교각 강성과 교량의 붕괴기구

국 승 규^{1*}

¹부경대학교 토목공학과

Pier Stiffness and Bridge Collapse Mechanism

Seung-Kyu Kook^{1*}

¹Department of Civil Engineering, Pukyong National University, Busan, 48513, Korea

Abstract

While structures are designed within elastic range by other designs, plastic behavior of structures should be verified and controlled in order to prevent structural collapse by the earthquake resistant design. No Collapse Requirement for typical bridges is to avoid falling down of superstructure by way of plastic behavior of certain structural elements and to operate emergency vehicles after earthquake. Such plastic behavior is restricted to connections or pier columns and appropriate measures are required for each case. Earthquake Resistant Design part of Roadway Bridge Design Code provides design processes for Ductile Collapse Mechanism by forming plastic hinges at pier columns. Also for bridges with reinforced concrete piers ductility-based design processes are provided as an appendix constructing Brittle Collapse Mechanism with connection yielding. In this study, a typical bridge with steel bearing connections and reinforced concrete piers is selected and No Collapse Design procedure considering both Ductile and Brittle Collapse Mechanism is proposed together with revisions required for the Earthquake Resistant Design part.

Keywords : earthquake resistant design, plastic behavior, no collapse requirement, falling down of superstructure, ductile collapse mechanism, brittle collapse mechanism

1. 서 론

구조물의 일반설계에서 구조부재는 설계기준에 제시된 하중조합에 대해 탄성거동을 하도록 설계되고 모든 하중조합으로부터 가장 크게 산정된 소요강도보다 설계강도가 크도록 결정하며 하중조합을 구성하는 하중은 상시하중이거나 구조물의 설계수명 이내에 발생할 확률이 매우 큰 하중이다. 도로교 설계기준(ministry of land, Transport and Maritime Affairs, 2010)이 제시한 설계지진은 재현주기 500년의 가속도계수로 이 값은 연약지반에서 2배까지 증가하고 내진등급 I의 경우 재현주기 1000년의 가속도계수로 1.4배 증가하며 이러한 설계지진이 교량의 설계수명 이내에 발생할 확률은 10% 미만이다. 이와 같은 설계지진을 제시한 것은 지진발생 시 교량을 구성하는 구조부재의 소성거동을 규명하고 조정하여 안전성과 경제성을 최대한 반영한 붕괴기구를 구성함으로써

낙교를 방지하는 붕괴방지수준을 확보하기 위한 것으로 이는 지진발생 이후 인명구조, 질서유지 및 피해복구를 위해 긴급 차량의 통과를 가능하게 하는 조건이다.

상부구조, 연결부분, 하부구조 및 기초로 구성되는 일반 교량에서 상부구조와 기초의 소성거동은 낙교를 유발하므로 연결부분과 하부구조가 소성거동의 규명대상이다. 도로교설계 기준은 응답수정계수(response modification factor: R)를 적용하여 교각기둥에 소성힌지를 형성하고 기초에서 하부 구조로 전달되는 지진력을 차단하는 연성붕괴기구(ductile collapse mechanism)와 함께 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량에서 연결부분의 항복으로 하부구조에서 상부구조로 전달되는 지진력을 차단하는 취성붕괴기구(brittle collapse mechanism)를 부록으로 제시하고 있다. 이 연구에서는 문형 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반 교량을 대상으로 연성붕괴기구와 취성붕괴기구를 모두 고려하여

* Corresponding author:

Tel: +82-51-629-6075; E-mail: skkook@pknu.ac.kr
Received February 22 2016; Revised March 15 2016;
Accepted March 16 2016

©2016 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

붕괴방지설계를 수행하는 절차를 구성하고 이 과정에서 도출되는 문제점과 보완사항을 제시하고자 한다.

2. 붕괴방지설계

2.1 해석대상교량 및 설계조건

Fig. 1(a)에 제시한 평면도 및 종단면도와 같이 해석대상 교량은 총연장 100m(30+40+30)이고, 교각 P1에 고정받침을 배치한 일반 강재받침으로 구성되어 있으며 교각위치의 횡단면도(b)에서 상부구조는 콘크리트 상판, 강재 가로보 및 2연 강상자형이고 하부구조는 문형 교각(콘크리트 원형 교각기둥 $\phi 1.8\text{m}$)이다. 폭 2.3m, 평균높이 2.3m의 변단면 강상자형에 사용된 강재는 SM490이고, 상판과 교각에 각각 사용된 콘크리트의 설계강도는 27MPa/24MPa, 사용철근은 SD400/SD300이다.

범용 구조해석프로그램 Midas/Civil(Midas IT, 2004)을 사용하여 다중모드스펙트럼해석을 수행하기 위한 3차원 해석모델은 Fig. 2와 같다. 상판은 플레이트요소, 강재받침은 절점요소를 사용하였으며 강상자형, 가로보, 캡빔, 교각기둥은 보요소를 사용하여 모델링하였다. 상부구조의 중심위치에 상판과 강상자형 요소를 배치하였으므로 강상자형 당 2개의 강재받침은 움직임이 동일한 것으로 간주하여 1개의 절점으로 구속방향 단면력만을 전달하도록 모델링하였다. 강상자형과 강재받침과의 연결 및 강재받침과 캡빔과의 연결은 무한강성 요소를 사용하였으며 교각의 하단은 고정지점, 교대와 연결되는 강재받침 절점은 강재받침의 가동방향을 고려한 지점으로 경계조건을 설정하였다.

탄성해석인 다중모드스펙트럼해석의 해석결과는 구조부재의 실제 항복과는 무관하므로 붕괴기구를 검토하기 위해서는

Fig. 2 Spatial model

강재받침과 교각기둥의 항복강도분포(Kook, 2014) 및 설계 지진에 의해 발생하는 작용력(action force)을 산정하고 강도/작용력 비로부터 먼저 항복하는 구조부재를 결정한다. 항복강도분포의 하한과 상한은 각각 설계강도와 초과강도(overstrength)이고 작용력은 강재받침과 교각기둥에서 산정되는 단면력이다. 단면력을 산정하기 위해 적용한 설계조건은 지진구역 I, 내진 I 등급교, 지반종류 II로 지진구역 I에 해당하는 지진구역계수는 0.11이고 내진 I 등급교이므로 평균재현주기 1000년에 해당하는 위험도계수 1.4를 적용하면 가속도계수 A 는 0.154가 된다. 지반종류 II에 해당하는 지반계수 $S(1.2)$ 를 적용하면 도로교설계기준 6.5.2(1)에 제시된 탄성지진응답계수 C_s 는 식 (1)과 같다. 모드해석결과 교축/교측직각 방향의 저차모드 주기는 0.83초/0.31초, C_s 는 0.251/0.484가 산정되므로 교축직각방향 C_s 는 0.385가 적용된다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{T^{2/3}} \leq 2.5A (= 2.5 \times 0.154 = 0.385) \quad (1)$$

(a) Plan & longitudinal view

(b) Section view

Fig. 1 Analysis bridge

Table 1 Orthogonal seismic force & action force

load case	structural member	orthogonal seismic force		action force
		longit.	trans.	
LC1	steel bearing(kN)	682	417	799
	pier column(kN·m)	14185	1250	14240
LC2	steel bearing(kN)	251	1388	1411
	pier column(kN·m)	4490	3990	6007

Table 2 Strength / action force ratio

load case	M_a (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d	λ_o	M_o (kN·m)	M_d/M_a	M_o/M_a
LC1	14240	9660	1.474	1.324	12790	0.678	0.898
LC2	6007	10330	0.582	1.279	13212	1.720	2.199

교축/교축직각 방향 스펙트럼해석을 수행하여 구한 하중경우 1, 2의 탄성지진력(직교지진력)과 사하중을 조합한 하중조합 1, 2(load case 1 & 2; 이하 LC1, LC2)로부터 강제받침과 교각기둥의 단면력을 산정하였다. 작용력으로 Table 1에 제시한 단면력은 강제받침의 수평력 H_d 와 교각기둥 하단의 휨모멘트 M_d 이고 교각 P1의 고정받침과 교각기둥 하단에서 결정되었다.

P-M상관도(Lee, 1999)를 사용하여 교각기둥의 공칭강도(nominal strength: M_n)를 구하고 설계강도 M_d 는 도로교 설계기준 6.8.2.4(1)의 강도감소계수 1.0을 적용하여 결정하므로 공칭강도와 같다. 초과강도 M_o 는 식 (2)에 제시한 도로교설계기준 6.8.2.5(5)의 휨초과강도계수 λ_o 와 M_n 을 곱한 값이고 여기서 R 은 설계에 사용한 실제 응답수정계수 $R_d(=M_d/M_a)$ 를 사용하므로 Table 2와 같이 λ_o 는 하중조합 LC1/LC2에서 1.324/1.279가 산정되며 이는 AASHTO 3.10.9.4.3b(AASHTO, 2004)에 제시된 휨초과강도계수 1.3과 큰 차이는 없다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05R \quad (2)$$

Table 2에 제시한 바와 같이 교각기둥의 설계강도와 초과강도를 작용력에 대한 비(강도/작용력 비)로 구한 항복범위(yield range)는 LC1에서 0.678~0.898, LC2에서 1.720~2.199이고 이를 Fig. 3과 같이 도시하고 강제받침의 설계강도와 초과강도를 H_d , H_o 라 하면 이론적으로 다음과 같은 붕괴기구를 설정할 수 있다:

- LC2의 H_d/H_a 가 2.199보다 크도록 H_d 를 결정하면 LC1/LC2 모두 연성붕괴기구를 구성할 수 있고 H_d 는 3103kN($=1411 \times 2.199$)이 요구된다.
- LC1의 H_o/H_a 가 0.678보다 작도록 H_o 를 결정하면

Fig. 3 Yield range of pier column

LC1/LC2 모두 취성붕괴기구를 구성할 수 있고 H_o 는 542kN($=799 \times 0.678$)이 요구된다.

- LC1의 H_d/H_a 가 0.898보다 크고 LC2의 H_o/H_a 가 1.720보다 작은 경우 LC1은 연성붕괴기구, LC2는 취성붕괴기구가 된다. 이 경우 H_d 는 718kN($=799 \times 0.898$)보다 크고 H_o 는 2427kN($=1411 \times 1.720$)보다 작아야 한다.
- 강제받침과 교각기둥의 항복범위가 중복되는 경우는 붕괴기구를 결정할 수 없다.

LC1/LC2가 다른 붕괴기구를 구성하는 경우 또는 강제받침과 교각기둥의 항복범위가 중복되는 경우는 소성힌지의 형성과 낙교방지대책의 확보가 모두 요구되는 비경제적 방안이므로 배제하고 해석대상교량의 경우에 어떠한 붕괴기구를 선택할 것인가는 다음 사항의 검토가 요구된다:

- 연성붕괴기구를 구성하기 위해서는 3103kN의 H_d 와 교각기둥의 소성힌지가 요구되므로 H_d 의 적정성 검토와 함께 소성힌지가 형성될 수 있는 구조형식 및 소성힌지구간에서의 횡철근 시공성을 검토한다.
- 취성붕괴기구를 구성하기 위해서는 H_o (542kN)의 적정성 검토와 함께 상부구조가 하부구조로부터 분리되는 거동방식이므로 낙교방지대책 및 불가피한 상부구조의 파손을 검토한다.
- 붕괴기구가 구성되면 교량의 정상적 기능을 수행하는 한계에 해당하는 기능수행수준을 검토한다. 해석대상 교량의 경우 기능수행수준은 LC1에서 결정되고 연성붕괴기구는 교각기둥의 설계강도 M_d , 취성붕괴기구는 강제받침의 설계강도 H_d 에 해당하는 지진강도가 된다. 내진설계기준연구(ministry of land, Transport and

Maritime Affairs, 1997)에서 제시한 재현주기 50년과 100년의 위험도계수는 0.40, 0.57이고 가속도계수는 0.044, 0.063(가속도: 0.044g, 0.063g)이므로 탄성 거동 한계에 해당하는 가속도를 산정하여 기능수행수준을 제시할 수 있다.

2.2 연성붕괴기구

Table 2에 제시한 하부구조의 실제 응답수정계수 R_d 는 LC1/LC2에서 1.474/0.582이고, 이는 도로교설계기준 표 6.3.7에 제시된 하부구조의 R 인 교축방향(단일 기둥) 3, 교축직각방향(다주 가구) 5와는 차이가 크다. 그러므로 도로교설계기준 표 6.3.7의 R 에 근접하도록 시행착오법으로 교각기둥 단면을 구하고 변경된 교각기둥 단면으로 해석한 결과로부터 연성붕괴기구를 구성한다. 이와 같이 설계변경을 시행하는 경우 일반설계에서 요구되는 교각기둥의 최소 설계강도 M_{min} 보다 작은 단면은 선택할 수 없다.

시행착오법을 수행하여 교각기둥 단면 $\phi 1.2\text{m}$ 가 결정되었으며 설계변경교량의 교축/교축직각 방향의 저차모드 주기는 1.80초/0.45초, C_s 는 0.150/0.378로 해석대상 교량에 비해 주기는 2.17배/1.45배, C_s 는 59.8%/98.2%로 변경되었다. Table 3에 제시한 바와 같이 설계변경교량으로 산정한 강제받침과 교각기둥의 단면력(작용력)은 해석대상 교량의 약 60%다.

Table 3 Orthogonal seismic force & action force

load case	structural member	orthogonal seismic force		action force
		longit.	trans.	
LC1	steel bearing(kN)	410	295	505
	pier column(kN·m)	8487	865	8531
LC2	steel bearing(kN)	147	979	990
	pier column(kN·m)	2679	2729	3824

교각기둥의 경우 도로교설계기준 표 6.3.7의 R (LC1: 3, LC2: 5)을 적용한 설계지진력(design seismic force)인 휨모멘트 M_{dsf} 는 LC1에서 2844kN·m(=8531/3), LC2에서 765kN·m(=3824/5)이다. Table 4에 제시한 R_d 는 LC1, LC2에서 각각 2.743(=8531/3110), 1.108(=3824/3450)이 산정되므로 LC2에서 큰 차이가 발생하나 교각기둥 단면을 $\phi 1.2\text{m}$ 보다 작게 결정하는 경우 LC1에서 3을 초과하므로 $\phi 1.2\text{m}$ 로 결정하였다. 휨초과강도계수 λ_o 는 실제 응답수정계수 R_d 의 증가로 LC1/LC2에서 4.8%/2.0% 증가하였다. 상부구조와 교각의 연결부분에 적용하는 응답수정

계수는 1.0이므로 강제받침의 설계지진력인 수평력 H_{dsf} 는 H_u 와 동일하다. Table 3에서 LC1/LC2의 H_u 를 모두 만족하는 H_d 는 990kN이고 강제받침의 H_d , H_o 를 H_u 의 80%, 120%로 가정하면 H_o 는 1485kN(=990×1.2/0.8)이 산정되므로 LC1/LC2의 항복범위는 1.960~2.941, 1.0~1.5가 된다.

Table 4 Strength / action force ratio

load case	M_u (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d	λ_o	M_o (kN·m)	M_d/M_u	M_o/M_u
LC1	8531	3110	2.743	1.387	4314	0.365	0.506
LC2	3824	3450	1.108	1.305	4502	0.902	1.177

Fig. 4는 설계변경교량(교각기둥 단면 $\phi 1.2\text{m}$)으로 산정한 교각기둥과 강제받침의 항복범위를 도시한 것으로 LC1은 연성붕괴기구를 구성하나 LC2는 붕괴기구를 결정할 수 없다는 것을 확인할 수 있으며 이는 응답수정계수 R 의 적용으로 도로교설계기준이 의도하는 연성붕괴기구가 양방향 모두 구성되지 않는다는 것을 제시한다. 이 경우 LC2의 H_d/H_u 가 1.177보다 크도록 H_d 를 결정하면 양방향 모두 연성붕괴기구를 구성할 수 있으며 H_d 는 1165kN(=990×1.177)이 요구되고 이 값은 해석대상교량(교각기둥 단면 $\phi 1.8\text{m}$)에서 요구되는 H_d (3103kN)의 37.6%로 교각기둥의 강성에 의해 큰 차이가 발생한다는 것을 알 수 있다. 기능수행수준은 LC1의 M_d/M_u (=0.365)에 해당하므로 가속도계수 0.154를 곱한 0.056g가 되고 이는 재현주기 100년의 지진(가속도: 0.063g)에 대해 교축방향은 소성거동을 한다는 것을 제시한다.

Fig. 4 Collapse mechanism

2.3 취성붕괴기구

도로교설계기준 6.3.4(1)은 응답수정계수 R 을 적용하는 경우 6.8.3.4절의 소성힌지를 형성하기 위한 심부구속철근량을 배근하도록 규정하고 있고 (2)는 소성힌지구역에 요구되는 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우 연성도 내진설계에 의해 심부구속철근을 설계한다고 규정하고 있으므로 연성도 내진설계는 소성힌지를 형성하지 않고 취성붕괴기구를 구성하는 설계방식이다. 연성도 내진설계는 해석대상교량의 교각기둥 단면을 변경하지 않으므로 도로교설계기준 부록 식 (I.1)으로 정의한 식 (3)의 소요응답수정계수 R_{req} 를 구하고 이에 해당하는 심부구속철근 설계를 수행한다. M_{cl} 은 단면력(작용력) M_a , ϕM_n 은 설계강도 M_d 이므로 R_{req} 는 실제 응답수정계수 R_d 와 동일하다.

$$R_{req} = \frac{M_{cl}}{\phi M_n} \quad (3)$$

도로교설계기준 6.4.7.1(4)는 표 6.3.7의 응답수정계수를 적용하지 않는 경우 강재받침의 설계지진력인 수평력을 6.8.2.5의 최대 소성힌지력과 탄성지진력 중 작은 값으로 결정한다고 규정하고 있다. 탄성지진력은 Table 1에 제시한 작용력 H_a 이고 최대 소성힌지력은 문형 교각이므로 6.8.2.5 (4)에 따라 교축방향은 하단의 초과강도를 교각의 길이로 나누어 구하고 교축직각방향은 상단과 하단의 초과강도를 기둥 높이로 나누어 구한다. n 은 최대 소성힌지력을 분담하는 강재받침의 개수로 교축방향은 4개가 분담하고 교축직각방향은 1개가 전담한다. Table 5는 강재받침의 설계지진력인 수평력 H_{dsf} 를 산정한 결과로 LC1/LC2를 모두 만족하는 설계강도 H_d 는 1411kN이고 H_o 는 2117kN(=1411×1.2/0.8)이므로 LC1/LC2의 항복범위는 1.766~2.649, 1.0~1.5가 된다. Fig. 3에 강재받침의 항복범위를 추가한 Fig. 5로부터 LC1은 연성붕괴기구, LC2는 취성붕괴기구가 되므로 LC1은 연성도 내진설계에서 의도하지 않은 결과임을 확인할 수 있다.

2.1절에서 기술한 바와 같이 LC1의 H_o/H_a 가 0.678보다 작도록 H_o 를 결정하면 양방향 모두 취성붕괴기구를 구성할 수 있고 H_o 는 542kN(=799×0.678), H_d 는 361kN(=542×

Fig. 5 Collapse mechanism

0.8/1.2)이 요구된다. 이 경우에도 H_d 가 일반설계에서 요구되는 강재받침의 최소 설계강도 H_{min} 보다 작은 강재받침은 선택할 수 없으며 기능수행수준은 LC2 강재받침 H_d/H_a (361/1411=0.256)에 해당하므로 가속도계수 0.154를 곱한 0.039g이 되고 재현주기 50년의 지진에 대해 교축직각방향이 소성거동을 한다는 것을 제시한다.

2.4 붕괴방지설계 절차 및 요약

해석대상교량의 연성붕괴기구와 취성붕괴기구를 모두 고려한 설계과정을 Fig. 6의 붕괴방지 설계절차로 제시하였으며 붕괴기구를 선정하는 기준은 소성힌지의 형성 여부이고 교량에 작용하는 지진력을 좌우하는 교각기둥의 강성이 붕괴기구의 구성에 가장 중요한 사항을 확인하였다. 일반설계에서 요구되는 교각기둥과 강재받침의 최소 설계강도가 설계에 반영되어야 하는 것은 물론 도로교설계기준에는 명확하게 규정되지 않았으나 기능수행수준을 확보하기 위해 요구되는 설계강도가 고려되어야 한다. 또한 강재받침의 설계강도를 도로교설계기준의 설계지진력으로 결정하면 의도하는 붕괴기구가 구성되지 못하므로 교축/교축직각 방향으로 산정되는 교각기둥과 강재받침의 항복범위로 붕괴기구를 검토하는 과정이 수행되어야 한다.

Table 5 Design seismic force for steel bearings

load case	1(action force)			2(overstrength)						H_{dsf} (kN)
	H_a (kN)	R (-)	H_a/R (kN)	$\lambda_o M_n$ (kN·m)	$\sum \lambda_o M_n$ (kN·m)	L_s (m)	$(\sum \lambda_o M_n)/L_s$ (kN)	n	H_{λ_o} (kN)	
LC1	799	1	799	12790	25580	10.0	2558	4	640	1411
LC2	1411		1411	13212	52848	9.0	5872	1	5872

Fig. 6 No Collapse Design procedure

3. 결 론

도로교설계기준은 응답수정계수를 적용하여 연성붕괴기구를 구성하는 설계방식과 함께 철근콘크리트 교각기둥을 하부 구조로 하는 교량을 대상으로 응답수정계수를 적용하지 않고 취성붕괴기구를 구성하는 설계방식을 제시하여 붕괴방지 수준을 확보하도록 규정하고 있다. 이 연구에서는 강제받침과 문형 철근콘크리트 교각기둥을 연결부분과 하부구조로 하는 일반교량을 선정하고 연성붕괴기구와 취성붕괴기구를 모두 고려한 붕괴방지설계를 수행하였다. 다른 형식의 일반교량을 대상으로 검토가 수행되어야 할 것이나 이 연구에서 선정한 교량의 설계과정에서 제시된 사항은 붕괴기구를 선정하는 기준이 교각기둥의 소성흔지 형성여부라는 것과 붕괴기구의 구성에서 가장 중요한 역할이 교각기둥의 강성이라는 것이다. 또한 도로교설계기준이 의도한 붕괴기구의 구성 측면에서 검토한 결과 강제받침의 설계지진력 결정조항은 교각기둥과 강제받침의 항복범위를 사용하여 결정하는 조항으로 수정하는 것이 요구된다.

감사의 글

이 논문은 부경대학교 자율창의학술연구비(2015년)에 의하여 연구되었음.

References

- AASHTO (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, SI Units Third Edition.
- Kook, S.K. (2014) No Collapse Design for Typical Bridges, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 27(3), pp.163~172.
- Lee, S.J. (1999) RC Ghost - PM Diagram.
- Midas IT (2004) *Midas/Civil User Manual*, Ver. 6.3.0 (Release no. 1), Midas IT Co. Ltd..
- Ministry of Land, Transport & Maritime Affairs (1997) Research for Earthquake Resistant Design Standard (II).
- Ministry of Land, Transport & Maritime Affairs (2010) Roadway Bridge Design Code, Chapter 6: Earthquake Resistant Design pp.6-1~6-41, Appendix I1~I8.

요 지

일반설계에서 탄성거동을 전제로 구조물을 설계하는 것과 달리 내진설계는 구조물의 소성거동을 규명하고 조정하여 붕괴를 방지하는 것이 목적이다. 일반교량의 경우에 요구되는 붕괴방지수준은 교량의 특정한 구조부재의 소성거동으로 낙교를 방지하여 지진발생 이후에 긴급차량의 통과를 가능하게 하는 것이다. 이러한 소성거동은 연결부분 또는 교각기둥에 제한되고 각 경우에 적절한 조치가 요구된다. 도로교설계기준은 교각기둥에서 소성흔지를 형성하여 연성붕괴기구를 구성하는 설계방식과 함께 철근콘크리트 교각을 하부구조로 하는 교량을 대상으로 연결부분의 항복을 이용하여 취성붕괴기구를 구성하는 연성도 내진설계를 부록으로 제시하고 있다. 이 연구에서는 철근콘크리트 교각기둥과 강제받침으로 설계된 일반교량을 선정하고 연성붕괴기구와 취성붕괴기구를 모두 고려한 붕괴방지 설계절차 및 도로교설계기준에 요구되는 수정사항을 제안하였다.

핵심용어 : 내진설계, 소성거동, 붕괴방지수준, 낙교, 연성붕괴기구, 취성붕괴기구