

## 도로교설계기준(2010) 콘크리트교 내진설계기준의 개정

Revision of Korean Bridge Seismic Design Code for Concrete Bridges in 2010



이재훈\*  
Jae-Hoon Lee



손혁수\*\*  
Hyeok-Soo Son



이도형\*\*\*  
Do-Hyung Lee

### 1. 머리말

우리나라에서는 1992년 도로교표준시방서에 교량의 내진설계 기준이 처음 제정되었으나, 당시에는 국내 교량설계 상황에 대한 충분한 검증이 이루어질 여건이 마련되지 않은 상태라, 미국의 AASHTO 교량설계기준을 바탕으로 내진설계기준이 제정되었다. 그 후 국내에서 교량 구조물의 내진성능과 내진설계에 관한 다양한 실험과 해석 연구가 수행되었고, 그 결과를 바탕으로 2005년 도로교설계기준에서 내진설계기준이 소폭 개정되었으나 실무설계에서는 여전히 어려움을 겪고 있는 부분이 존재하고 있었다. 이는 설계자가 내진설계에 관한 전문적인 지식이 부족하여 설계기준의 의미를 정확히 이해하지 못한 것이 원인일 수도 있으나, 그보다는 구체적으로 명확히 기술되어 있지 않은 설계기준의 모호성과 내진설계를 제대로 수행하기에 불충분한 기준의 미비를 문제점으로 지적할 수 있다. 또한 국내에서 내진설계가 시행된 이후 콘크리트 교각에 과도하게 배근되는 심부구속철근으로 인하여 설계 및 현장시공에 어려움을 겪는 사례가 빈번하였다. 이러한 문제점의 원인은 국내의 교량설계 관행 및 지진하중에 대한 교량 구조시스템의 차이 등 여러 가지 원인을 들 수 있을 것이다. 그러나 근본적으로는 국내 지진상황 및 국내 교량형식의 특성과는 무관하게 강진지역의 완전연성을 확보하기 위한 미국 AASHTO의 내진설계기준을 중앙진 지역인 우리나라에 그대로 적용하였기 때문이라고 할 수 있다. 이에 대한 연구결과를 반영하여 2008년 6월부터 2010년 6월까지 2년에 걸쳐 진행된 도로교설계기준의 개정작업에서 내진설계기준이 대폭 개정되었다.

이 기술기사에서는 새로운 설계기준 적용에 대한 실무자들의 이해를 돕고, 향후의 개정 논의를 위한 자료로 기록을 남기는 의 미로써 콘크리트 교각의 내진설계에 관한 주요개정내용과 그 개

정배경을 소개하고자 한다. 아울러 본 기사에서 지면관계상 자세히 기술하지 못한 각종 수식과 변수들의 구체적인 내용은 2010년 도로교설계기준과 본 기사의 참고문헌을 참조하기 바란다. 이 기술기사의 수식 번호는 도로교설계기준의 수식 번호를 나타낸다.

### 2. 개정배경 및 개정방향

1992년 도로교설계기준 내진설계편이 신설된 이후, 한국콘크리트학회, 한국지진공학회, 지진공학연구센터, 교량설계핵심기술연구단 등의 학회 및 연구단과 한국도로공사 도로교통연구원, 한국건설기술연구원 등 연구기관, 그리고 그 외 연구단체와 연구자들에 의해서 국내와 같은 중앙진 지진지역에 적합한 합리적인 내진설계법 개발을 위하여 다양한 연구가 수행되었다. 이러한 연구결과로 기존의 도로교 내진설계기준은 콘크리트 교각의 설계와 시공에 혼란을 야기할 수 있고, 교각의 내진거동을 제대로 반영하지 못하고 있다는 문제점이 <표 1>과 같이 지적되었다.

표 1. 도로교설계기준(2005) 내진설계편의 문제점

항목	도로교설계기준(2005)	문제점
규정 미비	콘크리트 교각 철근상세 일부만 규정	강성, 강도 등에 관한 규정이 없음. 콘크리트 교각 설계에 혼란 야기하고 교각의 내진거동을 제대로 반영하지 못함.
심부구속철근	강진지역의 완전연성 설계개념 도입	우리나라와 같은 중앙진 지역에 적용하여, 시공이 매우 어려운 정도로 과도한 양의 심부구속철근 배치.
연성파괴메커니즘	응답수정계수를 적용하지 않는 탄성설계	연성파괴메커니즘 유도 규정 미비. 안전성 문제를 야기할 수 있음.
기초 및 받침 설계	기초 및 받침의 설계횡하중 결정 규정 미비	기초에 적용하는 R/2 규정의 모호성으로 인한 설계 오류 유발 가능성. 과도한 설계횡하중으로 인하여 설계가 어렵고 비경제적인 설계가 됨.

\* 정회원, 영남대학교 건설시스템공학과 교수

JHL79@ynu.ac.kr

\*\* 정회원, GS건설 토목기술설계팀 과장

\*\*\* 정회원, 배재대학교 건설환경철도공학과 교수

이러한 문제점을 해결하기 위하여 국내의 교량 내진설계기준을 비교·분석하고 국내의 연구결과를 최대한 반영하여 콘크리트 교각 내진설계에 관한 규정을 개정하였다. 기본적인 개정방향은 다음과 같다.

- (1) 실무 기술자들에 의해 제기되어온 문제점과 제안을 최대한 반영하여 좀 더 분명하게 적용할 수 있도록 설계 기준 내용 보강.
- (2) 중앙진 지역 내진설계법 연구 성과를 반영하여 소요연성도에 따라 심부구속철근을 배근하고 연성도에 따라 전단강도를 검증하는 연성도 내진설계법 추가.
- (3) 연성과피해커니즘을 유도하는 방안으로 교각의 휨초과 강도를 고려한 최소소성인지력에 대하여 교각의 전단설계, 기초 설계, 교량 받침 설계를 수행.
- (4) 교각에 적용한 응답수정계수의 1/2을 적용하는 현 기준 외에 교각의 휨초과 강도를 고려한 최소소성인지력으로 기초를 설계할 수 있도록 하여 합리적이고 경제적인 설계 유도를

### 3. 콘크리트교 내진설계기준의 주요 개정내용

2010년 도로교 내진설계기준은 기준을 좀 더 분명하고 명확하게 적용할 수 있도록 콘크리트교에 대한 내진설계기준의 내용을 대폭 보강하였다. 또한 탄성지진력에 상수의 응답수정계수(R)를 적용한 소성지진력에 대해서 단면강도 검토를 수행하고 설계기준에 규정되어 있는 단면적비율과 재료강도만을 변수로 고려한 단순식을 사용하여 소성인진 구간에 심부구속철근량을 확립적으로 배근하는 기존의 내진설계방법과는 달리, 설계지진하중에 대해서 구조물의 성능에 요구되는 소요연성도(required ductility)에 따라 필요한 양의 심부구속철근을 배근하는 연성도 내진설계법 규정을 신설하였으며, 실무기술자들의 적용을 위하여 연성도 내진설계법은 부록으로 제정하였다.

<표 2>와 <표 3>은 내진설계기준 목차 및 개정내용을 요약한 것이며, 주요 개정 내용과 배경은 다음과 같다.

#### 3.1 항복유효강성의 적용(6.8.2.2)

철근콘크리트 교각의 내진설계에서 지진하중에 대한 구조해석에 사용하는 교각의 강성으로는 <그림 1>과 같이 항복점을 연결한 항복유효강성을 사용하는 것이 합리적이다. 2005년 도로교 설계기준에서는 강성에 대한 규정이 없으므로 실무설계에서 전단면강성( $EI_y$ )을 사용하는 경우가 많았는데, 이러한 경우 변위가 지나치게 작게 계산되는 문제점이 있었다. 따라서 이번 개정에서는 해외의 주요 내진설계기준과 같이 지진하중에 대한 구조해석에 식 (6.8.1)의 철근콘크리트 교각의 항복유효강성을 사용

표 2. 도로교 내진설계기준 목차 및 개정내용

도로교설계기준(2005)	도로교설계기준(2010)	개정내용
6.1 일반사항	6.1 일반사항	용어, 기호
6.2 내진설계의 기본방침	6.2 내진설계의 기본방침	문구 및 표현
6.3 설계 일반사항	6.3 설계 일반사항	R 적용(연성도 설계)
6.4 해석 및 설계에 대한 규정	6.4 해석 및 설계에 대한 규정	설계 지진력(기동, 기초)
6.5 해석방법	6.5 해석방법	-
6.6 기초 및 교대의 내진설계	6.6 기초 및 교대의 내진설계	액상화, 말뚝, 교대
6.7 강교 설계	6.7 강교 설계	-
6.8 콘크리트교 설계	6.8 콘크리트교 설계	대폭 보강
6.9 철근콘크리트 기둥의 축방향철근에 관한 최소 규정	6.9 지진격리교량의 설계	축방향철근 규정 삭제 지진격리교량 소폭 보강
6.10 지진격리교량의 설계	부록 I. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계	연성도 내진설계 신설

표 3. 도로교설계기준 콘크리트교 내진설계기준 목차 및 주요 개정내용

도로교설계기준(2005)	도로교설계기준(2010)
6.8 콘크리트교 설계	6.8 콘크리트교 설계
6.8.1 일반사항	6.8.1 일반사항
6.8.2 최소 횡방향철근	6.8.2 교각의 해석 및 설계 강도
6.8.2.1 심부구속을 위한 횡방향철근	6.8.2.1 일반사항
6.8.2.2 심부구속을 위한 횡방향철근의 간격	6.8.2.2 교각의 휨 강성
	6.8.2.3 교각의 P-Δ 효과
	6.8.2.4 교각의 설계휨강도
	6.8.2.5 교각의 최소소성인지력
6.9 철근콘크리트 기둥의 축방향철근에 관한 최소 규정	6.8.2.6 교각의 설계전단강도
	6.8.3 기동
	6.8.3.1 일반사항
	6.8.3.2 단부구역과 소성인진구역의 설계
	6.8.3.3 축방향철근과 횡방향철근
	6.8.3.4 소성인진구역에서의 심부구속 횡방향철근량
	6.8.3.5 심부구속 횡방향철근 상세
	6.8.3.6 결합나선철근
	6.8.4 벽식 교각
	부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

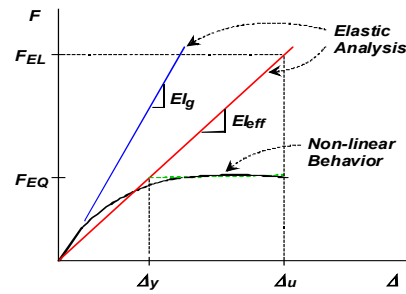


그림 1. 항복유효강성과 전단면강성

하도록 규정하였다. 그러나 항복유효강성을 구하기 위해서는 모멘트-곡률 해석 등 철근콘크리트 교각의 재료비선형 단면해석이 필요하므로, 실무설계의 간편성을 위하여 근사해법인 항복유효 단면 2차모멘트 계산식으로 식 (6.8.2)를 추가 규정하였다. 이 근사식은 실험결과 비교와 회기식의 보정을 통한 것으로 ATC-32와 CALTRANS의 항복유효강성 도표와 거의 유사한 값을 제공한다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\varphi_y} \quad (6.8.1)$$

$$I_{y,eff} = \left( 0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_y \quad (6.8.2)$$

### 3.2 P-Δ 해석법(6.8.2.3)

장주효과에 대한 근사해석법으로, 일반적으로 사용하고 있는 모멘트확대계수법은 횡방향 하중보다 중력방향 하중이 지배적인 경우에 적합한 방법이다. 따라서 중력방향보다 횡방향이 주된 하중 작용방향인 내진설계에서는 횡방향 변위를 고려하는 P-Δ 해석법이 더 적합하므로 이를 사용하도록 규정하였다. 엄밀한 P-Δ 해석을 수행하지 않는 경우, 해석의 단순화와 실무 설계의 효율성을 위하여 횡방향 최대 상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 장주효과에 의한 2차모멘트로 취하는 단순 P-Δ 해석법을 규정하였다. 이때 횡방향 변위는 6.8.2.2의 항복유효강성을 사용하여 구해야 한다.

### 3.3 교각의 설계강도와 강도감소계수 적용 (6.8.2.4와 6.8.2.6)

최근의 통계분석 및 연구결과로 국산 철근의 실제항복강도가 설계기준 항복강도에 비하여 매우 크다는 것이 밝혀졌다. 또한 지진하중과 같이 재하속도가 빠른 경우, 콘크리트와 철근의 강도는 KS규격의 시험방법(재하속도가 상대적으로 느린)에 따른 재료강도 시험결과보다 크다. 따라서 지진하중에 대한 설계과정에서 재료의 설계기준강도를 적용한 공칭휨강도나 공칭휨강도에 1보다 작은 강도감소계수(축력에 따라 0.7 ~ 0.85)를 적용하는 설계휨강도는 실제 휨강도를 매우 저평가한다. 이와 같은 사실을 감안하여 AASHTO-LRFD는 지진구역 2의 극단한계상태(extreme event limit state)에 대해서 강도감소계수로 1.0을 사용하도록 규정하고 있다. 이를 반영하여 지진하중 작용에 대한 철근콘크리트 교각 설계강도의 결정에는 1.0의 강도감소계수를 적용하도록 하였다. 한편 철근콘크리트 교각의 소성힌지 구역은 횡방향 철근의 심부구속효과에 의해 휨강도가 증가한다. 이

효과를 설계에 반영하면 매우 효율적이고 경제적인 단면설계가 가능해진다. 따라서 이번 내진설계편의 개정에는 축력-휨강도 해석에 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 휨강도 해석뿐만 아니라 콘크리트와 축방향 철근의 응력-변형률 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석도 적용할 수 있도록 하였다.

### 3.4 받침과 기초의 설계지진력(6.4.7.1(5)와 6.4.7.2)

대부분의 외국 설계기준은 교각의 단면해석을 통하여 휨 초과강도를 구하고 이를 변환한 전단력을 교각, 기초, 말뚝에 작용하는 횡하중 설계전단력으로 결정하여 교각의 전단설계와 기초 및 말뚝의 설계에 적용하도록 규정하고 있다. 이는 교량 하부로 전달되는 상부구조의 관성력이 교각이 발휘할 수 있는 최대소성모멘트에 해당하는 전단력을 초과하지 못해 이를 고려하는 것이 합리적인 설계이기 때문이다. 2005년 도로교설계기준은 연성과 피메커니즘을 유도하려는 의도에서 교각에 적용한 응답수정계수의 1/2을 적용하여 기초 설계지진력을 결정하도록 하고 있으나 일반적으로 과도한 설계지진력이 계산되어 효율적인 기초설계에 장애가 되기도 한다. 또한 경우에 따라 설계지진력이 비안전측으로 계산되는 결과를 초래하기도 한다. 이러한 문제점을 해결하기 위한 방안은 철근콘크리트 교각의 초과강도를 고려한 최대소성힌지력을 대상으로 설계하는 것이다. 따라서 이번 개정에서는 설계자의 선택에 따라 기존의 방법과 최대 소성힌지력에 대하여 설계하는 방법 중 하나를 선택하여 적용하도록 하였다. 단 소성힌지력에 대하여 설계하는 경우 과도하게 비경제적으로 설계되지 않도록 하기 위하여, 탄성지진력이 교각의 최대소성힌지력보다 작은 경우에는 탄성지진력을 적용하도록 하였다.

### 3.5 교각의 최대소성힌지력(6.8.2.5)

연성과피메커니즘을 보장하는 방법 중 가장 합리적인 방법은 AASHTO LRFD 교량설계기준 등 외국의 내진설계기준에서 채택하고 있는 최대소성힌지력을 고려한 성능보장설계(capacity design)개념이다. 이는 교각의 휨 초과강도를 고려하여 교각, 기초, 말뚝, 교량받침 등에 작용하는 최대전단력을 산정하는 것으로서 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분이 교각의 최대소성힌지력 이상의 설계강도를 갖도록 하는 것이다. 이것은 교량 하부로 전달되는 상부구조의 관성력은 교각이 발휘할 수 있는 최대소성모멘트에 해당하는 전단력(최대소성힌지력)을 초과하지 못하기 때문이며, 연결부의 강도가 교각의 최대소성힌지력보다 커야 연결부의 취성과파괴가 방지되기 때문이다. 따라서 이를 고려하는 것이 합리적인 설계이기 때문에 이번 개정에서는 최대소성힌지력에 관한 규정을 제정하였다.

최대소성힌지력은 교각의 소성힌지구역에서 설계기준강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대소성모멘트(최대휨강도, 휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 95% 분위수 수준의 횡력을 의미한다.

<그림 2>는 철근콘크리트 교각의 휨 초과강도(최대휨강도)와 공칭강도 그리고 설계강도를 나타낸다. 휨 초과강도는 설계시의 휨강도보다 크게 되도록 영향을 주는 가능한 모든 영향인자들을 고려하여 결정되는데, 교각 소성힌지 단면의 휨강도를 증가시키는 주요 영향인자들은 다음과 같다.

- 1) 설계기준 항복강도를 초과하는 철근의 실제 항복강도
- 2) 철근의 변형률경화(strain-hardening)에 따른 추가적인 철근의 인장강도 증가
- 3) 설계기준 압축강도를 초과하는 콘크리트의 배합강도와 재령효과(aging effect)에 의한 콘크리트 압축강도의 증가
- 4) 횡방향철근의 심부구속효과(confinement effect)에 의한 콘크리트 극한변형률 및 압축강도의 증가
- 5) 시공할 때 배근되는 부가적인 철근과 설계에서 고려되지 않는 요인들로 인한 강도의 증가

교각의 최대소성모멘트를 결정하는 방법은 설계기준별로 각기 다른데 이는 각국의 재료·시공환경이 다르기 때문이다. 따라서 국내의 재료·시공환경을 고려하여 최대소성모멘트를 결정하는 두 가지 방법을 제시하고, 그 중 하나를 선택할 수 있도록 하였다. 즉, 재료 초과강도계수로 콘크리트에 대하여 1.7과 철근에 대하여 1.3을 적용하여 최대소성모멘트를 해석한 후 최대소성힌지력을 계산하는 방식(6.8.2.5(5)①)과 공칭휨강도에 휨 초과강도계수를 곱하여 최대소성모멘트를 결정한 후 최대 소성힌지력을 계산하는 간편하면서 안전측인 방식(6.8.2.5(5)②)이다. 재료 초과강도계수인 1.7과 1.3은 국내에서 98년의 기간 동안 시공된 5,405개 콘크리트 압축강도 추정값과 국내에서 생산되는 3,407개의 철근 강도 측정값에 대한 통계분석을 수행하여 95% 분위수로 도출된 값<그림 3>이다. 휨 초과강도계수는 식 (6.8.3)을 사용할 때, 이 값은 우리나라 실정에 적합한 안전측의 값으로써 재료 초과강도계수를 적용한 1,500개의 교각단면에 대하여 모멘트-곡률 해석을 수행한 후 통계분석을 통한 95% 분위수로 제시된 값이다. 식 (6.8.3)을 사용할 때, 휨 초과강도계수  $\lambda_o$ 는 설계에 사용한 응답수정계수가 1.0일 때 1.3이 되며, 설계에 사용한 응답수정계수가 5.0일 때 1.5가 된다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05 R \tag{6.8.3}$$

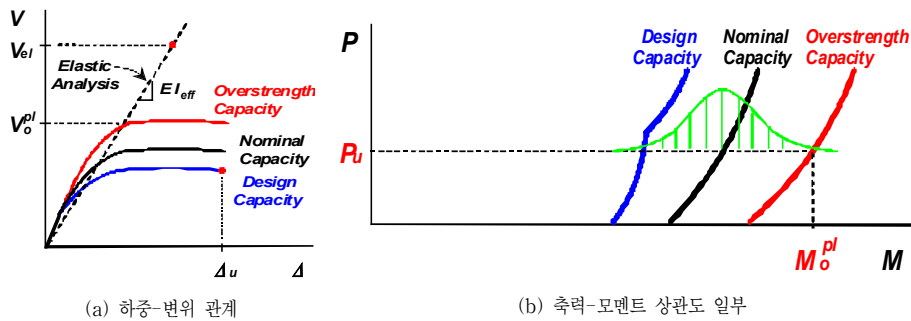


그림 2. 설계강도, 공칭강도 및 휨 초과강도

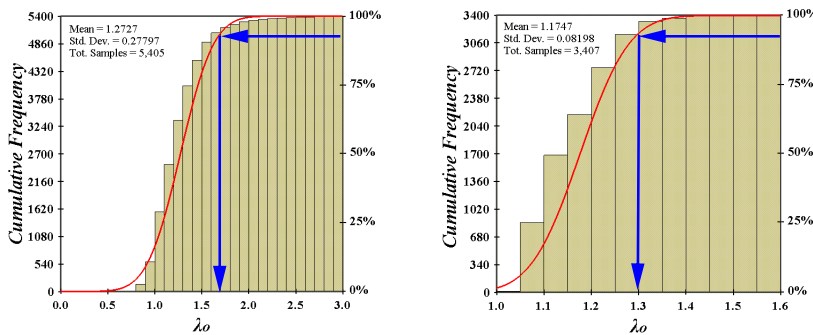


그림 3. 콘크리트와 철근의 강도누적분포 및 재료 초과강도계수

### 3.6 설계전단강도(6.8.2.6)

지진하중에 의하여 철근콘크리트 교각에 소성힌지가 발생하는 경우에는 반복하중 작용에 따라 심부 콘크리트가 손상되어 단조 증가 하중이 작용하는 경우보다 전단강도가 감소한다. 이에 따라 기존의 일반하중에 대한 전단강도 계산법으로는 안전성을 보장할 수 없으므로, AASHTO-LRFD를 참조하여 내진설계에 적용하는 콘크리트 교각의 전단강도(반복하중) 계산방법을 일반 하중에 대한 전단강도(단조증가하중) 계산방법과 달리 규정하였다. 한편 전단철근에 의한 전단강도는 식 (6.8.6)을 사용하는데, 이식은 원래 사각형단면을 대상으로 한 식이다. 따라서 원형단면에 대하여는 근래의 연구결과를 반영하여 AASHTO를 제외한 대부분의 외국 설계기준들이 채택하고 있는 식 (6.8.7)을 적용하도록 하였다. 이 식은 원형단면의 균열에 대한 원형전단철근의 저항방향을 고려한 식이다. 또한 원형기둥에 원형띠철근과 보강띠철근을 사용하는 국내의 실정을 고려하여 원형단면 보강띠철근에 의한 전단강도계산식을 추가하였다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \tag{6.8.6}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \tag{6.8.7}$$

### 3.7 단부구역과 소성힌지구역(6.8.3.2)

강진지역에서는 기둥의 양단부가 인접한 구조요소(상부구조와 기초)와 강절로 연결되는 지진저항 구조형식을 주로 사용하므로 기둥의 단부가 항상 소성힌지구역이 된다. 그러나 중앙진지역의 교량에서는 기둥의 단부가 상부구조에 강절로 연결되는 지진저항 구조형식을 항상 사용하는 것은 아니므로 소성힌지가 형성되는 단부와 그렇지 않은 단부를 구분할 필요가 있다. 따라서 <그림 4>와 같이 단일 기둥, 다주기구, 말뚝기둥에 대하여 기둥의 단부구역이라는 용어와 정의를 추가하여 명확히 구분하도록 하였다. 즉, 설계지진하중이 작용할 때 단부구역 중에서 소성힌지가 발생할 것으로 해석되는 단부를 소성힌지구역으로 하고, 그 외의 단부구역은 설계지진하중이 작용할 때에는 소성힌지가 발

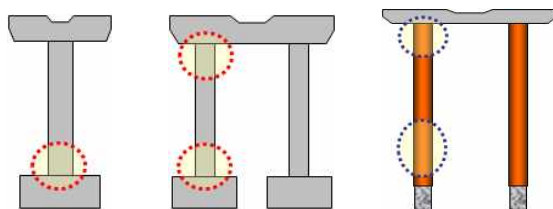


그림 4. 단부구역과 소성힌지구역

생되지 않을 것으로 해석되지만 예기치 못하게 설계지진하중보다 큰 지진이 발생하여 소성힌지가 발생할 가능성이 있는 단부구역을 의미하도록 구분하였다. 이것은 축방향 철근상세를 명확히 규정하기 위한 것으로 소성힌지구역에서는 축방향철근이 연속되도록 하고, 단부구역에서는 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음을 하지 않도록 하였다. 또한 소성힌지구역에는 심부구속 횡방향철근을 배근하지만, 단부구역에는 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값의 간격을 갖는 횡방향철근을 배근하도록 하였다. 이것은 탄성설계된 교각의 안전성을 향상시키기 위한 것이다.

### 3.8 철근상세(6.8.3.3-6)

2005년 도로교설계기준의 ‘6.8.2 최소 횡방향철근’은 2010년 도로교설계기준의 ‘6.8.3 기둥’ 조항에 포함시키고, ‘6.8.3.3 축방향철근과 횡방향철근’ 및 ‘6.8.3.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량’으로 세분화하여 내용을 보완하였다. 철근상세의 주요 개정내용과 배경은 다음과 같다.

#### 3.8.1 축방향철근과 횡방향철근의 제한

이전 내진설계기준에서는 기둥의 축방향철근과 횡방향철근에 대한 규정을 두지 않았으므로 제 4장 콘크리트교의 규정을 적용하여 왔다. 그러나 교각의 내진설계에서는 지진에 의한 반복하중 작용을 고려하여야 하므로, 기둥의 축방향철근과 횡방향철근에 대한 규정을 보다 명확하게 하였다. 즉, 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하였으며, 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이도록 하였다(6.8.3.3(1)과 (2)). 또한 최근에 수행된 철근에 대한 연구 성과를 반영하여 교각의 철근에 대한 설계기준 항복강도 상한치를 상향 조정하고 혼란이 일어나지 않도록 명확히 규정하였다. 즉, 축방향철근은 설계기준 항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 하며, 인장-압축좌굴의 반복작용에 대한 내진용 철근규격의 의미로 인장강도가 항복강도의 1.25배 이상이도록 하였다(6.8.2.1(2)). 그러나 횡방향철근은 내진용 철근규격이 필요하지 않으므로 단순히 설계기준 항복강도가 500 MPa을 초과하지 않도록 하였다(6.8.2.1(2)). 한편 철근콘크리트 교각의 횡방향철근으로 설계기준 항복강도가 500 MPa인 철근을 사용하는 경우 그 적용에 유의하여야 한다. 즉, 콘크리트의 심부구속철근을 설계할 때에는 설계기준 항복강도로 500 MPa을 적용하지만, 전단설계를 수행할 때에는 도로교설계기준 4장(콘크리트교)의 규정에 따라 설계기준 항복강도로 400 MPa을 적용(호칭 항복강도가 500 MPa이라 하더라도)하여 전단강도를 계산하여야 한다.

### 3.8.2 축방향철근의 연결

2005년 도로교설계기준 '6.9' 조항은 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성설계된 교각의 축방향철근 상세에 관한 내용이나, 해당 조항의 구성 및 표현이 소성설계 교각의 경우에 적용하는 것으로 오해할 수 있으며, 실제 설계에서 소성설계 교각에 잘못 적용한 사례가 있었다. 따라서 소성힌지구역에서는 축방향철근을 겹침이음 하지 않도록 하였으며, 이음이 필요할 때에는 완전기계적 이음을 사용하도록 하였다(6.8.3.3(3)). 소성힌지구역 이외의 구역에서는 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음 하지 않도록 하였으며, 기둥의 종방향으로 측정된 이웃하는 겹침이음 사이의 거리가 600 mm 이상이도록 하였고, 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 명확히 하였다(6.8.3.3(4)).

### 3.8.3 단부구역의 횡방향철근

소성거동이 예측되지 않는 단부구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 설계지진하중보다 더 큰 지진이 발생하더라도 교각의 취성파괴를 방지하기 위하여 내진상세를 만족하는 철근 상세로써 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않는 간격을 갖도록 하였다(6.8.3.3(7)). 축방향철근 겹침이음부의 파괴 역시 교각의 취성파괴를 유도하므로, AASHTO-LRFD를 참조하여 축방향철근의 겹침이음부에는 100 mm 또는 부재 단면 최소치수의 1/4을 초과하지 않는 간격으로 횡방향철근을 보강하도록 하였다(6.8.3.3(8)). 아울러 최대 수직 순간격을 75 mm로 규정한 나선철근의 일반규정은 원래 축방향하중이 지배적인 건축구조물의 기둥에 적용하기 위한 것이므로, 교각에는 적용하지 않는 것으로 명확히 하였다(6.8.3.3(9)).

### 3.8.4 소성힌지구역의 심부구속철근

이전의 도로교설계기준에서 기둥의 상부와 하부에서 최소 횡방향철근에 대한 요구사항은 6.8.2.1에, 횡방향철근의 간격에 대한 요구사항은 6.8.2.2에 규정하였다. 내용을 보면 '6.8.2.1'은 심부구속철근량과 상세를 규정하여, (1)에서 양을 규정하고, (2)~(4)에서 상세를 규정하였다. 여기서 '6.8.2.1(1)'은 심부구속철근의 양을 규정하면서, 나선철근, 나선철근과 동등한 성능의 원형띠철근, 사각형 띠철근의 세 가지 형태를 언급하고 있으나, 이에 대한 철근상세는 같은 절인 '6.8.2.1'의 (2)~(4)에서 내용상 사각형 띠철근에 대하여만 규정하고 있다. 이에 따라 '6.8.2.1'의 (2)~(4)가 모든 형태의 후프띠철근(사각형과 원형)에 적용하는 것으로 오해를 유발하기도 하였다. 단어 표현 자체

의 문제로도 후프띠철근 상세 규정이 원형 띠철근에도 적용하는 것으로 오해될 수 있었지만, 양과 상세를 같은 '6.8.2.1'에서 다루고 간격만 '6.8.2.2'에서 다루는 구성의 문제로 인하여도 오해를 유발할 소지가 있었다. 따라서 2010년 도로교설계기준에서는 양, 상세, 간격을 적절한 절 번호로 재구성하여, '6.8.3.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량'과 '6.8.3.5 심부구속 횡방향철근 상세'로 하였다. 또한 의미를 명확히 하기 위하여 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있는 원형띠철근은 '완전원형후프'라는 용어를 사용하였다. 소성힌지구역에서의 심부구속철근량은 내용상 이전의 설계기준과 동일하다.

심부구속 철근상세는 세분화되었다. 2005년 도로교설계기준의 규정은 AASHTO를 참조한 것으로 내용상 사각형띠철근을 대상으로 한 규정(미국에서는 원형띠철근을 심부구속철근으로 사용하지 않고 설계기준에서 다루지도 않으므로)이다. 그러나 도로교설계기준은 문구상 명확히 규정하지 않았기 때문에 135° 갈고리를 원형 후프띠철근에도 적용하여 설계한 예가 많고, 이에 따라 철근배근의 어려움을 유발하였다. 후프 띠철근이 심부구속철근으로 역할을 하기 위해서는 철근상세가 매우 중요한데, 모서리에서 폐합되는 사각형 후프띠철근은 135°갈고리로 하여야 하지만 원형인 경우에는 <그림 5-(b)>와 같이 갈고리가 90°로 구부러져야 심부 중심방향으로 정착되어 효과가 좋아진다. 따라서 실무 기술자들의 혼선이나 오해를 유발하지 않도록 135°갈고리는 사각형 후프띠철근에 적용되는 규정임을 명확히 하고, 원형 후프띠철근의 철근상세를 추가 규정하여 원형띠철근과 사각형띠철근의 철근상세 규정을 분리하였다. 또한 원형띠철근의 연결에 의한 나선철근을 사용하는 국내의 상황을 고려하여 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있는 것으로 인정할 수 있는 <그림 5-(c)>와 같은 완전원형후프띠철근의 상세를 국내외의 실험결과와 일본 내진설계기준을 참조하여 추가하였다. 즉, "원형 띠철근 중에서 양단에 90°갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 완전원형후프로 간주할 수 있다. 이때 후프띠철근의 90°갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치하여야 한다."로 규정하였다.

한편 결합나선철근 상세를 6.8.3.6에 추가하였다. 결합나선철근은 두 개 또는 그 이상의 나선철근을 결합한 것으로, <그림

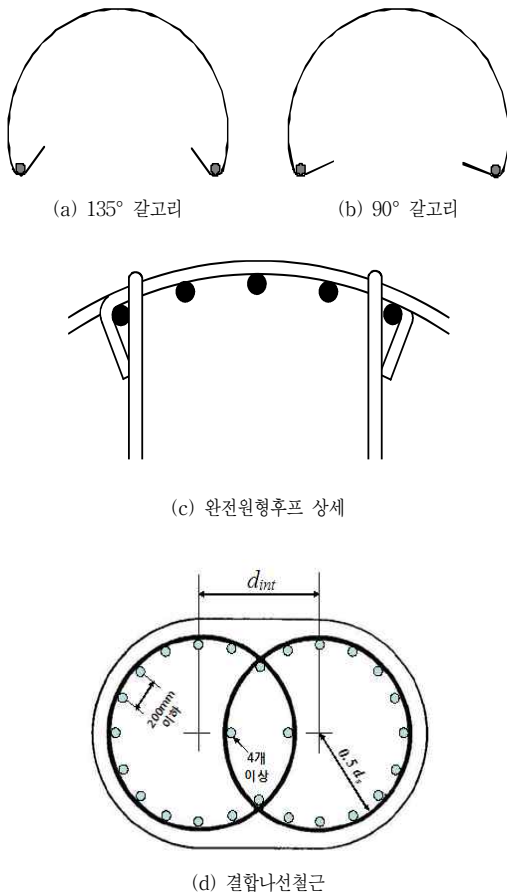


그림 5. 원형띠철근 갈고리와 완전원형후프 및 결합나선철근 상세

5-(d)>와 같이 인접 나선철근의 피치 사이에 나선철근이 위치하도록 한 것이다. 결합나선철근에 대한 이 규정은 AASHTO-LRFD와 Eurocode 8 Part 2의 규정, 한국도로공사 도로교통 연구원에서 수행한 실험결과와 한국도로공사의 설계지침 등을 반영하여 신설하였다.

3.9 벽식교각(6.8.4)

2005년 도로교설계기준에는 벽체의 강축방향으로 지진하중이 작용할 때에 대한 기준이 규정되어 있지 않다. 이번 개정에서는 AASHTO-LRFD의 규정을 반영하여 벽식교각의 강축방향의 설계에 관한 규정을 추가하였다. 강축방향에 대하여는 6.3.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 6.8.4에 따라 벽체로 설계하도록 하였으며, 약축방향은 일반 기둥으로 설계하도록 하였다. 또 벽체의 수평방향 및 수직방향 철근비가 0.0025 이상이어야 하며, 철근의 수평 및 수직 간격이 450 mm 이하이도록 규정하였다.

4. 내진설계기준 부록 - 연성도 내진설계

4.1 연성도 내진설계법 제정의 배경

도로교설계기준에 따라 국내에서 교량의 내진설계가 시행된 이후, 철근콘크리트 교각에 과도하게 배근되는 횡구속 철근으로 인하여 시공에 어려움을 겪는 사례가 많이 있다. 그 이유 중 하나는 도로교설계기준의 내진설계규정이 완전연성(full ductility)을 설계개념으로 한 AASHTO를 바탕으로 하고 있으나, 국내 많은 교량의 지진저항시스템이 강진지역 교량의 지진저항시스템과 같지는 않기 때문이다.

기존의 도로교내진설계기준에서는 교각의 거동을 탄성 또는 완전연성 두 가지 경우로 구분하여, 설계지진하중에서 교각이 탄성범위를 넘게 될 것으로 예측되는 경우 소요연성도에 관계없이 무조건 완전연성을 만족하도록 심부구속철근을 배근하여야 한다. 즉, <그림 6-(a)>와 같이 탄성지진모멘트를 응답수정계수(R=2, 3, 5)로 나누어 단면의 설계강도 이하가 되도록 하고, 설계기준에서 규정하고 있는 심부구속철근을 배근하도록 되어 있다. 그러나 <그림 6-(b)>와 같이 탄성지진모멘트가 단면의 설계강도보다 크지만 그 차이가 크지 않은 경우, 응답수정계수로 나누어 비교해보면 과도하게 안전측으로 비경제적인 설계결과를 초래하게 된다.

중약진 지역에 발생하는 이와 같은 문제점의 해결방안으로 유럽이나 뉴질랜드와 같이 철근상세는 내진상세를 유지하면서 횡구속 철근량은 연성 요구량에 따라 감소시키는 효율적인 내진설계법이 연구되었다. 이에 따라 2010년 도로교설계기준에 연성도 내진설계법이 부록으로 제정되었으며, 기존의 완전연성 설계법과 부록 1의 연성도 내진설계법 중 하나를 설계자가 선택하여 철근콘크리트 기둥을 설계할 수 있도록 하였다.

4.2 연성도 내진설계법의 기본개념

<그림 7>은 기존의 완전연성설계와 연성도 내진설계에서의 소요 연성-횡구속 철근비 관계를 나타낸다. 기존의 완전연성설

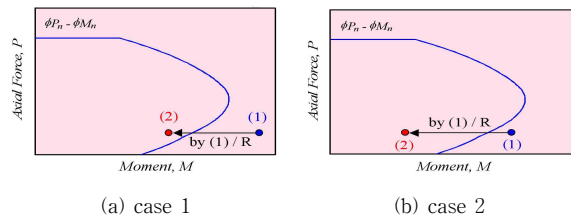


그림 6. 응답수정계수를 적용한 RC 교각의 내진설계 개념

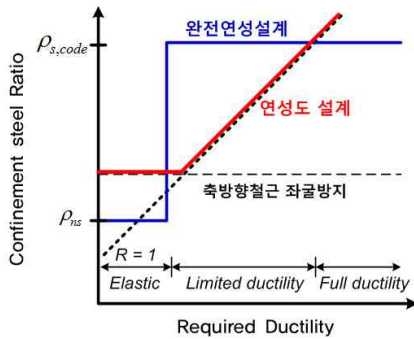


그림 7. 소요연성도(응답수정계수)와 심부구속철근량

계에서는 응답수정계수를 적용하지 않는(또는  $R = 1$ ) 탄성설계의 경우에 비내진 횡방향철근만을 배근하고, 소요 연성도 또는 소요 응답수정계수가 1.0을 초과하는 소성설계의 경우 응답수정계수를 적용하여 강도를 검토하고 많은 양의 심부구속철근을 배근한다. 따라서 소요 연성도 또는 소요 응답수정계수 1.0을 전후하여 횡구속 철근의 양은 엄청난 차이가 발생할 수밖에 없다.

연성도 내진설계에서는 교각의 소요연성도(ductility demand, required ductility)에 따라 필요한 만큼의 횡구속 철근량을 결정하고 배근함으로써 한정연성(limited ductility) 구간에서 합리적인 양의 횡방향철근을 배근하는 설계개념이다. 다만 축방향 철근의 좌굴방지를 위한 최소한의 횡방향철근량(6.8.3.3(7))과 소요 횡방향철근량 중 큰 값을 적용하도록 하였으므로 소요연성도가 매우 작은 단부구간에는 이전보다 더 많은 양의 횡방향철근이 배근되어 안전성이 향상된다.

#### 4.3 국내의 내진설계기준의 심부구속철근 비교

철근콘크리트 교각의 내진성능은 철근상세와 함께 여러 가지 변수들의 영향을 받는다. 즉, 단면적 비율, 콘크리트 압축강도, 축방향철근 항복강도, 축력비, 축방향철근비가 증가하면 교각의 연성은 감소하고, 이로 인하여 심부구속철근 요구량은 증가한다. 반면, 일정한 범위 내에서 심부구속철근의 항복강도가 증가하면 교각의 연성이 증가하여 심부구속철근 요구량은 감소하는 경향을 나타낸다. 국내의 대부분의 내진설계 기준에서는 이러한 연성거동 보장을 위해 최소 심부구속 철근비를 규정하고 있는데, <표 4>와 <표 5>와 같이 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ ,  $f'_c$ )와 심부구속철근 항복강도( $f_{yh}$ )는 대부분의 설계기준에서 공통으로 고려하고 있으나, 그 외의 변수들에 대하여는 선택적으로 채택되어 있다.

<표 6>은 유럽(Eurocode 8), 뉴질랜드(NZS 3101과 NZ

Bridge Manual), 일본 도로교 및 미국 CALTRANS SDC(Seismic Design Criteria) 내진설계기준의 주요내용을 나타낸 것으로써, 도로교설계기준과 AASHTO 설계기준에서 규정하고 있는 획일적인 내진설계법과는 달리 연성도를 고려한 보다 합리적인 내진설계기준이라고 할 수 있다. 2010년 도로교 설계기준 부록 I의 연성도 내진설계법 역시 연성도를 직접 고려한 설계법으로, 국내와 같은 중약진 지역의 경우, 보다 경제적이고 합리적인 내진설계 결과를 제공할 수 있을 것이다.

#### 4.4 연성도를 고려한 전단설계모델

철근콘크리트 교각은 축방향철근량과 횡방향철근량의 비율, 축력, 전단지간-두께 비율( $M/VD$  비 또는 형상비-aspect ratio)에 따라 파괴거동이 달라진다. 이러한 변수들 중 파괴거동에 가장 큰 영향을 주는 인자는 전단지간-두께 비율로, <그림 8-(a)>와 같이 세 가지 파괴거동으로 구분할 수 있다. 즉, 축방향철근이 항복하기 전 전단파괴가 발생하는 전단파괴(길이가 짧은 기둥), 축방향철근이 항복한 후 충분한 변형능력이 발휘되기 전 전단파괴가 발생하는 휨-전단 파괴(중간 길이의 기둥), 축방향철근이 항복한 후에 충분한 변형능력이 발휘되는 휨파괴(길이가 긴 기둥)이다.

<그림 8-(b)>와 같은 휨-전단 파괴는 일반적으로 전단지간-두께 비율(캔틸레버 교각은 형상비와 동일함)이 1.5~3.0 내외인 교각에서 나타나지만, 축방향철근비가 높은 교각은 전단지간-두께 비율이 4.0 이상인 경우에도 나타난다. 이러한 형상비의 교각이 로마 프리에타(Loma Prieta) 지진(1989), 로스릿지(Northridge) 지진(1994), 고베(Kobe) 지진(1995) 등에서 전단 또는 휨-전단 복합 거동에 의하여 파괴된 사례가 보고된 후, 국내외에서 합리적인 새로운 전단설계법이 개발되었다.

연성도 내진설계의 전단강도모델은 <그림 8-(c)>와 같이 변위연성도에 따라 전단강도가 변하는 전단성능곡선 모델로써 CALTRANS SDC 기준과 개념적으로 동일한 것이다. 이 모델은 Priestley의 제안 모델과 유사하게 변위연성도에 따라 변하는 콘크리트에 의한 전단강도( $V_c$ ), 전단철근에 의한 전단강도( $V_s$ ), 축력에 의한 전단강도( $V_p$ )의 합으로 전단강도를 계산한다. 자세한 전단강도 모델식은 4.5의 step 8에 나타나 있다.

#### 4.5 연성도 내진설계 절차

연성도 내진설계는 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용하며, 교각의 진동 모드 형상으로 주로 1차 모드가 지배적인 일반 교량의 내진설계



표 4. 국내외 교량 내진설계기준의 심부구속철근량

설계기준	Equations of transverse reinforcement	Remarks
도로교설계기준 (2005, 2010)	$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{yh}}$ $\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}}$	.
AASHTO-Standard (2002)	$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$	.
AASHTO-LRFD 1st Ed.(1994)	$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left\{ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right\}$ $\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \geq 1.0$
AASHTO-LRFD 4th Ed.(2007)	$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$	.
CALTRANS Bridge Design Specifications	$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left\{ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right\} : D \leq 900 \text{ mm}$ $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left\{ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right\} : D > 900 \text{ mm}$	minimum value : $\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{yh}}$
CALTRANS SDC Ver. 1.4 & 일본 내진설계 기준	Demand < Capacity	심부구속철근량 산정식을 별도로 규정하지 않음.
ATC-32	$\rho_s = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{yc}} \left\{ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_{ce} A_g} \right\} + 0.13 (\rho_l - 0.01)$ $\rho_s = 0.0002 n_b$	$f'_{ce} = 1.3 f'_c$ $f_{yc} = 1.1 f_{yh}$
NZS 3101	$\rho_s = 1.4 \left\{ \frac{A_g}{A_c} \frac{(\mu_\phi - 33 p_t m + 22)}{111} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{N^*}{\phi f'_c A_g} \right\} - 0.0084$ $\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d^2} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b}$	severe earthquake $\mu_\phi = 20$
Eurocode 8 Part 2	$\rho_s = \omega_{wd,c} \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ ( $f_{cd} = \frac{f'_c}{1.5}$ , $f_{yd} = \frac{f_{yt}}{1.15}$ ) $\omega_{wd,c} = 1.4 \left\{ 1.74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0.009 \mu_c + 0.17) \eta_k - 0.07 \right\} \geq \omega_{w,\min}$	ductile behavior $\omega_{w,\min} = 0.12 \leftarrow \mu_c = 13$ limited ductile behavior $\omega_{w,\min} = 0.08 \leftarrow \mu_c = 7$

표 5. 국내외 교량 내진설계기준의 심부구속철근량 산정식의 변수

Variables	도로교 설계기준 (2005, 2010)	AASHTO		CALTRANS BDS	ATC-32	NZS 3101	EC 8 Part 2	도로교설계기준 (2010) 부록 1 연성도 내진설계
		17th ed. & LRFD 4th ed.	LRFD 1st ed.					
콘크리트 압축강도	●	●	●	●	●	●	●	●
횡방향철근 함복강도	●	●	●	●	●	●	●	●
Ag/Ac 비율	●	●	●	●	-	●	●	-
축력	-	-	●	●	●	●	●	●
축방향철근비	-	-	-	-	●	●	-	●
축방향철근 함복강도	-	-	-	-	-	●	-	●
곡률(소요)연성도	-	-	-	-	-	●	●	●

표 6. 연성도를 고려한 외국 내진설계 기준의 주요내용

구분	주요 내용
Eurocode 8 Part 2	① 2단계 선택 설계 : 완전연성설계와 한정연성설계. ② 완전연성설계는 중강진 지진지역에 적용. ③ 한정연성설계는 완전연성설계보다 적은 양의 횡철근 사용. - 완전연성설계 (RC수직 교각) : $1.5 < q \leq 3.5$ (곡률연성도 = 13), 횡철근량 = 100% - 한정연성설계 (RC수직 교각) : $1.0 \leq q \leq 1.5$ (곡률연성도 = 7), 횡철근량 = 67% ④ 완전연성설계에서 교각의 길이가 짧은 경우(전단지간비 3.0 이하)에는 $q$ 를 3.5보다 작게 보정. (전단지간비 1.0일 때, $q = 2.0$ )
NZS 3101 & NZ Bridge Manual	① 교각의 요구변위성능은 교각형식에 따라 변위연성도 6까지 허용. ② 심부구속철근 산정식에 곡률연성도가 변수. ③ NZS 3101의 심부구속철근량 산정식은 곡률연성도 20 기준. ④ 곡률연성도 20은 강진(severe earthquake)에 요구되는 값.
일본 도로교 내진설계기준	① 횡구속철근 계산식 규정하지 않음. ② 주철근과 횡구속철근을 배근하고 강도성능과 변위성능 검증. ③ 횡구속효과를 고려한 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형률 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석과 Push-over 해석으로 항복변위, 극한변위, 횡하중 강도 결정 ④ 변위안전율을 고려한 허용변위연성도(변위성능) 검증. ⑤ 허용변위연성도로 수정된 설계지진하중계수를 구하고 강도성능 검증.
CALTRANS SDC	① AASHTO의 심부구속철근량 규정을 적용하지 않음. ② 설계자가 심부구속철근을 배근하고 변위성능을 검증함. ③ 심부구속철근량은 변위성능의 안전성이 확보되는 양이면 만족. ④ 교각의 요구변위성능은 교각형식에 따라 변위연성도 5까지 허용. ⑤ 교각의 변위성능은 횡방향철근을 고려한 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형률 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석과 Push-over 해석.

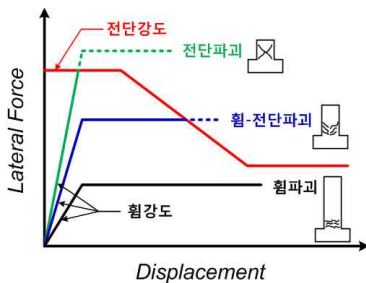
에 적용한다. 연성도 내진설계 절차는 기존의 내진설계 절차와 기본적으로는 동일하다. 다만 상수의 응답수정계수를 적용하는 것과는 달리 소요연성도를 고려하여 연성요구량에 따라 심부구속철근을 배근하는 방법이므로 소요연성도를 결정하기 위한 과정이 추가되며, 소요연성도를 고려한 새로운 심부구속철근량 산정식을 적용하는 것이 가장 큰 차이점이라고 할 수 있다. <그림 9>는 연성도 내진설계 절차를 나타내며, <표 7>은 기존 설계법과 연성도 내진설계법의 특징을 나타낸다.

연성도 내진설계법의 설계절차 및 내용은 다음과 같다.

- Step 1 : 중력방향 하중에 대한 교각설계
  - 축방향철근 결정
- Step 2 : 진해석 및 단면강도해석 - 탄성지진모멘트  $M_{el}$

표 7. 기존 설계법과 연성도 내진설계법의 비교

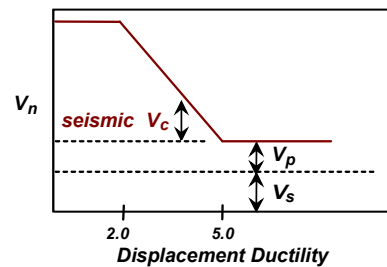
구분	도로교설계기준(2005)과 도로교설계기준(2010) 6장	도로교설계기준(2010) 부록 I 연성도 내진설계법
목표연성도	· 완전연성	· 한정연성 및 완전연성
휨 연성도	· R값에 함축적으로 포함	· 소요연성도로 직접 고려함
응답수정계수, R	· 상수(R=1, 2, 3, 5)	· 변수(소요연성도에 따라 변화)
고유주기	· 고려하지 않음	· 고려함(소요연성도 결정시 고려)
심부구속철근량 산정식의 변수	· 재료강도(콘크리트, 횡방향 철근) · 단면적비율	· 재료강도(콘크리트, 횡방향 철근, 축방향철근) · 축력비 · 곡률연성(소요연성도) · 축방향철근비 · 축방향철근 좌굴방지
전단강도	· 재료강도 · 연성도와 무관	· 재료강도 · 연성도 고려



(a) 교각의 파괴형태



(b) 교각의 휨-전단 파괴



(c) 전단강도모델

그림 8. RC 교각의 파괴형태 및 전단강도모델

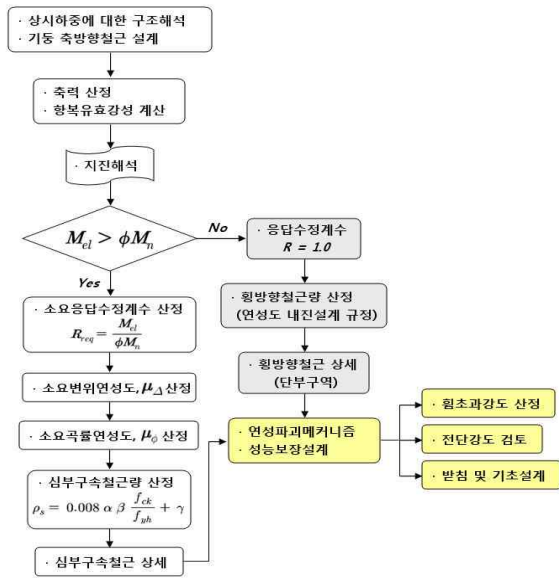


그림 9. 연성도 내진설계 절차

및 설계휨강도  $\phi M_n$  결정

- Step 3 : 소요 응답수정계수 결정

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \quad (I.1)$$

중요한 지역 교량에서 교각의 설계강도는 지진하중조합보다 일반하중조합으로 결정되는 경우가 자주 있다. 연성도 내진설계에서는 일반하중조합에 따른 축력과 휨모멘트에 대하여 축방향 철근을 배근하는 기둥의 강도설계를 수행하고, 기둥의 탄성지진 모멘트와 설계휨강도의 비율로 소요응답수정계수를 구한다. 이때 강도감소계수는 1.0을 적용한다.

- Step 4 : 소요 변위연성도 - 소요 응답수정계수, 주기 및 형상비를 고려하여 결정

$$\mu_{\Delta} = \lambda_{DR} R_{req} \quad (I.2)$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \quad (I.3)$$

$$\mu_{\Delta, max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (I.4)$$

소요 응답수정계수를 소요 변위연성도로 변환할 때에는 식 (I.2)에 따른다. 이때 변환하는 방법은 ATC/MCEER 내진설계기준(2001)에서 탄성변위와 비탄성변위의 관계를 나타내는 규정으로 채택된 식을 기본으로 한 것이다. 즉, 교량의 주축방향

1차 모드 주기  $T$ 가 통제주기  $T_s$ 의 1.25배보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수  $\lambda_{DR}$ 을 식 (I.3)으로 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기  $T_s$ 는 탄성지진응답계수  $C_s$ 가 제한 값 2.5A와 같은 최대 주기를 의미한다. 교량의 주기가 통제주기의 1.25배 이상인 장주기(long period)인 경우에는 동일변위원리(equal displacement principle)을 적용한 것이며, 통제주기의 1.2배보다 작은 단주기(short period)인 경우에는 동일에너지원리(equal energy principle)를 적용한 값을 지나도록 보간한 것이다.  $L_s$ 는 단부의 구속조건을 고려한 기둥형상비의 기준이 되는 기둥 길이로 캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다수가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2로 취한다.  $h$ 는 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께이다.

- Step 5 : 소요 곡률연성도 - 소요 변위연성도와 형상비를 고려하여 결정

$$\mu_{\phi} = \frac{\mu_{\Delta} - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left( \frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left( 1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (I.5)$$

소요 변위연성도를 소요 곡률연성도로 변환하는 식 (I.5)는 21,600개 기둥 단면에 대한 모멘트-곡률 해석결과와 push-over 해석에 따른 하중-변위 해석결과를 비교 분석하여 제안된 식이다.

- Step 6 : 소요 심부구속철근량 - 소요 곡률연성도, 축력비, 재료강도, 축방향철근비를 고려하여 결정

$$\rho_s = 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \quad (I.7)$$

$$\alpha = 3(\mu_{\phi} + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8 \mu_{\phi} - 3.5 \quad (I.8)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (I.9)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_l - 0.01) \quad (I.10)$$

$$A_{sh} = 0.9 a h_c \left( 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \right) \quad (I.11)$$

심부구속철근량 산정식은 CALTRANS SDC에 따른 모멘트-곡률 해석결과와 push-over 해석결과 및 실험결과와의 비교를 통하여 변위연성도와 심부구속철근량의 관계를 분석하고 안전측으로 제안한 식이다.

나선철근이나 완전원형후프인 경우에는 식 (I.7)을 적용하며, 사각형 띠철근인 경우에는 식 (I.11)을 적용한다. 여기서  $\alpha$ 는 소요 곡률연성도와 축력비를 고려한 계수이고,  $\beta$ 는 축방향철근의 설계기준 항복강도를 고려한 계수이며,  $\gamma$ 는 축방향철근비를 고려한 계수이다.

- Step 7 : 횡방향철근 설계 - 철근량, 간격, 상세 결정  
소요 심부구속철근량에 따라 횡구속 철근의 지름과 수직간격을 결정하며, 축방향철근의 좌굴방지를 위한 최대허용간격인 축방향철근 지름의 6배 이하의 간격을 갖도록 한다. 철근상세는 6.8.3.3 ~ 6의 규정에 따른다.
- Step 8 : 전단설계 - 변위연성도를 변수로 한 전단강도 검토(하중은 최대소성힌지력)

$$V_n = V_c + V_s + V_p \tag{I.12}$$

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \tag{I.13}$$

$$k = 0.3 - 0.1 (\mu_\Delta - 2) \tag{I.14}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \tag{I.15}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \tag{I.16}$$

$$V_p = 0.15 \frac{P_u h}{L_s} \tag{I.18}$$

콘크리트에 의한 공칭전단강도  $V_c$ 는 기둥의 주축에 대한 소요 변위연성도  $\mu_\Delta$ 를 고려하여 식 (I.13)으로 계산한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수  $k$ 로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (I.14)에 따른 값을 적용한다. 전단 유효단면적  $A_e$ 는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적  $A_g$ 의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱( $b_w d$ )을 적용한다. 전단철근에 의한 공칭전단강도  $V_s$ 는 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (I.15), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (I.16)을 적용한다. 축력 작용에 의한 공칭전단강도  $V_p$ 는 식 (I.18)을 적용한다.

4.6 연성도 내진설계법에 따른 횡구속 철근량

연성도 내진설계의 경우에는 기존의 완전연성설계를 수행하는 경우에 비하여 일반적으로 횡구속 철근의 양이 감소하지만, 경

우에 따라서는 증가하기도 한다. <그림 10>은 소요 곡률연성도가 13인 경우 지름이 1.8m이고, 길이가 9m인 원형 교각에 배근해야 하는 횡구속 철근비를 나타낸다. 곡률연성도 13은 Eurocode 8 Part 2에서 완전연성으로 취하는 값이다. <그림 10>에 나타난 바와 같이, 연성도 내진설계법, 유로코드(EC8-Part2), 뉴질랜드 설계기준(NZS 3101)은 도로교설계기준의 기존 설계법과는 달리, 축력비에 따라 횡구속 철근비가 증가한다. 축력비 0.2까지는 연성도 내진설계법이 도로교설계기준의 기존 설계법보다 더 적은 양의 횡구속 철근이 필요하지만, 0.2 이상에서는 더 많은 양이 필요하다. 뉴질랜드 설계기준에 비해서는 연성도 내진설계법이 항상 더 많은 양의 횡구속 철근이 필요하며, 유로코드에 비해서는 축력비 0.4까지 연성도 내진설계법이 더 적은 양이 필요하다. 그러나 이 결과는 하나의 조건에 대한 결과이며, 단면의 크기 및 모양, 교각의 형상비, 소요 곡률연성도의 값에 따라 결과가 다르다는 점을 유념할 필요가 있다.

4.7 연성도 내진설계법의 안전성

도로교설계기준의 심부구속 철근비는 식 (6.8.10)과 식 (6.8.11) 중 큰 값을 적용한다. 이 식들은 원래 순수축력을 받는 기둥에서 콘크리트 피복이 떨어져 나갔을 때에도 축강도를 유지하도록 하기 위한 심부구속 철근비 산정식으로 개발된 것이지만 내진설계에서 완전연성을 목표로 사용되고 있다.

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{6.8.10}$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{6.8.11}$$

그러나 이 식들은 교각의 내진거동에 중요한 요소인 연성능력을 직접적으로 고려한 식이 아니므로 콘크리트 심부의 크기가 상대적으로 작은 경우나 내구성 확보 차원에서 콘크리트 피복두께를 증가시켜서 단면적비율( $A_g/A_c$ )이 커지는 경우에는 교각

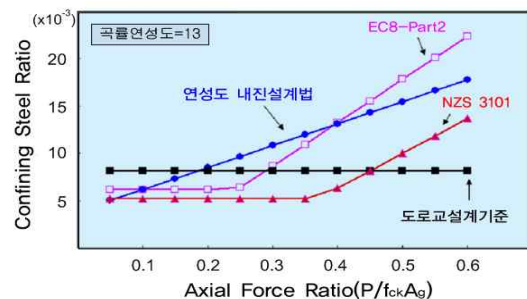


그림 10. 곡률연성도 13의 심부구속철근 비교

의 시공성이 저하될 정도로 많은 횡방향철근이 요구되는 문제점을 야기한다. <그림 11>은 심부구속 철근량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능 실험결과를 나타낸 것으로서 (a)와 (b)는 지름 400 mm, 형상비 4.25, 축력비 0.1인 기둥실험결과이고, (c)는 지름 1.2 m, 형상비 4.0, 축력비 0.07인 실물크기의 기둥 실험결과이다. (a)의 기둥실험체는 식 (6.8.11)의 심부구속 철근비의 1.08배인 횡구속 철근이 배근되었고, (b)와 (c)의 기둥실험체들은 심부구속 철근비의 0.41배인 횡구속 철근이 배근되었다. <그림 11>에 나타난 바와 같이 심부구속 철근비의 0.41배가 배근된 (b)와 (c)의 기둥실험체도 매우 높은 연성능력을 보인다. 즉, 변위연성도와 극한변위-길이 비(drift ratio)가 (a)는 7.7과 6.4%, (b)는 7.1과 6.0%, (c)는 9.9와 5.5%를 나타내었다. 이와 같이 횡구속 철근비가 작아도 높은 연성능력을 보이는 이유는 <그림 12>와 같이 축방향철근이 파단되어 기둥이 파괴에 이르는 경우가 많기 때문이다. 즉, 횡방향 철근비가 매우 낮거나 횡방향 철근 간격이 매우 큰 경우를 제외하고는 횡방향철근량의 영향을 크게 받는 심부콘크리트의 파괴나 횡방향철근의 파단이 발생하지 않고 저주파피로(low cycle fatigue)로 인하여 축방향철근이 파단되는 것이다.

한편, 연성도 내진설계에 사용되는 횡구속철근비 산정식은 CALTRANS SDC에 따른 비선형 push-over 해석을 통하여 개발된 것이다. CALTRANS SDC의 재료모델을 사용한 모멘트-곡률 해석이나 push-over 해석에서는 횡방향철근의 파단을 파괴형태로 하여 축방향철근이 파단되기 전 횡방향철근이 파단되는 안전측의 해석결과(실험결과에 비하여 작은 연성능력을 보유한 것으로 해석되는)를 제공하게 된다. 연성도 내진설계법의 심부구속철근에 대한 안전율은 총 89개의 원형기둥 실험결과와 비교분석 되었는데, <그림 13>과 같이 변위연성도 안전율이 1.11 ~ 3.98의 범위를 보이며, 평균 2.03으로 매우 안전측인 결과를 나타낸다. 사각형 띠철근 기둥에 대하여는 58개의 사각형 띠철근 기둥 실험결과를 분석하여 나선철근 기둥의 연성능력보다 다소 높은 값을 보이도록 안전율을 조정된 심부구속철근식을 규정하였다. 이것은 사각형 띠철근의 갈고리 시공 등에서

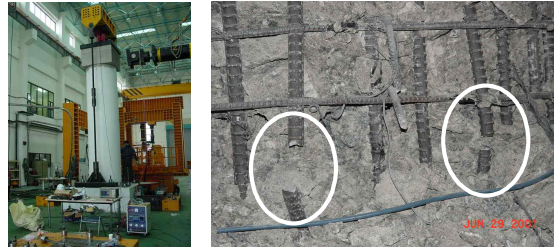


그림 12. 지름 1.2 m, 총 높이 5.91 m인 기둥의 내진성능실험 및 축방향철근의 파단면

실험체 제작상황과 실제 시공에서의 차이를 고려한 것이다. 또한 전단강도에 대한 안전성도 역시 검토하였는데, 연성도를 기반으로 한 전단성능모델은 42개의 휨-전단 거동 실험체에 대하여 매우 안전측임을 나타내었다.

기준을 제정할 때에는 연성도 내진설계의 안전성 검증에 사용된 실험체의 변수를 고려하여 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용하도록 하였다. 또한 교각의 진동모드 형상으로 주로 1차 모드가 지배적인 일반 교량의 내진설계에 적용하도록 하였다.

#### 4.8 연성도 내진설계법의 합리성

<그림 14>는 한 경간의 상부구조가 250 톤인 다경간 교량모

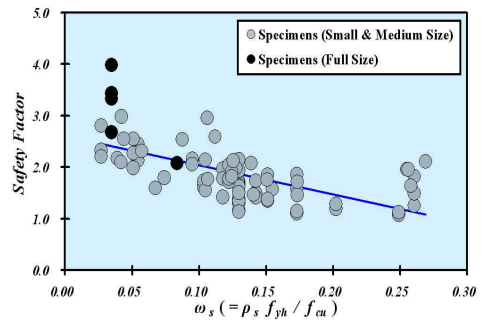


그림 13. 연성도 내진설계법의 안전율

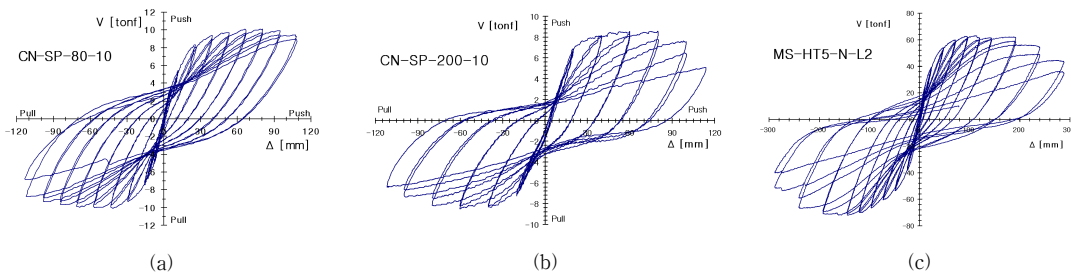


그림 11. 심부구속철근에 따른 횡하중-변위 실험결과

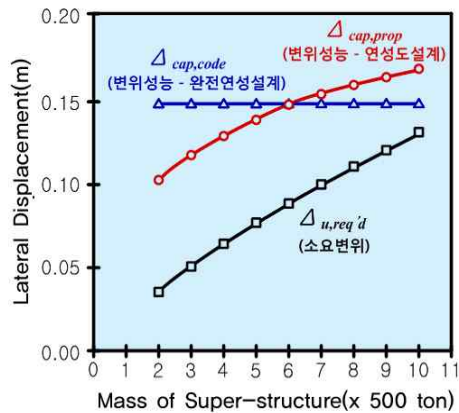


그림 14. 소요 변위 및 변위 성능


델 9개(2경간 ~ 10경간 연속교)에 대하여 기존의 완전연성설계와 연성도 내진설계를 각각 수행하고, 설계된 교각의 교축방향 변위성능을 비교한 것이다.

각 모델의 변위성능은 실험결과에 비하여 보수적으로 극한변위를 예측하는 CALTRANS SDC의 재료모델을 적용하여 비선형 push-over 해석을 수행한 결과이다. 교각은 지름이 1.8 m이고, 길이가 9m인 원형 단면이며, 1개의 고정단 힌지 교각이 교축방향 지진에 저항하는 모델이다. 한 경간이 250 톤의 중량을 가지므로 <그림 14>의 수평축의 값은 경간수와 동일하다. 경간 수가 증가함에 따라 교각 수도 증가하므로 지진저항 교각의 축력비는 거의 동일하지만 교축방향 진동의 상부구조질량은 경간 수의 증가에 따라 증가하므로 교각의 소요연성도와 소요변위( $\Delta_{u,req'd}$ )는 증가한다.

기존의 완전연성설계를 수행할 때에는 소요연성도와 무관하게 심부구속철근을 배근하여야 하므로, 교각의 변위성능( $\Delta_{cap,code}$ )은 교량모델 9개가 모두 동일하다. 따라서 소요변위( $\Delta_{u,req'd}$ )와 변위성능( $\Delta_{cap,code}$ )을 비교해 보면, 경간 수가 증가함에 따라 안전율이 감소하며 안전율의 편차가 크다는 것을 나타낸다.

연성도 내진설계를 수행할 때에는 소요연성도를 고려하여 횡구속 철근을 배근하여야 하므로 6경간 미만의 교량모델들은 기존의 완전연성설계를 수행할 때보다 더 적은 양의 횡구속 철근을 배근하고, 7경간 이상의 교량모델들은 더 많은 양의 횡구속 철근을 배근하게 된다. 따라서 연성도 내진설계에서는 경간 수가 증가함에 따라 횡구속 철근량이 증가하여 변위성능( $\Delta_{cap,prop}$ )도 증가한다. 결국, 소요변위( $\Delta_{u,req'd}$ )의 증가에 따라 변위성능( $\Delta_{cap,prop}$ )도 증가하며, 기존의 완전연성설계보다 안전율의 편차가 더 작은 합리적인 설계결과를 제공하게 된다.

## 5. 맺음말

이 기술기사에서서는 도로교설계기준(2010)의 콘크리트 교각 내진설계에 관한 기존의 개정배경과 주요개정내용을 소개하였다. 특히 철근상세와 최대소성형지력 등에 관한 개정내용과 우리나라와 같은 중약진 지역에 보다 합리적하면서도 경제적인 연성도 내진설계법에 대해서 가능한 한 구체적으로 기술하고자 노력하였다. 이는 향후의 개정 논의를 위한 자료로써 기록을 남기는 것이 매우 중요하다는 생각에 따른 것이다. 그러나 제한된 지면관계로 자세히 설명하지 못한 부분이 있을 수 있으므로, 이에 대해서는 관련 참고문헌을 참조하기 바람과 독자들의 양해를 구하는 바이다. 이 기사가 내진설계에 관한 새로운 설계기준을 이해하고 적용하는데 도움이 되기를 기대한다. 

## 참고문헌

1. 한국도로교통협회, 「도로교설계기준」, 2005.
2. 한국도로교통협회, 「도로교설계기준」, 2010.
3. 일본도로협회, 「도로교 시방서 내진설계편」, 2002.
4. AASHTO, "Guide Specifications for Seismic Isolation Design", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA, 1999.
5. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, DC, USA, 2002.
6. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unit, 3rd ed., Washington, DC, USA, 2005.
7. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unit, 3rd ed., Washington, DC, USA, 2007.
8. ATC-32, "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges", Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
9. ATC/MCEER, "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges", Part I : Specifications, Part II : Commentary and Appendices, 2001.

10. CALTRANS, "Caltrans Seismic Design Criteria", Version 1.4, California Department of Transportation, Sacramento, USA, June, 2006.
11. CEN, Eurocode 8 "Design of Structures for Earthquake Resistance", Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, 2005.
12. New Zealand Standard, "Concrete Structures Standard - Part 1: Design of Concrete Structures", NZS 3101, 1995.
13. 김병석, 김영진, 광임중, 조창백, 조정래, "휨-전단 복합거동을 보이는 RC 원형교각의 내진성능 평가", 한국지진공학회 논문집, 2001, Vol. 5, No. 3, pp. 29 ~ 36.
14. 김익현, 이종석, 이운복, 김원섭, 선창호, "50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특성", 한국지진공학회 논문집, 2002, Vol. 7, No. 5, pp. 25 ~ 36.
15. 박창규, 이대형, 이범기, 정영수, "원형 철근콘크리트 교각의 내진성능 II. 심부구속철근비 제안", 한국콘크리트학회 논문집, 2005, Vol. 17, No. 5, pp. 775 ~ 784.
16. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈, "주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진성능 평가", 한국콘크리트학회 논문집, 2004, Vol. 16, No. 5, pp. 687 ~ 696.
17. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈, "주철근 겹침이음된 실물 비내진 원형 교각의 내진성능 평가", 한국콘크리트학회 논문집, 2004, Vol. 16, No. 5, pp. 697 ~ 707.
18. 서진원, 이지영, 고성현, 이재훈, "결합 원형띠철근을 이용한 철근콘크리트 교각의 심부구속방법 개선", 대한토목학회 논문집, 2004, Vol. 24, No. 5-A, pp. 923 ~ 929.
19. 손혁수, 이재훈, "철근콘크리트 교각의 연성도 평가를 위한 비선형 해석", 한국지진공학회 논문집, 2003, Vol. 7, No. 4, pp. 39 ~ 49.
20. 손혁수, 이재훈, "지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 연성도 상관관계", 한국지진공학회 논문집, 2003, Vol. 7, No. 4, pp. 51 ~ 61.
21. 손혁수, 이재훈, "지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량", 한국콘크리트학회 논문집, 2003, Vol. 15, No. 5, pp. 715 ~ 725.
22. 이대형, 정영수, "원형 철근콘크리트 교각의 강성 및 강도감소지수 결정", 한국지진공학회 논문집, 2000, Vol. 4, No. 2, pp. 73 ~ 82.
23. 이재훈, 고성현, "축방향철근의 저주파 피로 거동", 한국콘크리트학회논문집, 2010, Vol. 22, No. 2, pp. 263 ~ 271.
24. 이재훈, 고성현, 이대형, 정영수, "반복 횡하중을 받는 원형교각의 휨-전단 거동", 한국콘크리트학회 논문집, 2004, Vol. 16, No. 6, pp. 823 ~ 832.
25. 이재훈, 고성현, 정영수, "지진하중을 받는 철근콘크리트 원형교각의 전단성능곡선 모델", 한국지진공학회 논문집, 2006, Vol. 10, No. 2, pp. 1 ~ 10.
26. 이재훈, 고성현, 최진호, "철근콘크리트 교각의 성능보장설계를 위한 휨 초과강도", 한국지진공학회 논문집, 2006, Vol. 10, No. 5, pp. 85 ~ 97.
27. 이재훈, 배성용, "철근콘크리트 원형교각의 설계지진력 해석시의 항복유효강성", 대한토목학회논문집, 2001, Vol. 21, No. 5-A, pp. 719 ~ 728.
28. 이재훈, 배성용, 윤석구, "나선철근교각의 내진성능실험, 대한토목학회 논문집", 2001, Vol. 21, No. 1-A, pp. 109 ~ 121.
29. 이재훈, 석상근, 윤석구, "원형띠철근 교각의 내진성능에 관한 실험적 연구", 대한토목학회 논문집, 2002, Vol. 22, No. 1-A, pp. 159 ~ 170.
30. 이재훈, 손혁수, "철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량 산정식 수정", 한국콘크리트학회 논문집, 2009, Vol. 21, No. 2, pp. 169 ~ 178.
31. 이재훈, 손혁수, 고성현, "축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능", 한국콘크리트학회 논문집, 2004, Vol. 16, No. 2, pp. 249 ~ 260.
32. 이재훈, 황정길, 최진호, "원형 철근콘크리트교각에 대한 연성도 내진설계법의 안전성", 한국콘크리트학회 논문집, 2008, Vol. 20, No. 2, pp. 193 ~ 202.
33. 정영수, 박종협, 박희상, "원형철근콘크리트 교각의 내진성능 평가 및 향상에 관한 유사동적실험 연구", 대한토목학회 논문집, 2002, Vol. 22, No. 3-A, pp. 499 ~ 509.
34. 정영수, 박창규, 박진영, "환경연성 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진 성능 평가", 한국콘크리트학회 논문집, 2003, Vol. 15, No. 5, pp. 705 ~ 714.
35. 정영수, 박창규, 이은희, "지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위 연성도 평가", 한국지진공학회 논문집, 2003, Vol. 7, No. 3, pp. 79 ~ 88.
36. 교량설계핵심기술연구단, "신뢰도기반 도로교 내진설계기준안", 기술총서, TRS 011, 2008, 110 pp.
37. 교량설계핵심기술연구단, "철근콘크리트 교각의 연성도 내진설계 기술", 기술총서, TRS 025, 2008, 94 pp.
38. 한국콘크리트학회, "콘크리트 구조물에 대한 고장력 철근의 적용성 연구", 연구보고서, KCI-R-10-001, 2010, 388 pp.

담당 편집위원 :

김태훈((주)대우건설기술연구원) kimth@dwconst.co.kr