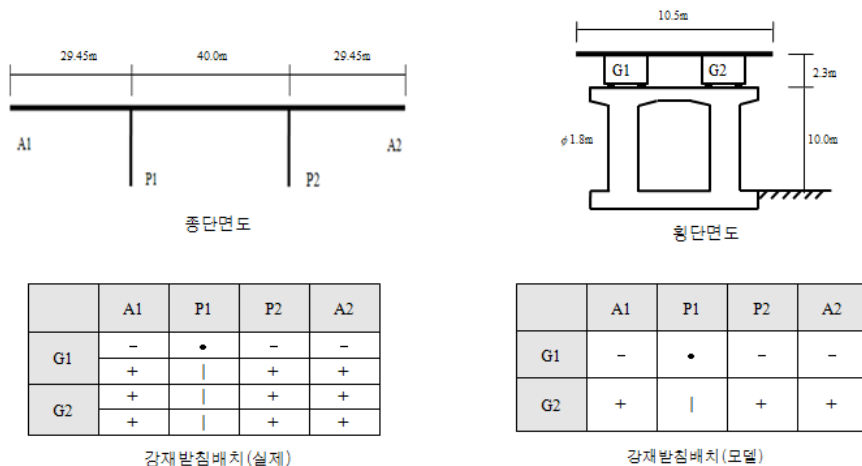


그림 1 해석대상교량

표 1 작용력과 설계지진력(해석대상교량)

구분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축 직각	작용력	R	설계 지진력
P1 LC1	강제받침 수평력(kN)	682	421	801	1	801
	교각기둥 모멘트(kN·m)	14170	1268	14226	3	4742
P1 LC2	강제받침 수평력(kN)	255	1382	1405	1	1405
	교각기둥 모멘트(kN·m)	4488	4008	6017	5	1203

교축방향 최저차모드의 주기는 0.83초, 탄성지진응답계수 C_s 는 0.25, 질량기여도는 86.0%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.31초, 탄성지진응답계수 C_s 는 0.385, 질량기여도는 79.8%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 사하중을 고려하여 하중 조합 1과 2(LC1 & LC2)를 산정하였다. 강제받침과 교각기둥에서 직교방향으로 산정한 단면력은 두 부재 모두 원형단면이므로 표 1에 정리한 바와 같이 제곱합평균법(SRSS)으로 작용력(합력)을 구하였다.

해석대상교량의 경우 각 조합의 설계지진력은 고정단이 위치한 교각 P1에서 결정되었고, 강제받침의 설계지진력은 LC2, 교각기둥의 모멘트 설계지진력은 LC1에서 결정된다.

2.3 파괴메카니즘 검토

지진 발생 시 교량의 파괴메카니즘은 상/하부구조의 연결부분(일반교량의 경우 받침장치)과 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, 강제받침과 교각기둥의 설계강도와 함께 초과강도를 포함한 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다(국승규 등, 2009). 항복강도분포는 국내의 재료시공 환경에 의해 결정되므로 시험에 의한 통계자료에서 결정되어야 한다. 이와 관련된 국내 연구는 콘크리트 압축강도 및 철근 항복강도의 측정치를 바탕으로 수행한 철근 콘크리트교각의 초과강도계수에 관한 연구(이재훈 등, 2005)가 있으며 추후 신뢰도기반 설계기준에 제시될 예정이다. 이 연구에서는 다음과 같이 항복강도분포를 가정하여 파괴메카니즘의 검토를 수행하였다:

표 2 항복강도분포(해석대상교량)

구분	설계강도	공칭강도	초과강도
강제받침 수평력(kN)	710	880	1060
교각기둥 모멘트(kN·m)	8830	10410	13500

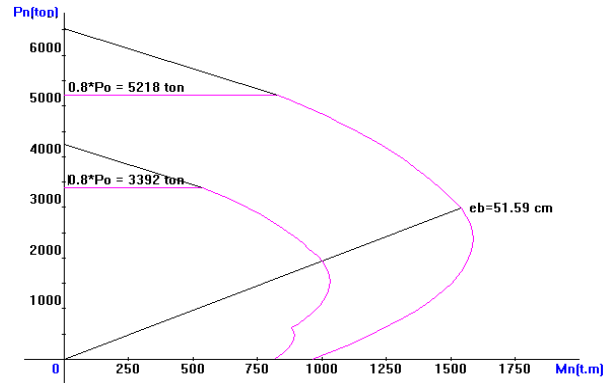


그림 2 P-M상관도(교각기둥 ϕ 1.8m)

- 강제받침 수평력 : 공칭강도는 제작사가 제시, 설계강도는 공칭강도의 80%, 초과강도는 공칭강도의 120%로 산정
- 교각기둥 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도 결정, 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정

표 2에 제시한 바와 같이 강제받침의 설계강도는 제작사가 제시한 설계강도 710kN으로부터 공칭강도 880kN 및 초과강도 1060kN을 산정하였고, ϕ 1.8m 교각기둥의 설계강도는 그림 2와 같은 P-M상관도에서 설계강도 8830kN·m, 공칭강도 10410kN·m 및 초과강도 13500kN·m를 산정하였다.

해석대상교량의 경우 교각기둥의 설계강도 8830kN·m는 설계지진력 4742kN·m의 1.86배이고, 강제받침의 설계강도 710kN은 설계지진력 1405kN의 0.51배로 산정되었다. 타 설계의 경우 강제받침의 수평강도를 보완하면 교각기둥의 경우는 안전여유(safety margin)로 간주되지만, 내진설계의 경우 교각기둥의 설계강도와 소요강도의 큰 차이는 응답수정이 의도한 바대로 이루어지지 않았다는 것을 의미하므로 항복강도분포를 고려한 파괴메카니즘의 검토가 요구된다. 파괴메카니즘의 검토는 항복강도분포(설계강도~초과강도)의 각 강도를 작용력(설계지진 시 탄성지진력)의 비로 계산한 항복범위를 강제받침과 교각기둥에 대해 산정하여 수행하며 하중 조합 모두에 대해 수행하여야 한다. 표 1과 2를 사용하여 강제받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 3과 같다.

LC1의 경우 강제받침의 항복범위(0.88~1.32)가 교각기둥의 항복범위(0.59~0.98)에 중복되어 있어 파괴메카니즘

표 3 강도/작용력 비(해석대상교량)

구분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P1	강재받침	0.88	1.10	1.32
LC1	교각기둥	0.59	0.76	0.98
P1	강재받침	0.50	0.63	0.76
LC2	교각기둥	1.38	1.79	2.33

을 판정할 수 없으며, LC2의 경우는 강재받침의 항복범위(0.50~0.76)가 교각기둥의 항복범위(1.38~2.33)보다 우선하므로 취성과파괴메카니즘을 나타내고 있다. 물론 이 결과는 내진설계를 고려하지 않은 타 설계에서 결정된 구조부재의 강도에 기인한 것이다. 이 경우 교각기둥은 변경하지 않고, 교각기둥이 강재받침보다 먼저 항복하는 연성과파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 강재받침의 설계강도를 LC2의 설계지진력 1405kN의 2.33배인 3274kN으로 변경하여야 한다. 이는 타설계에서 요구되는 710kN과 비교하면 비경제적인 설계가 된다. 이 경우 실제 응답수정계수는 1.61(=14226/8830)이므로 기능수행수준 0.096g(=0.154g /1.61)를 확보한 것이 된다. 또한 해석대상교량의 경우 타설계의 관점(설계강도≥소요강도)에서 강재받침의 수평강도를 변경하여(710kN을 1405kN으로 증가) 설계지진력을 만족한다고 해도 내진설계에서 요구되는 연성과파괴메카니즘은 확보되지 않는다는 것을 확인할 수 있다.

3. 내진성능 확보방안

3.1 교각기둥의 설계변경

교각기둥의 설계강도가 설계지진력에 근접하도록, 즉 설계기준에서 교각기둥에 제시된 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 동일한 수준이 되도록 교각기둥의 단면을 감소하는 설계변경을 수행하고 파괴메카니즘을 검토하여 강재받침에 요구되는 설계강도를 결정하였다. 표 4는 교각기둥의 직경을 변경하면서 동일한 해석과정을 반복 수행한 결과이며, 교각기둥 $\phi 1.3m$ 로 해석한 결과에서 설계강도와 설계지진력의 비가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하고 있으므로 교각기둥의 설계단면을 $\phi 1.3m$ 로 결정하였다. 교각기둥을 $\phi 1.3m$ 로 설계변경한 교량(이하 1차 설계변경안)의 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 1.54초, 탄성지진응답계수는 0.17, 질량기여도는 91.4%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.41초, 탄성지진응답계수는 0.385, 질량기여도는 84.0%로 산정되었다. 해석대상교량에 비해 최저차모드 주기의 변화로 탄성지진응답계수가 0.25에서 0.17로 감

표 4 교각기둥의 설계단면 결정

ϕ (m)	LC	탄성지진력(kN·m)			R	설계 지진력(kN·m)	설계강도(kN·m)	설계강도 /설계 지진력
		교축	교축 직각	합력				
1.8	1	14170	1264	14226	3	4742	8330	1.76
1.5		11378	1098	11427		3812	4950	1.30
1.3		9437	951	9486		3162	3190	1.01
1.0		6644	578	6674		2225	1470	0.66

표 5 항복강도분포(1차 설계변경안)

구분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(kN)	710	880	1060
교각기둥 모멘트(kN·m)	3190	4210	5480

표 6 작용력과 설계지진력(1차 설계변경안)

구분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축 직각	작용력	R	설계 지진력
P1	강재받침 수평력(kN)	461	333	569	1	569
LC1	교각기둥 모멘트(kN·m)	9437	951	9486	3	3162
P1	강재받침 수평력(kN)	167	1098	1107	1	1107
LC2	교각기둥 모멘트(kN·m)	2979	3048	4263	5	853

표 7 강도/작용력 비(1차 설계변경안)

구분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P1	강재받침	1.24	1.55	1.86
LC1	교각기둥	0.34	0.44	0.58
P1	강재받침	0.64	0.80	0.96
LC2	교각기둥	0.75	0.99	1.29

소, 교량에 작용하는 탄성지진력이 감소한다는 것을 확인할 수 있다.

연성과파괴메카니즘을 확보하기 위한 강재받침의 설계강도 산정과정은 해석대상교량의 경우와 동일하다. 1차 설계변경안인 $\phi 1.3m$ 교각기둥의 항복강도분포는 표 5(강재받침은 원설계와 동일), 스펙트럼해석 결과 각 조합에서 구한 강재받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력은 표 6과 같다. 표 5와 6을 사용하여 강재받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 7과 같고, LC1과 LC2 모두 연성과파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 강재받침의 설계강도를 설계지진력 1107kN의 1.29배인 1428kN으로 변경하여야 한다. 이러한 결과는 설계기준에 제시된 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 동일한 수준이 되도록 교각기둥의 단면을 결정하면 강재받침에 요구되는 설계강도가 감소한다는 것(3274kN에서 1428kN으로 감소)을 제시하고 있다. 그러나 강재받침에

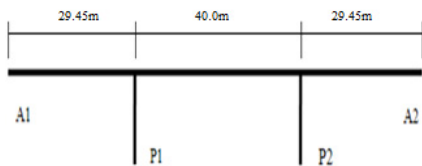
요구되는 수평강도는 아직도 비경제적이다.

1차 설계변경안의 경우 응답수정계수는 2.97(=9486/3190)이 되고 기능수행수준은 0.052g(=0.154g/2.97)가 된다. 해석대상교량의 경우와 마찬가지로, 1차설계변경안의 경우도 타설계의 관점(설계강도 \geq 소요강도)에서 강제받침의 수평강도를 변경하여(710kN을 1107kN으로 증가) 설계지진력을 만족한다고 해도 내진설계에서 요구되는 연성파괴메카니즘은 확보되지 않는다는 것을 재 확인할 수 있다.

3.2 강제받침 설계변경

해석대상교량과 1차 설계변경안에 제시된 강제받침의 기능배치는 타설계에 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 강제받침의 설계강도가 결정되는 상황을 초래한다. 이를 개선하기 위한 방안으로 그림 3과 같이 강제받침의 기능을 변경한 설계변경안(이하 보강안)으로 검토를 수행하였다. 기 해석한 교량 및 보강안은 다음과 같다:

- 해석대상교량 : 교각기둥 ϕ 1.8m, 타설계의 강제받침 배치
- 1차 설계변경안 : 교각기둥 ϕ 1.3m, 타설계의 강제받침 배치
- 보강1안(강제받침 설계변경) : 교각기둥 ϕ 1.3m, 교축 직각방향 다점고정
- 보강2안(강제받침 설계변경) : 교각기둥 ϕ 1.3m, 교축 직각방향+교축방향 다점고정



종단면도

	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	-	-
G1	-	•	-	-
G2	+		+	+
G2	+		+	+

보강 1안

	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	-	-
G1	+		+	+
G2	+		+	+
G2	+		+	+

해석대상교량 및 1차 설계변경안

	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	•	-
G1	-	•	•	-
G2	+			+
G2	+			+

보강 2안

그림 3 강제받침 설계변경 (보강1안 및 보강2안)

표 8 작용력과 설계지진력(보강 1안)

구분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축 직각	작용력	R	설계 지진력
P1 LC1	강제받침 수평력(kN)	461	165	490	1	490
	교각기둥 모멘트(kN·m)	9437	951	9486	3	3162
P1 LC2	강제받침 수평력(kN)	167	549	574	1	574
	교각기둥 모멘트(kN·m)	2979	3048	4263	5	853

표 9 강도/작용력 비(보강 1안)

구분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P1 LC1	강제받침	1.45	1.80	2.16
	교각기둥	0.34	0.44	0.58
P1 LC2	강제받침	1.24	1.53	1.85
	교각기둥	0.75	0.99	1.29

보강 1안은 표 8에 정리한 바와 같이 해석대상교량 및 1차 설계변경안에 비해 강제받침이 분담하는 교축직각방향 탄성지진력이 반으로 감소한다. 표 5와 8에서 구한 강도/작용력 비는 표 9와 같다. LC1과 LC2 모두 연성파괴메카니즘을 확보하기 위한 강제받침 설계강도는 LC2에서 740kN(=574 \times 1.29)으로, 1차 설계변경안의 강제받침 설계강도 1428kN 보다 현저하게 감소하여 타설계에서 결정한 710kN에 근접한 것을 확인할 수 있다.

보강 2안의 경우 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 1.10초, 탄성지진응답계수는 0.21, 질량기여도는 97.4% 이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.41초, 탄성지진응답계수는 0.385, 질량기여도는 84.0%로 산정되었고, 교축방향 진동특성 변화는 고정단 개수의 증가에 기인한 것임을 확인할 수 있다. 작용력과 설계지진력(표 10) 및 강도/작용력 비

표 10 작용력과 설계지진력(보강 2안)

구분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축 직각	작용력	R	설계 지진력
P1 LC1	강재받침 수평력(kN)	284	167	329	1	329
	교각기둥 모멘트(kN·m)	6331	951	6402	3	2134
P1 LC2	강재받침 수평력(kN)	108	549	560	1	560
	교각기둥 모멘트(kN·m)	2117	3038	3703	5	741

표 11 강도/작용력 비(보강 2안)

구분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P1 LC1	강재받침	2.16	2.67	3.22
	교각기둥	0.50	0.66	0.87
P1 LC2	강재받침	1.27	1.57	1.89
	교각기둥	0.86	1.14	1.48

(표 11)에서 연성파괴메카니즘을 확보하기 위한 강재받침의 설계강도는 LC2에서 829kN(=560×1.48)이 되며, 이는 교축 방향 진동특성 변화에 의한 탄성지진력의 증가(탄성지진응답계수 0.17에서 0.21로 증가)로 다점고정에 의한 교축방향 지진력 분담효과를 상쇄한 것에 기인하며, 보강 1안에서 결정된 강재받침의 설계강도 740kN 보다 큰 값이 요구되므로 비경제적이다. 보강 2안의 경우 실제 응답수정계수는 2.01(=6402/3190)이 되고 기능수행수준은 0.077g(=0.154g/2.01)가 된다.

3.3 최종 설계변경안

보강 2안의 경우 실제 응답수정계수 2.01은 설계기준이 제시한 3과 차이가 있으므로 1차 설계변경안과 같이 교각기둥의 설계변경을 검토한 결과, 교각기둥 $\phi 1.1m$ 가 결정되었으며 항복강도분포는 표 12와 같다. 최종 설계변경안의 경우 모드해석 결과 교축방향 최저차모드의 주기는 1.54초, 탄성지진응답계수는 0.17, 질량기여도는 98.1%이고, 교축직각방향 최저차모드의 주기는 0.48초, 탄성지진응답계수는 0.362, 질량기여도는 84.7%로 산정되었다. 최종 설계변경안인 $\phi 1.1m$ 교각기둥의 항복강도분포는 표 12와 같다.

스펙트럼해석 결과 각 조합에서 구한 강재받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력을 표 13에 정리하였으며, 표 12와 13에서 구한 강도/작용력 비(표 14)는 LC1과 LC2 모두 연성파괴메카니즘이 확보되어 있는 상태라는 것을 제시하고 있다. 또한 강재받침의 설계강도가 LC2에서 433kN(=416×1.04)이면 연성파괴메카니즘이 확보되므로 내진설계로 인해

표 12 항복강도분포(최종 설계변경안)

구분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(kN)	710	880	1060
교각기둥 모멘트(kN·m)	1760	2250	2940

표 13 작용력과 설계지진력(최종 설계변경안)

구분		탄성지진력			설계기준	
		교축	교축 직각	작용력	R	설계 지진력
P1 LC1	강재받침 수평력(kN)	225	123	256	1	256
	교각기둥 모멘트(kN·m)	5008	715	5059	3	1686
P1 LC2	강재받침 수평력(kN)	88	407	416	1	416
	교각기둥 모멘트(kN·m)	1646	2303	2831	5	566

표 14 강도/작용력 비(최종 설계변경안)

구분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P1 LC1	강재받침	2.77	3.44	4.14
	교각기둥	0.35	0.45	0.58
P1 LC2	강재받침	1.71	2.12	2.55
	교각기둥	0.62	0.80	1.04

타설계에서 결정한 강재받침 수평강도를 증가하지 않아도 된다는 것을 알 수 있다. 최종 설계변경안의 경우 실제 응답수정계수는 2.87(=5059/1760)이 되고, 기능수행수준은 0.054g(=0.154g/2.87)가 된다.

3.4 내진성능 비교

내진성능을 검토한 5개 교량을 다음과 같이 구분하고 해석결과를 표 15에 정리하였으며, 이로부터 아래와 같은 사항을 확인하였다:

- ① 해석대상교량 : 교각기둥 $\phi 1.8m$, 타설계의 강재받침 배치
- ② 1차 설계변경안 : 교각기둥 $\phi 1.3m$, 타설계의 강재받침 배치
- ③ 보강1안(강재받침 설계변경) : 교각기둥 $\phi 1.3m$, 교축 직각방향 다점고정
- ④ 보강2안(강재받침 설계변경) : 교각기둥 $\phi 1.3m$, 교축 직각방향+교축방향 다점고정
- ⑤ 최종 설계변경안 : 교각기둥 $\phi 1.1m$, 교축직각방향+교축방향 다점고정

• 해석대상교량으로 선정한 교량 ①은 내진설계를 수행하지 않은 교량으로 타설계가 완료된 경우다. 이와 같이

표 15 내진성능 비교

교량	교축방향 모드해석		연성파괴메카니즘 확보								기능수행수준	
			교각기둥				강재받침				교각기둥 실제 R	지진 가속도
	주기	C_s	탄성 지진력	R	설계 지진력	설계 강도	R	설계 지진력	설계 강도	요구 설계강도		
①	0.83	0.25	14226	3	4742	8830	1	1405	710	3274	1.61	0.096g
②	1.54	0.17	9486		3162	3190		1107		1428	2.97	0.052g
③					2134	574		740				
④					1.10	0.21		6402		560		
⑤	1.54	0.17	5059		1686	1760		416		433	2.87	0.054g

일반교량에서 교각기둥이 과다설계 되는 경우(그림 3의 P-M상관도 참조) 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 연결부분인 강재받침의 수평강도가 무리하게 요구되므로 현실적으로 불가능하게 된다. 현재 실무에서는 지진저감장치 도입 또는 지진력리교량으로 변경 등의 조치를 취하고 있으나 비용증가는 물론이고 또한 연성파괴메카니즘의 검토가 안 된다면 안전성이 담보되지 못하는 것은 일반교량과 같다.

- 교량 ②는 실제 응답수정계수가 설계기준에서 제시하는 응답수정계수에 근접하도록 교각기둥을 변경한 것으로 강재받침에 요구되는 수평강도가 교량 ①의 약 44% (=1428/3274) 임을 제시하고 있다. 그러므로 설계기준에서 제시한 바와 같이 응답수정계수를 적용하면 연성파괴메카니즘의 확보가 용이하다는 것을 알 수 있다.
- 교량 ②에 요구되는 강재받침의 수평강도 1428kN 또한 타 설계에서 결정된 수평강도 710kN의 2배 이상이므로 비용증가가 요구된다. 교량 ③은 강재받침이 분담하는 교축직각방향 수평력을 분담시킨 것으로 강재받침에 요구되는 수평강도 740kN은 타설계에서 결정된 수평강도 710kN에 동일한 수준이다. 그러므로 응답수정계수의 적용과 강재받침의 배치방식 수정과정 등을 수행하면 비용증가 없이 설계기준을 만족시킬 수 있다는 것을 확인할 수 있다.
- 교량 ④는 교량 ③에서 강재받침의 수평력을 교축직각방향만 분담토록 한 것을 교축방향도 분담하도록 한 경우로 이러한 배치는 교량의 전체강성을 증가시키는 역할을 하여 탄성지진력의 증가를 초래한다. 따라서 실제 응답수정계수는 2.0으로 감소되고 강재받침에 요구되는 수평강도 또한 829kN으로 증가하였다. 이는 1차 설계변경과 같은 과정이 요구됨을 의미한다.
- 교량 ⑤는 교량 ④에서 설계기준의 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 근접하도록 교각기둥을 변경한 것이다. 일반교량의 경우 강재받침의 수평력을 교축, 교축직각방향으로 분담시키고 교각기둥의 실제 응답수정계수가 설

계기준의 응답수정계수를 만족하도록 하면, 타설계에서 제시되는 구조부재의 강도를 증가하거나 지진저감장치 도입 등의 비용증가 없이 내진설계를 수행할 수 있음을 알 수 있다.

- 교량 ②, ③, ⑤와 같이 설계기준의 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 근접하도록 교각기둥을 변경한 경우, 강재받침의 수평강도가 설계지진력을 만족한다고 해도 내진설계에서 요구되는 연성파괴메카니즘은 확보되지 않는다는 것을 확인할 수 있다. 이는 현재 설계기준에 제시되어 있는 설계절차가 연성파괴메카니즘의 확보를 가정하고 있는 것이므로 이에 대한 보완, 즉 연성파괴메카니즘의 확보에 대한 검토조항의 추가가 요구된다.
- 기능수행수준은 교각기둥의 실제 응답수정계수에 의해 결정된다. 이는 내진설계개념이 의도하는 바로, LRFD 설계기준(AASHTO, 2004)에서 중요한 교량에 대해 응답수정계수를 차등적용하여 기능수행수준을 높이도록 하는 것도 같은 맥락이다. 그러므로 교량의 중요도에 따라 응답수정계수를 차등적용하여 기능수행수준을 조정할 수 있다는 것을 알 수 있다.

4. 결 론

이 연구에서는 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고, 도로교설계기준에 제시되어 있는 응답스펙트럼해석을 수행하였다. 이러한 해석과정으로부터 일반교량의 연성파괴메카니즘을 확보하기 위한 파괴메카니즘 검토과정을 그림 4의 흐름도와 같이 제시하였다.

- 우선 설계기준의 응답수정계수와 실제 응답수정계수가 근접하도록 교각기둥 단면을 결정하고 연결부분(강재받침)의 설계강도를 결정하여야 한다. 현재 대부분의 일반교량은 하부구조가 과다설계된 경우이므로, 이러한 설계변경은 교량의 강성을 감소하고 이에 의한 지진력 감소로 이어지며 결과적으로 연결부분이 부담하게 되는 수평력 감소로 연성파괴메카니즘의 확보를 용이하게 한다.

참 고 문 헌

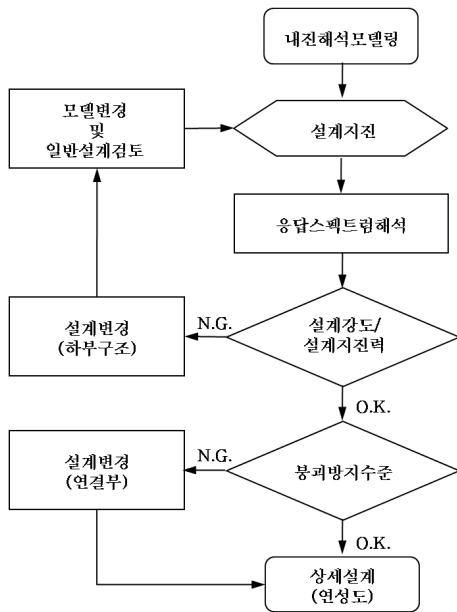


그림 4 내진설계 흐름도

한반도와 같은 중앙지역은 타설계에서 교각기둥의 설계단면이 결정되는 상황이 발생할 수 있으므로, 이러한 경우는 그 설계단면을 기준으로 실제 응답수정계수를 구하고 연성과파괴메카니즘을 확보하기 위한 강제받침의 설계강도를 결정한다.

- 강제받침의 설계강도를 결정하는 과정으로 전형적인 배치방식과 함께 강제받침의 기능변경 등을 적용한 설계변경안 등을 검토하여 강제받침에 요구되는 설계강도를 결정한다. 즉, 지지받침 개수를 증가하면 타설계에서 요구되는 강제받침의 수평강도로 충분히 교축 및 교축직각방향 지진력을 분담할 수 있으므로 내진설계로 인한 비용 증가를 고려하지 않아도 된다.

이 연구에서 대상으로 한 일반교량의 경우 내진설계로 인해 구조부재의 강도를 증가하거나 지진저감장치 도입 등의 비용증가는 불필요하며, 타설계에서 제시되는 구조부재의 강도 이내에서 내진성능을 확보할 수 있다는 것을 확인하였다.

감사의 글

이 논문은 2009학년도 부경대학교의 지원을 받아 수행된 연구임(PK-2009-39).

국승규, 김판배 (2002) 일반도로교의 내진해석모델 개발, 한국지진공학회 논문집, 6(4), pp.1~6.

국승규, 이동욱 (2009) 중진지역 교량 내진설계와 응답수정계수, 한국전산구조공학회 논문집, 22(1), pp.65~72.

김익현, 이종석, 이운복, 김원섭, 선창호 (2003) 50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특성, 한국지진공학회 논문집, 7(5), pp.25~36.

김태훈, 박영기, 김영진, 신현목 (2010) 중공 프리캐스트 세그먼트 PSC 교각의 성능평가, 한국지진공학회 논문집, 14(1), pp.51~62.

선창호, 김익현 (2009) 횡방향철근이 감소된 중공사각단면 교각의 내진거동 특성, 한국지진공학회 논문집, 13(3), pp.51~65.

송준엽, 권영봉, 김성곤 (2001) 반복하중을 받는 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구, 한국지진공학회 논문집, 5(6), pp.11~19.

이도형, 조규상, 전정문 (2008) 보수/보강 효과를 고려한 철근콘크리트교량의 내진응답해석, 대한토목학회 논문집, 28(4A), pp.611~622.

이재훈, 고성현, 최진호 (2005) Re-evaluated Overs trength 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.

AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition.

Midas IT (2001) Midas/Civil User Manual.

- 논문접수일 2010년 5월 7일
- 논문심사일 2010년 5월 7일
- 게재확정일 2010년 6월 21일