J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea, 27(3)
pp.163~172, June, 2014
http://dx.doi.org/10.7734/COSEIK.2014.27.3.163

pISSN 1229-3059 eISSN 2287-2302
Computational Structural
Engineering Institute of Korea

일반교량의 붕괴방지설계

국 승 규[1†]

부경대학교 건설공학부

No Collapse Design for Typical Bridges

Seung-Kyu Kook[1†]

[1]Department of Civil Engineering, Pukyong National University, Busan, 608-739, Korea

Abstract

The purpose of earthquake resistant design for typical bridges is the No Collapse Design and the Earthquake Resistant Design Part of Roadway Bridge Design Code provides a design process to construct the Ductile Failure Mechanism for the bridge structure. However, if it is not practical to provide the Ductile Failure Mechanism due to structure types or site conditions, the Brittle Failure Mechanism is an alternative way to get the No Collapse Design. As well as the existing design process constructing the Ductile Failure Mechanism, the Earthquake Resistant Design Part provides a ductility-based design process as an appendix, which is prepared for bridges with reinforced concrete piers. According to the new design process, designer determines a required response modification factor for substructure and transverse reinforcement for confinement therefrom. In this study, a typical bridge with steel bearing connections and reinforced concrete piers is selected for which the existing as well as the ductility-based design processes are applied and different results from the two design processes are identified. Based on the results, an earthquake resistant design procedure is proposed in which designers should consider the two design processes.

Keywords : *typical bridges, No Collapse Design, Ductile Failure Mechanism, ductility-based earthquake resistant design, required response modification factor*

1. 서 론

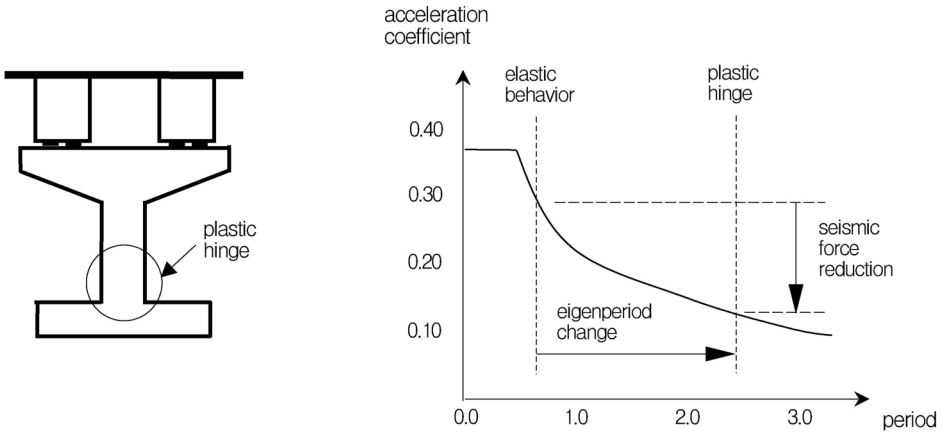
사회기반시설인 토목구조물의 설계에서 최우선으로 고려되는 사항은 안전성으로 경제성을 제고하기 위한 설계/시공 기술의 개발은 모두 안전성을 바탕으로 수행되어야 한다. 마찬가지로 토목구조물의 내진설계에서 최우선으로 고려되는 사항 또한 안전성이나 일반설계에서의 안전성과는 그 의미가 다르다. 내진설계에서 요구되는 안전성은 국부적인 파손을 허용하며 붕괴를 방지하도록 설계하는 것(붕괴방지설계)으로 이는 구조물 별로 각각의 구조특성에 따라 설계방식이 다르다. 교량의 붕괴방지설계에서 목적하는 바는 지진으로 인한 교량의 손상은 불가피하더라도 낙교의 발생을 방지하도록 설계하여 지진발생 이후 긴급차량의 통과를 가능하게 하는 것으로 이는 인명구조, 질서유지 및 피해복구를 위해 반드시 필요한 사항이기 때문이다.

중약진지역으로 구분되는 한반도에서 주로 발생하는 중약진에 대해서는 교량이 정상적인 기능(탄성거동)을 유지할 수 있는 가능성이 크다. 그럼에도 불구하고 지진발생 시 소성거동에 의한 붕괴(낙교)의 가능성을 배제할 수 없는 이유는 예측할 수 없는 강진의 발생 및 공진현상을 고려해야 하기 때문이다. 중약진이라 하더라도 교량구조물 고유주기와 지진파의 공진현상이 발생하면 구조물의 동적거동은 붕괴로 이어질 수 있다. 이와 같은 이유로 도로교설계기준 내진설계편(Ministry of Land, Transport & Maritime Affairs, 2010)에서 제시한 설계지진은 강진(재현주기 500년)이고, 이 값은 또한 내진등급 및 지반종류에 의해 2.8배까지 증가할 수 있으므로 이러한 설계하중에 대해 설계자는 소성거동을 전제한 붕괴방지설계를 수행하여야 안전성을 확보할 수 있다는 것이다.

내진설계편은 일반교량의 붕괴방지를 확보하는 설계방식으로 연성파괴메카니즘(Ductile Failure Mechanism)을 구

† Corresponding author:
Tel: +82-51-629-6075; E-mail: skkook@pknu.ac.kr
Received March 20 2014; Revised May 27 2014;
Accepted June 3 2014
©2014 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.



(a) Pier column (b) Elastic seismic response coefficient

Fig. 1 Ductile failure mechanism

성하는 설계절차를 제시하고 있다. 연성파괴메카니즘은 지진 발생 시 Fig. 1(a)와 같이 하부구조의 교각기둥에 소성힌지가 발생하도록 설계하는 것으로, 이는 Fig. 1(b)의 탄성지진 응답계수에 제시한 바와 같이 교량의 진동주기를 장주기로 변화하여 지진하중의 전달을 차단하며 상/하부구조의 일체성을 유지하는 방법이다. 연성파괴메카니즘을 구성하는 것이 구조형식 또는 시공성 측면에서 비합리적이면 취성파괴메카니즘(Brittle Failure Mechanism)의 구성으로 붕괴방지를 확보할 수 있다. 취성파괴메카니즘은 상/하부구조의 연결부분이 교각기둥보다 먼저 항복하도록 설계하는 것으로 지진하중의 전달을 차단하는 효과는 얻을 수 있으나 상/하부구조의 분리에 의해 상부구조의 구조적 손상이 예상되므로 상부구조의 재시공은 물론 보수기간 중 우회도로의 필요성 등 경제성 측면의 손실을 감수해야 한다.

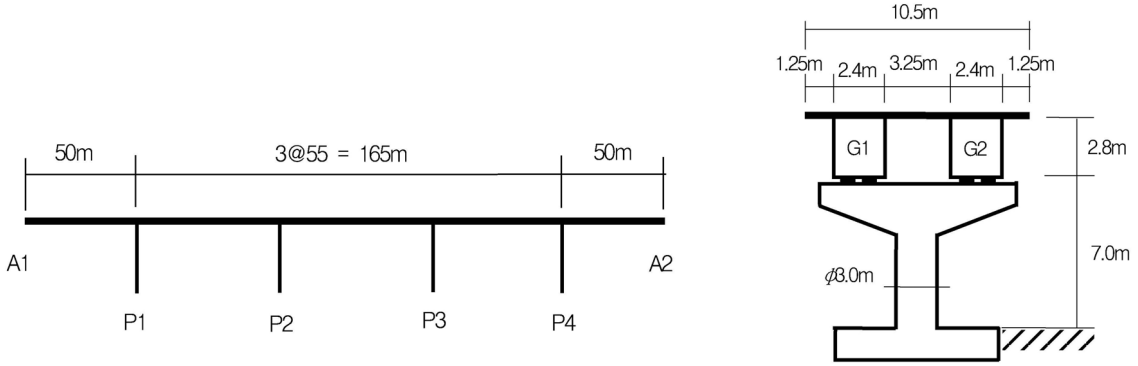
내진설계편은 최근개정에서 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량에 관한 새 규정 및 설계방식을 제시하였다. 새 규정으로는 철근콘크리트 교각기둥의 항복범위를 산정할 수 있는 규정과 연결부분의 설계지진력 결정에 관한 부분이다. 부록 I에 제시한 새로운 설계방식인 연성도 내진설계는 내진설계편에 제시된 응답수정계수(response modification factor : R)를 적용하는 기존 설계방식과 달리 설계자가 응답수정계수를 결정하여 적용할 수 있는 설계방식으로 교각기둥의 연성도를 조정(한정연성도)할 수 있는 설계방식이다(Lee *et al.*, 2002). 철근콘크리트 교각기둥의 항복범위를 산정할 수 있는 규정(내진설계편 6.8.2.4 & 5)은 철근콘크리트 교각기둥 항복강도의 해석적/실험적 연구결과(Lee *et al.*, 2005)로부터 제시한 초과강도(overstrength) 결정조항으로 파괴메카니즘 검토에 반드시 필요하다. 연결부분의 설계지진력 결정에 대한 규정(내진설계편 6.4.7.1)은 초과강도 규정의 도입으로 산정 가능한 교각기둥의 휨초과강도로 구한 전단력을 검토하는 것을 제시하고 있다. 한정연성도에 관한 연구로는 주철근 겹침이음의 영향에 대한 연구(Kim *et al.*, 2003; Chung *et al.*, 2003)와 심부구속철근량에 관한 연구(Park *et al.*, 2005; Sun *et al.*, 2009) 등이 있다. 연성도와 관련된 최근의 연구로는 결합원형띠철근의 내진성능 평가(Kim *et al.*, 2011) 및 축방향철근 겹침이음길이에 의한 거동특성(Kim *et al.*, 2012)이 있다. 결합원형띠철근의 내진성능평가 연구에서는 결합원형띠철근을 설계한 교각기둥의 경우 내진상세를 적용하면 충분한 변위연성도가 확보되는 반면 내진상세를 적용하지 않아도 다소의 변위연성도가 확보된다는 것을 제시하였으며 축방향철근 겹침이음길이의 연구에서는 겹침이음길이/기둥단면직경의 비에 의해 변위연성도가 달라지며 기둥단면직경이 작아지면 변위연성도가 증가한다는 것을 제시하고 있다.

일반교량의 붕괴방지설계를 수행하는 설계자는 기존 설계방식 또는 연성도 내진설계를 선택할 수 있으며 설계결과로 결정되는 기능수행수준(탄성거동 한계) 및 파괴메카니즘은 물론 다르다. 그러나 이러한 기능수행수준 또는 연성/취성 파괴메카니즘과 관계없이 내진설계의 목적인 낙교방지는 확보되어야 한다. 이 연구에서는 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량을 대상으로 기존 설계방식과 연성도 내진설계를 모두 적용한 설계결과로부터 두 설계방식의 차이점과 문제점을 도출하고 설계자가 내진설계를 수행하는 과정에서 고려해야 하는 설계절차를 제시하고자 한다.

2. 붕괴방지설계

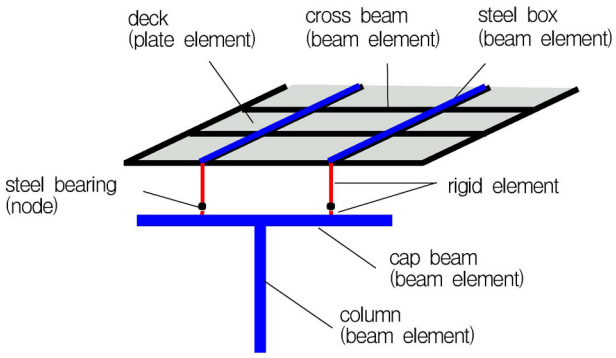
2.1 해석대상교량 및 설계조건

해석대상교량으로 선정한 일반교량은 Fig. 2에 제시한



(a) Longitudinal view (b) Section view

Fig. 2 Analysis bridge



(a) Modelling

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	−	−	−	•	−	−
	+	+	+	❙	+	+
G2	+	+	+	❙	+	+
	+	+	+	❙	+	+

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	−	−	−	•	−	−
G2	+	+	+	❙	+	+

(b) bearing arrangement(actual/model)

Fig. 3 Spectrum analysis model

(a) 종단면도 및 교각위치에서의 (b) 횡단면도와 같다. 상부구조는 2연 강상자형이고 연결부분은 강재받침이며 하부구조는 T형 콘크리트 교각기둥(원형) 4기로 구성된 총연장 265m(50+3@55+50)의 5경간교이다. 강상자형의 내부폭은 2.3m, 높이는 평균 2.8m의 변단면이고 사용강재는 SM490이며 콘크리트와 철근의 설계강도는 각각 27MPa, SD400(상판) 및 24MPa, SD300(하부구조)이다.

스펙트럼해석을 수행하기 위한 3차원 해석모델은 범용 구조해석프로그램 Midas/Civil(Midas IT, 2004)에 의거하여 구성하였으며 Fig. 3(a)와 같이 상부구조의 중심위치에 상판 플레이트 요소와 강상자형 보요소를 배치하고 연결부재(강상자형 보요소-강재받침 절점 및 강재받침 절점-캡빔 보요소)는 무한강성요소를 사용하였다. 교각기둥의 하단과 교대를 각각 고정단과 강재받침의 지점으로 모델링하였으며, 실제 배치를 고려한 강재받침의 모델링은 Fig. 3(b)에 제시한 바와 같다. 강재받침의 수평력은 강재받침 위치의 절점에서 구속방향 단면력만을 전달하도록 모델링하여 산정하였다. 설계조건으로는 지진구역Ⅰ, 내진Ⅰ등급교, 지반종류Ⅱ를 설정하였으므로 지진구역Ⅰ에 해당하는 지진구역계수(0.11) 및 평균재현주기 1000년에 해당하는 위험도계수(1.4)에 의한 가속도계수(A) 0.154, 지반종류Ⅱ에 해당하는 지반계수(S) 1.2를 적용하였다.

2.2 설계방식의 공통부분

두 설계방식에서 설계절차의 공통부분은 선정한 해석모델을 대상으로 모드해석과 스펙트럼해석을 수행하여 구조부재의 작용력을 산정하는 부분이다. 해석대상교량(ϕ3.0m)의 모드해석결과 교축/교축직각 방향의 저차모드 주기는 각각 0.539초/0.388초로 산정되었다. 탄성지진응답계수(C_s)는 내진설계편 6.5.2 (1)에 제시된 식 (1)을 적용하여 산정하며 여기서, T는 모드해석으로 결정되는 주기이다. 교축/교축직각방향 저차모드의 C_s는 각각 0.335/0.385로 결정된다.

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

교축/교축직각방향 스펙트럼해석을 수행한 결과로부터 구

Table 1 Action force(P3, ϕ3.0m)

load case	structural member	orthogonal seismic force		action force
		longitudinal	transverse	
LC1	steel bearing(kN)	2511	941	2681
	pier column(kN·m)	71104	12833	72253
LC2	steel bearing(kN)	879	3006	3132
	pier column(kN·m)	21731	36022	42069

한 탄성지진력(직교지진력)은 지진하중의 방향과 직교축의 방향이 불일치하는 경우를 감안하여 다음과 같이 하중경우 1과 2로 구분한다:

- 하중 경우 1 : 교축방향 직교지진력 100% + 교축직각 방향 직교지진력 30%
- 하중 경우 2 : 교축방향 직교지진력 30% + 교축직각 방향 직교지진력 100%

구조부재의 작용력은 두 하중경우와 사하중을 조합, 하중조합 1과 2(Load Case 1 & 2 ; 이하 LC1, LC2)를 구성하여 결정하며 교각기둥 단면과 강재받침 용량을 결정하는 작용력은 고정단이 설치되어 있는 교각 P3에서 Table 1과 같이 산정된다.

2.3 설계지진력 결정

Table 1에서 산정한 작용력을 기준으로 두 설계방식은 내진설계편 6.3.4절에 의해 다음과 같이 구별된다:

- 6.3.4 (1) : 표 6.3.7의 응답수정계수(R)를 적용하는 경우 6.8.3.4절의 소성힌지를 형성하기 위한 심부구속철근량 배근(기존 설계방식).
- 6.3.4 (2) : 6.8.3.4의 소성힌지를 형성하기 위한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우 부록 I의 연성도 내진설계를 적용하고 표 6.3.7의 응답수정계수는 적용하지 않음(연성도 내진설계).

그러므로 기존 설계방식의 흐름도는 Fig. 4와 같이 내진설계편에 제시된 하부구조의 R을 만족하도록 교각기둥 단면의 설계변경을 수행하고 교각기둥 단면이 결정되면 재해석결과로부터 교각기둥의 소성힌지를 확보하는 심부구속철근 및 강재받침의 용량을 결정한다. 반면 연성도 내진설계는 교각기둥 단면을 변경하지 않으므로 Fig. 5의 흐름도와 같이 처음 수행한 해석결과인 교각기둥의 작용력과 설계강도로부터 소요응답수정계수(R_{req})를 산정하고 강재받침의 용량을 결정한다. 교각기둥의 한정연성도는 R_{req}에 상응하는 심부구속철근을 설계하여 확보한다.

2.3.1 기존 설계방식

1) 교각기둥 설계

Table 1의 작용력에 R을 적용하여 구한 교각기둥의 설계지진력은 Table 2와 같다. 교각기둥의 설계강도는 P-M상관도(Lee, 1999)에 의해 공칭강도를 결정하고 내진설계편 6.8.2.4 (1)의 강도감소계수 1.0을 적용하여 결정하므로 공칭강도와 같다. Table 2의 설계지진력(LC1; 24084kN·m)과 설계강도(46550kN·m)의 차이는 R이 만족되지 않았다는 것을 제시한다. 기존 설계방식은 설계지진력≅설계강도 조건을 만족해야 하므로 교각기둥 단면을 감소하는 설계변경이 요구되며 시행착오법을 수행한 결과 교각기둥 단면은 ϕ2.3m로 결정된다. ϕ2.3m 교각기둥으로 수행한 모드해석결과는 교축/교축직각 방향의 저차모드 주기가 각각 0.863초/0.583초, C_s는 각각 0.245/0.318로 결정되며 교각기둥의

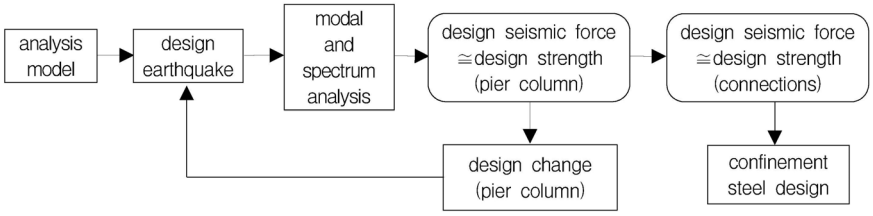


Fig. 4 Flow chart of the conventional design

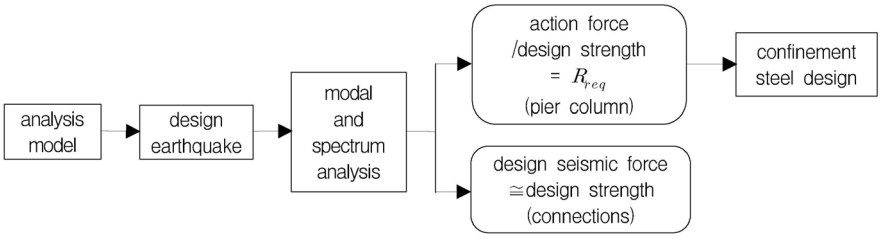


Fig. 5 Flow chart of the ductility-based design

Table 2 Design seismic force, design strength(ϕ3.0m)

load case	action force (kN·m)	R (-)	design seismic force (kN·m)	nominal strength (kN·m)	design strength (kN·m)
LC1	72253	3	24084	46550	46550
LC2	42069		14023	46550	46550

Table 3 Action force, Design seismic force & design strength(ϕ2.3m)

load case	structural member	orthogonal seismic force		action force	R	design seismic force	nominal strength	design strength	R_d
		longitudinal	transverse						
LC1	steel bearing(kN)	2261	834	2410					
	pier column(kN·m)	64001	11125	64961	3	21654	23520	23520	2.76
LC2	steel bearing(kN)	768	2727	2833					
	pier column(kN·m)	19354	31819	37242	3	12414	23520	23520	1.58

Table 4 Confinement steel ratio ρ_s(ϕ2.3m)

f_{ck} (MPa)	f_{yh} (MPa)	A_g (10^6mm^2)	A_c (10^6mm^2)	A_g/A_c (-)	ρ_s(-)	
					(2)	(3)
24	300	4.1548	3.6644	1.134	0.0048	0.0096

설계변경에 의해 교축/교축직각 방향에서 저차모드 주기는 각각 1.60배/1.50배 증가하고 C_s는 각각 73.1%/82.6%로 감소한다는 것을 알 수 있다. 직교지진력과 작용력 및 교각기둥의 설계지진력과 설계강도는 Table 3과 같고, LC1의 작용력/설계강도 비 2.76(=64961/23520)을 설계응답수정계수(이하 R_d)라 하면, 이 값은 내진설계편의 R(=3)을 만족한다고 할 수 있다.

심부구속 횡방향철근량을 결정하기 위한 원형기둥의 나선철근비 ρ_s는 식 (2)와 (3)(내진설계편 6.8.3.4 식 (6.8.10)과 (6.8.11))을 적용하여 구한 큰 값으로 결정한다.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \text{ or } \rho_s = 0.12\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \qquad (2),\ (3)$$

여기서, A_g는 기둥의 총단면적, A_c는 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적, f_{ck}는 콘크리트 설계기준 압축강도, f_{yh}는 횡방향철근의 설계기준 항복강도이다. Table 4에 제시한 바와 같이 ρ_s는 식 (3)으로부터 0.0096으로 결정된다.

2) 강재받침 용량

내진설계편 6.4.7.1(4)는 연결부분의 설계지진력을 Table 3의 작용력과 교각의 최대 소성힌지력으로 산정한 전단력 중 작은 값으로 하며 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각하단의 휨초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다고 규정하고 있다. 교각기둥의 초과강도는 공칭강도에 식 (4)(내진설계편 6.8.2.5(5)② 식 (6.8.3))의 휨초과강도계수 λ_o를 적용하여 산정한다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05R \qquad (4)$$

여기서, R은 설계에 사용한 실제 응답수정계수 R_d와 동일하므로 λ_o는 각 하중조합에 대해 산정된다. LC1/LC2의 λ_o는 1.388/1.329가 결정되며, 이는 AASHTO(AASHTO, 2004)에 제시된 초과강도계수 1.3의 1.068배/1.022배로 큰 차이는 없다. Table 3에 제시한 강재받침의 작용력과 교각기둥의 초과강도로부터 구한 전단력을 비교하여 설계지진력을 결정한 결과는 Table 5와 같다. n은 최대 소성힌지력을 분담하는 강재받침의 개수로 강재받침 배치(Fig. 3, 고정단 교각 P3)에 의해 교축방향은 4개가 분담하고 교축직각방향은 1개가 전담한다. 그러므로 LC1과 LC2를 모두 만족하는 경우 1의 2833kN과 경우 2의 4465kN 중 작은 값 2833kN이 설계지진력이고 용량을 결정하는 기준이 된다.

3) 파괴메카니즘

파괴메카니즘의 규명은 구조부재의 항복강도분포를 고려하

Table 5 Design seismic force of steel bearings(ϕ2.3m)

load case	1(action force)			2(overstrength)					design seismic force (kN)
	action force (kN)	R (-)	action force/R (kN)	$\lambda_o M_n$ (kN·m)	L_s (m)	$\lambda_o M_n/L_s$ (kN)	n	shear force (kN)	
LC1	2410	1	2410	32646	7.0	4664	4	1166	2833
LC2	2833		2833	31258		4465	1	4465	

Table 6 Yielding range of pier column(ϕ2.3m)

load case	action force (kN·m)	design strength (kN·m)	overstrength (kN·m)	design strength /action force ratio	overstrength /action force ratio
LC1	64961	23520	32646	0.362	0.503
LC2	37242	23520	31258	0.632	0.839

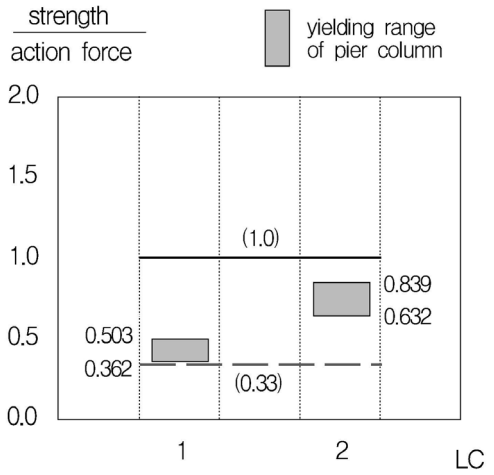


Fig. 6 Failure mechanism(ϕ2.3m)

여야 하며 항복강도의 하한과 상한은 각각 설계강도와 초과강도가 된다(Kook, 2009). 각 하중조합의 강도/작용력 비로 항복범위를 산정한 결과는 Table 6과 같고, 이를 Fig. 6과 같이 도시하면 파괴메카니즘을 용이하게 검토할 수 있다.

Fig. 6에서 강도/작용력 비 0.33을 표기한 점선은 R(=3)을 적용한 교각기둥의 설계지진력을 의미하며 1.0으로 표기한 실선은 강재받침의 설계지진력을 의미한다. 교각기둥의 기능수행수준은 항복강도의 하한(설계강도)이므로 LC1에서 설계지진의 0.362배임을 알 수 있다. 교각기둥 항복강도의 상한(초과강도)은 LC1과 LC2에서 각각 설계지진의 0.503배, 0.839배이므로 강재받침의 설계지진력(설계지진의 1.0배)으로 용량을 결정하면 LC1, LC2 모두 연성파괴메카니즘이라는 것을 확인할 수 있다.

2.3.2 연성도 내진설계

1) 심부구속철근

연성도 내진설계는 교각기둥 단면을 변경하지 않으므로 해석대상교량(ϕ3.0m)의 작용력(Table 2)으로부터 소요응답수정계수 R_{req}를 결정하고 이에 해당하는 심부구속철근 설계를 수행한다. R_{req}는 다음 식 (5)(내진설계편 부록 식 (I.1))로 결정한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \tag{5}$$

여기서, M_{el}은 교각기둥의 작용력, ϕM_n은 교각기둥의 설계강도이므로 R_{req}는 기존 설계방식의 R_d와 동일하다. Table 2에 제시한 교각기둥의 작용력과 설계강도로부터 구한 R_{req} 및 식 (4)를 적용하여 산정한 초과강도는 Table 7과 같다.

R_{req}에 해당하는 심부구속철근 설계는 소요변위연성도 μ_Δ, 소요곡률연성도 μ_ϕ를 산정하고 이로부터 나선철근비 ρ_s를 결정하는 과정으로 수행한다. R_{req}가 1.0 이상인 소성힌지구역의 소요변위연성도 μ_Δ는 식 (6), (7)(내진설계편 부록 식 (I.2), (I.3))로 결정하며 소요변위연성도의 최대값 $\mu_{\Delta,\max}$는 식 (8)(내진설계편 부록 식 (I.4))로 결정한다.

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR} R_{req} \tag{6}$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right)\frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \qquad (T < 1.25T_s) \tag{7}$$

$$\lambda_{DR} = 1.0 \qquad (T \geq 1.25T_s)$$

Table 7 Design seismic force, design strength and overstrength(ϕ3.0m)

load case	action force (kN·m)	nominal strength (kN·m)	design strength (kN·m)	R_{req} (-)	λ_o (-)	overstrength (kN·m)
LC1	72253	46550	46550	1.55	1.328	61800
LC2	42069	46550	46550	0.90	1.295	60282

Table 8 Required displacement ductility μ_Δ and required curvature ductility μ_ϕ(ϕ3.0m)

load case	T (s)	$1.25T_s$ (s)	action force (kN·m)	design strength (kN·m)	R_{req} (-)	λ_{DR} (-)	μ_Δ (-)	L_s (m)	μ_ϕ (-)
LC1	0.539	0.550	72253	46550	1.55	1.007	1.56	7.0	5.28
LC2	0.388		42069	46550	0.90	-	-		-

Table 9 Confinement steel ratio ρ_s(ϕ3.0m)

μ_ϕ (-)	f_{ck} (MPa)	f_{yh} (MPa)	P_u (10^6N)	A_g (10^6mm^2)	A_{st} (cm^2)	ρ_l (-)	α (-)	β (-)	γ (-)	ρ_s (-)
5.28	24	300	10.417	7.0686	1080	0.0153	1.881	0.737	0.00053	0.00142

Table 10 Design seismic force of steel bearings(ϕ3.0m)

load case	1(action force)			2(overstrength)					design seismic force (kN)
	action force (kN)	R (-)	action force/R (kN)	$\lambda_o M_n$ (kN·m)	L_s (m)	$\lambda_o M_n/L_s$ (kN)	n	shear force (kN)	
LC1	2681	1	2681	61800	7.0	8829	4	2208	3132
LC2	3132		3132	60282		8612	1	8612	

Table 11 Yielding range of pier column(ϕ3.0m)

load case	action force (kN·m)	design strength (kN·m)	overstrength (kN·m)	design strength /action force ratio	overstrength /action force ratio
LC1	72253	46550	61800	0.644	0.855
LC2	42069	46550	60282	1.107	1.433

$$\mu_{\Delta,\max} = 2\left(L_s/h\right) \le 5.0 \tag{8}$$

여기서, λ_{DR}은 변위연성도-R_{req} 상관계수, T_s는 통제주기(지반조건 II의 경우 0.44초), T는 주축방향 1차모드의 주기이고 L_s는 기둥 길이, h는 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께이므로 해석대상교량(ϕ3.0m)의 경우 $\mu_{\Delta,\max}$는 4.7 (L_s=7.0, h=3.0)이다. 소요곡률연성도 μ_ϕ는 식 (9)(내진설계편 부록 식 (I.5))로 산정하며 μ_Δ, μ_ϕ는 Table 8에 제시한 바와 같이 LC1에서 각각 1.56, 5.28이 결정된다.

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5\left\{0.7 + 0.75\left(\frac{h}{L_s}\right)\right\}}{0.13\left(1.1 + \frac{h}{L_s}\right)} \tag{9}$$

나선철근비 ρ_s는 식 (10)~(13)(내진설계편 부록 식 (I.7)~(I.10))으로 결정하며 P_u는 기둥의 계수축력, f_y는 축방향철근의 설계기준 항복강도, ρ_l은 기둥의 축방향철근비 (A_{st}/A_g)다. ϕ3.0m 교각기둥($f_y = f_{yh}$)의 경우 ρ_s는 Table 9와 같이 0.00142로 결정된다.

$$\rho_s = 0.008\,\alpha\,\beta\,\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \tag{10}$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1)\,\frac{P_u}{f_{ck}A_g} + 0.8\mu_\phi - 3.5 \tag{11}$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12, \quad \gamma = 0.1\left(\rho_l - 0.01\right) \tag{12), (13}$$

2) 강재받침 용량

강재받침의 설계지진력은 Table 2에 제시한 강재받침의 작용력과 Table 7에 제시한 교각기둥의 초과강도로부터 구한 전단력을 비교하여 결정하며 결과는 Table 10과 같다. LC1과 LC2를 모두 만족하는 경우 1의 3132kN이 설계지진력이고 용량을 결정하는 기준이 된다.

3) 파괴메카니즘

Table 7로부터 각 하중조합에서 산정되는 교각기둥의 항복범위를 강도/작용력 비로 구한 결과는 Table 11 및 Fig. 7과 같다. 교각기둥의 기능수행수준은 LC1에서 설계지진의 0.644배이다. 연성도 내진설계는 교각기둥의 소성힌지를 설

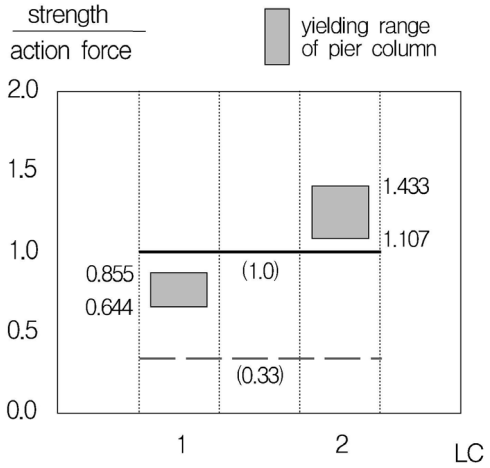


Fig. 7 Failure mechanism(ϕ3.0m)

계하지 않으므로(한정연성도) 연결부분의 항복이 우선하는 취성파괴메카니즘을 구성하여 붕괴방지설계를 수행한다. 교각기둥 항복강도의 하한(설계강도)은 LC1과 LC2에서 각각 설계지진의 0.644배, 1.107배이므로 강재받침의 설계지진력(설계지진의 1.0배)으로 용량을 결정하면 LC1은 연성도 내진설계에서 의도하지 않는 교각기둥의 소성거동을 배제할 수 없고 LC2는 강재받침 항복강도의 상한(초과강도)을 검토해야 취성파괴메카니즘을 확인할 수 있다.

2.4 설계결과 비교/검토

내진설계편에 제시된 두 설계방식을 적용하여 교각기둥과 강재받침을 설계한 결과를 Table 12(① 기존 설계방식, ② 연성도 내진설계)에 정리하였다.

- 교각기둥 항복강도의 하한은 기존 설계방식의 경우 설계지진의 0.362배, 연성도 내진설계의 경우 설계지진의 0.644배이다. 그러므로 교각기둥의 항복을 기준으로 산정한 기능수행수준은 기존 설계방식 0.040g, 연성도 내진설계 0.071g이다.
- 기존 설계방식과 연성도 내진설계에서 요구되는 나선철근비는 각각 0.00960과 0.00142로 6.76배의 차이가 있다.
- 설계지진력으로 강재받침의 용량을 결정하면 기존 설계방식의 경우는 연성파괴메카니즘이 확보되는 반면 연성도 내진설계의 경우는 LC1에서 교각기둥의 소성거동이 예상되고 LC2에서는 취성파괴메카니즘을 확인하기 위한 검토가 요구된다.

이와 같이 두 설계방식을 적용하여 교각기둥 단면, 나선철근비 및 강재받침 용량을 결정하는 경우의 차이점과 문제점은 다음과 같이 정리할 수 있다:

■ 기존 설계방식

- 내진설계편의 R을 만족하도록 교각기둥 단면을 구하고 강재받침 용량을 설계지진력으로 결정하면 연성파괴메카니즘이 확보되므로 설계기준이 의도하는 붕괴방지설계를 수행할 수 있다. 그러나 타설계의 하중조합에서 요구되는 교각기둥의 최소단면은 R의 적용으로 감소할 수 없으므로 이러한 경우 R을 만족하는 설계는 불가능하다. 즉, 타설계에서 교각기둥 ϕ3.0m가 최소단면으로 제시되는 경우 연성도 내진설계 결과와 같은 파괴메카니즘이 구성되며 이로부터 연성파괴메카니즘을 확보하는 설계가 합리적인가에 대한 검토가 필요하다.
- 교각기둥의 기능수행수준 0.040g는 상대적으로 낮아 중약진에도 교각기둥의 손상이 발생하여 빈번한 보수가 필요하며 또한 교각기둥의 소성힌지 생성을 위한 나선철근비는 연성도 내진설계 보다 6.76배가 요구되므로 시공성을 검토해야 한다.

■ 연성도 내진설계

- 교각기둥의 기능수행수준은 상대적으로 높은 0.071g로 중약진에 대한 손상발생확률이 낮아지므로 중요도가 높은 교량에 적용하는 설계방식과 같은 결과를 제시한다(Kook, 2012). AASHTO LRFD(AASHTO, 2004)는 교량의 중요도에 따라 R을 차등 적용하여 높은 기능수행수준을 확보하도록 규정하고 있다.
- 연성도 내진설계의 나선철근비는 소성힌지 생성이 목적은 아니므로 취성파괴메카니즘을 확보하고 전단키 등의 낙교방지대책을 제시하여야 한다. 설계지진력으로 강재받침의 용량을 결정하면 취성파괴메카니즘을 확보하지 못하는 결과가 발생하므로 파괴메카니즘의 검토결과를 바탕으로 용량을 결정해야 한다.

검토결과를 바탕으로 두 설계방식을 모두 적용하는 설계절차의 예를 제시하면 다음과 같다. 타설계에서 요구되는 교각기둥 최소 단면을 ϕ2.0m(경우 1), ϕ3.0m(경우 2)로 가정하면 설계기준의 응답수정계수에 부합하는 교각기둥 단면은 ϕ2.3m이므로 경우 1의 설계단면은 ϕ2.3m, 경우 2의 설계단면은 ϕ3.0m가 된다. 교각기둥의 기능수행수준은 각각 0.040g, 0.071g이므로 요구되는 기능수행수준의 만족여부를 검토하고 두 경우 모두 연성 또는 취성 파괴메카니즘을 구성하기 위해 요구되는 강재받침의 용량을 Table 13과 같

Table 12 Design results of pier column & steel bearing

	load case	pier column						steel bearing(kN)	
		ϕ (m)	action force (design seismic force) (kN·m)	R_{req} (-)	design strength (overstrength) (kN·m)	serviceability limit state	ρ_s (-)	elastic seismic force (overstrength)	design seismic force
①	LC1	2.3	64961(21654)	2.76	23520(32646)	0.040g	0.00960	2410(1166)	2833
	LC2		37242(12414)	1.58	23520(31258)			2833(4465)	
②	LC1	3.0	72253(24084)	1.55	46550(61800)	0.071g	0.00142	2681(2208)	3132
	LC2		42069(14023)	0.90	46550(60282)			3132(8612)	

Table 13 Steel bearing capacity for 4 cases

case	column design section	failure mechanism	steel bearing capacity(kN)
1	ϕ2.3m	ductile	2833×0.839 = 2377
		brittle	2833×0.362 = 1026
2	ϕ3.0m	ductile	3132×1.433 = 4488
		brittle	3132×0.644 = 2017

이 구한다. 취성 파괴메카니즘의 경우 강재받침의 용량으로 기능수행수준이 결정되므로 요구되는 기능수행수준의 만족여부를 재검토한다. 설계자는 연성/취성 파괴메카니즘의 문제점(소성힌지의 시공성, 낙교방지대책의 기능성 등)을 검토하여 설계방식을 선택하며 교각기둥의 연성도는 해당 설계방식에 의해 나선철근비를 결정하고 상세설계를 수행한다.

3. 결 론

도로교설계기준 내진설계편은 기존 설계방식과 함께 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량에 적용하는 설계방식으로 연성도 내진설계를 부록으로 제시하고 있다. 교량 내진설계의 목적인 붕괴방지설계는 설계방식의 선택과는 무관하게 확보되어야 한다. 이 연구에서는 강재받침과 철근콘크리트 교각기둥을 연결부분과 하부구조로 하는 일반교량을 선정하고 두 설계방식을 모두 적용한 설계결과를 파괴메카니즘의 구성 측면에서 비교/검토하여 설계자가 내진설계를 수행하는 과정에서 고려해야 하는 두 설계방식의 차이점과 문제점을 정리하였다. 두 설계방식을 모두 적용하는 설계절차의 구성 및 파괴메카니즘의 검토 규정은 내진설계편에서 보완이 요구되는 사항이다.

감사의 글

이 논문은 부경대학교 자율창의학술연구비(2013년)에 의하여 연구되었음.

Reference

AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units Third Edition.

Chung, Y.S., Song, H.J., Lee, D.H. (2003) Safety Evaluation and Retrofit of Flexure-Shear RC Bridge Piers with Lap Spliced Longitudinal Steels, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, 23(6-A), pp. 1155~1163.

Kim, I.H., Sun, C.H., Lee, S.H., Park, K.S., Seo, H.Y. (2012) Seismic Behavior of Circular Sectional RC Bridge Columns with Various Lap-splice Lengths, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 16(6), pp.47~56.

Kim, T.H., Park, K.S., Kang, H.T. (2003) Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Bridge Columns with Interlocking Circular Hoops, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 15(6), pp.81~90.

Kim, T.H., Park, H.Y., Kim, B.S., Shin, H.M. (2003) Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap Splices, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 7(3), pp.31~38.

Kook, S.K. (2009) Seismic Design of Bridges in Moderate Seismic Region and Response Modification Factors, *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, 22(1), pp.65~72.

Kook, S.K. (2012) Serviceability Limit State and Response Modification Factors, *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, 25(2), pp.149~154.

Lee, J.H., Ko, S.H., Choi, J.H. (2005) Re-evaluated Overstrength Factor for Capacity Design of Reinforced Concrete Bridge Column, Earthquake Engineering Research Center, *2004 Annual Report*.

Lee, J.H., Son, H.S., Ko, S.H., Choi, J.H. (2002) Ductility Demand based Seismic Design for RC Bridge Columns, *2002 Proceeding of the EESK Workshop*, pp.316~321.

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 (2010) Roadway Bridge Design Code, Ch.6: Earthquake Resistant Design pp. 6-1~6-41, Appendix I1~I8.

Park, C.K., Lee, D.H., Lee, B.K., Chung, Y.S. (2005) Aseismatic Performance Analysis of Circular RC Bridge Piers Ⅱ. Suggestion for Transverse Steel Ratio, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 17(5), pp.775~784.

Sun, C.H., Kim, I.H. (2009) Seismic Characteristics of Hollow Rectangular Sectional Piers with Reduced Lateral Reinforcements, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 13(3), pp.51~65.

요 지

일반교량 내진설계의 목적은 붕괴방지설계이고 도로교설계기준 내진설계편은 교량구조의 연성파괴메카니즘을 구성하는 설계방식을 제시하고 있다. 그러나 구조형식 또는 현장여건에 의해 연성파괴메카니즘을 구성하는 것이 비합리적인 경우 차선책으로 취성파괴메카니즘을 구성하여 붕괴방지설계를 수행할 수 있다. 연성파괴메카니즘을 구성하는 기존 설계방식과 함께 내진설계편은 연성도 내진설계를 부록으로 제시하고 있다. 연성도 내진설계는 철근콘크리트 교각으로 구성되는 교량에 적용하며 설계자가 하부구조의 소요응답수정계수를 결정하고 이로부터 심부구속철근을 설계하는 방식이다. 이 연구에서는 철근콘크리트 교각기둥과 강재받침으로 설계된 일반교량을 선정하여 기존 설계방식과 연성도 내진설계를 모두 적용한 결과로부터 차이점을 확인하고 설계자가 내진설계를 수행하는 과정에서 두 설계방식을 모두 고려하는 설계절차를 제안하였다.

핵심용어 : 일반교량, 붕괴방지설계, 연성파괴메카니즘, 연성도 내진설계, 소요응답수정계수