

철근콘크리트 교각의 성능보장설계를 위한 휨 초과강도

Flexural Overstrength of Reinforced Concrete Bridge Columns for Capacity Design

이재훈¹⁾ · 고성현²⁾ · 최진호²⁾

Lee, Jae-Hoon · Ko, Seong-Hyun · Choi, Jin-Ho

국문 요약 >> 성능보장설계는 교각이 완전한 소성회전능을 발휘할 때까지 다른 구조요소들과 교각 자체가 취성파괴 되지 않도록 설계하여 교량 전체 시스템의 연성파괴를 보장하기 위한 것으로서, 현행 도로교설계기준에는 명시적으로 규정되어 있지 않으나 대부분의 외국 교량내진설계기준에 채택되어 있다. 성능보장설계에서는 철근콘크리트 교각의 휨 초과강도를 구하고 이를 변환한 전단력을 교각, 기초, 말뚝에 작용하는 횡하중 설계전단력으로 결정하여 교각의 전단설계, 기초설계, 말뚝설계를 수행하도록 규정한다. 이 때 교각의 최대 소성모멘트를 결정하는 방법은 설계기준별로 각기 다른데, 이는 각 국의 재료·시공환경이 다르기 때문이다. 본 연구에서는 국내에서 사용하는 철근의 인장강도 측정치 3,407개와 콘크리트 압축강도 측정치 5,405개의 분석을 통하여 재료 초과강도계수를 제안하였고, 이를 적용하여 휨 초과강도를 결정하는 방법을 제시하였으며, 1,500개의 교각단면에 대한 모멘트-곡률 해석을 수행한 후 통계분석을 통하여 우리나라 실정에 적합한 초과강도계수를 제안하였다.

주요어 성능보장설계, 철근콘크리트 교각, 최대소성모멘트, 모멘트-곡률 해석, 초과강도 계수

ABSTRACT >> Capacity design is to guarantee ductile failure of whole bridge system by preventing brittle failure of columns and any other structural elements until the columns develop fully enough plastic deformation capacity. This concept has been explicitly regulated in most bridge design specifications of foreign countries except the current Korea Bridge Design Specifications. In the capacity design, the transformed shear force from flexural overstrength of reinforced concrete column is used as the design lateral shear force for shear design of columns and design of footings and piles. Different calculating methods are adopted by the design specifications, since the variability of material strength and construction circumstances of the local regions should be considered. This paper proposed material overstrength factors by investigating 3,407 reinforcing bar data and 5,405 concrete compressive strength data collected in Korean construction sites. It also proposed calculating procedures for flexural overstrength of reinforced concrete columns using the material overstrength. Finally, overstrength factor was proposed as 1.5 by investigating 1,500 column section data from moment-curvature analysis using the material overstrength.

Key words capacity design, reinforced concrete columns, maximum plastic moment, moment-curvature analysis, overstrength factor

1. 서론

교량 내진설계의 주요 설계개념인 “Capacity Design”은 교량이 지진동에 의하여 파괴되더라도 교각이 완전한 소성회전능을 발휘할 때까지 다른 구조요소들 또는 교각 자체

가 취성파괴 되지 않도록 설계하여, 교량 전체 시스템의 연성파괴를 보장하기 위한 설계를 말한다. “Capacity Design”에 대한 국문용어로는 단어를 단순 번역한 “성능설계”라는 용어가 사용되기도 하지만, 학회 또는 설계기준 집필단체 등에서 공식적인 용어로 제정된 것은 아니며, 또 “성능기반설계(performance-based design)”와 혼동하게 될 가능성이 매우 크므로, 본 논문에서는 “성능보장설계”라는 용어를 사용한다.

성능보장설계는 미국, 유럽, 뉴질랜드 등 대부분 국가의 교량내진설계기준⁽¹⁻⁷⁾에 채택되어 있으나, 우리나라의 현행 도로교설계기준⁽⁸⁾에는 아직 명시적으로 규정하고 있지는 않

¹⁾ 영남대학교 건설환경공학부 교수

(대표저자: jholee@yu.ac.kr)

²⁾ 영남대학교 대학원 토목공학과 박사과정

본 논문에 대한 토의를 2006년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2006. 6. 9 / 심사종료일 : 2006. 8. 7)

다. 다만 응답수정계수의 적용방법을 규정하여 연성파괴를 유도하고 있다. 즉 교각의 휨모멘트에는 3 또는 5의 응답수정계수를 적용하지만 전단력에는 응답수정계수를 적용하지 않으며, 부재의 연결부에는 1보다 작은 값의 응답수정계수를 적용하고 말뚝의 힘에는 교각에 적용한 응답수정계수의 1/2을 적용하는 것 등이다. 그러나 이와 같은 응답수정계수의 적용만으로는 합리적인 성능보장설계를 유도하기 어렵다. 그 이유 중 하나는 교각, 기초, 말뚝 등에 작용하는 최대 전단력을 산정할 때 교각의 휨 초과강도를 고려하도록 규정하지 않았기 때문이다. 즉 대부분의 외국 설계기준은 교각의 단면해석을 통하여 휨 초과강도를 구하고 이를 변환한 전단력을 교각, 기초, 말뚝에 작용하는 횡하중 설계전단력으로 결정하여 교각의 전단설계, 기초설계, 말뚝설계를 수행하도록 규정하거나⁽³⁻⁷⁾ 교각에 적용한 응답수정계수의 1/2을 적용하는 것 등 이외의 방법으로 이를 선택적으로 적용할 수 있도록 하고 있다.^(1,2) 이것은, 교량 하부로 전달되는 상부구조의 관성력은 교각이 발휘할 수 있는 최대소성모멘트에 해당하는 전단력을 초과하지 못하기 때문이며, 이를 고려하는 것이 합리적인 설계이기 때문이다. 이 때 교각의 최대소성모멘트를 결정하는 방법은 설계기준별로 각기 다른데, 이는 각 국의 재료·시공환경이 다르기 때문이다.

우리나라의 현행 도로교설계기준⁽⁸⁾이 좀더 합리적인 설계기준으로 발전하기 위해서는 성능보장설계 규정이 좀더 명시적으로 규정되어야 하며 초과강도를 고려한 설계하중 규정이 추가되어야 한다. 이를 위해서는 우리나라의 시공현장에서 사용되는 콘크리트와 철근의 초과강도계수에 대한 연구 및 분석이 선행되어야 하고, 이를 바탕으로 휨 초과강도의 해석적 결정방법과 재료 초과강도계수가 제시되어야 한다.

본 연구는 국내에서 사용하는 재료의 실제 강도를 고려한 재료 초과강도계수를 적용하여 휨 초과강도를 결정하는 방법을 제시하고, 1,500개의 교각단면에 대한 비선형 해석을 수행한 후 통계분석을 통하여 우리나라 실정에 적합한 초과강도계수를 제안함을 목적으로 한다.

2. 성능보장설계에서의 설계전단력 및 초과강도

2.1 성능보장설계에서의 교각 전단설계

현행 설계기준은 식 (1)과 같이 교각의 설계전단강도 ϕV_n 이 교각에 작용하는 설계전단력 V_u 이상이 되도록 규정하고 있다. 이때 교각의 설계전단력 V_u 는, 차량하중이나 온도 등 일반적인 하중효과에 대해서는 구조해석에 의하여 결정하지만, 지진하중에 대하여는 구조해석의 결과로 결정

하지 않고 교각단면의 단면해석에 의하여 결정하는 것이 합리적이다. 이것은, 강도설계법에서는 일반적인 하중효과에 대한 구조해석으로 선형탄성해석을 적용하지만, 소성설계를 기본으로 하는 교각의 내진설계에서는 지진발생 시에 교량 하부로 전달되는 상부구조 관성력의 최대 값이 교각의 소성힌지구역에서 발휘될 수 있는 최대소성모멘트에 해당하는 전단력 V_{po} 와 같음을 반영하기 위한 것이다. 따라서 내진설계에서 교각의 설계전단력 V_u 는 식 (2)와 같이 최대전단력 V_{po} 로 표현할 수 있다. 여기서 최대전단력 V_{po} 는 소성힌지구역의 단면에서 발휘할 수 있는 최대소성모멘트 M_{po} 에 의하여 결정되므로, 캔틸레버 거동을 하는 교각에서는 식 (3)으로, 양단고정 거동을 하는 교각에서는 교각 상단과 하단의 최대소성모멘트 $M_{po,top}$ 와 $M_{po,bot}$ 을 고려하여 식 (4)로 결정된다. 여기서 L 은 교각의 길이이다. 최대소성모멘트 M_{po} 는 2.2에 언급하는 영향인자를 고려하여 2.3에 언급하는 방법에 따라 결정하는데, 일반적으로 식 (5)와 같이 휨 기준강도 M_{ref} 에 초과강도 계수 λ_{mo} 를 곱하여 결정할 수 있다.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (1)$$

$$V_u = V_{po} \quad (2)$$

$$V_{po}^l = \frac{M_{po}}{L} \quad (3)$$

$$V_{po}^l = \frac{M_{po,top} + M_{po,bot}}{L} \quad (4)$$

$$M_{po} = \lambda_{mo} \cdot M_{ref} \quad (5)$$

2.2 교각의 최대소성모멘트 및 휨 초과강도의 영향인자

철근콘크리트 교각의 최대소성모멘트 M_{po} 는 지진하중에 의하여 교각이 휨 작용으로 파괴되는 위치, 즉 소성힌지구역에서 발생하므로, 결국 최대소성모멘트는 축방향 철근과 횡방향 철근이 가장 많이 배근된 소성힌지구역의 단면에서 발생할 수 있는 최대 휨강도라고 할 수 있다. 최대 휨강도는 설계시의 휨강도보다 크게 되도록 영향을 주는 가능한 모든 영향인자들을 고려하여 결정되며, 이를 휨 초과강도라고 한다. 교각 소성힌지 단면의 휨 강도를 증가시키는 주요 영향인자들은 다음과 같다.^(3,9)

- 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 심부구속 효과에 의한 콘크리트 극한변형

률 및 압축강도의 증가.

- ⑤ 시공 시 배근되는 부가적인 철근과 설계에서 고려되지 않는 요인들로 인한 강도의 증가.

로 분류할 수 있다.

- ① 설계기준 재료강도와 콘크리트 등가직사각형 응력분포를 적용한 축력-모멘트 강도해석을 수행하여 얻은 공칭 휨강도에, 예상되는 재료강도 증진효과와 심부구속효과 등을 반영한 초과강도계수를 곱하여 휨 초과강도를 결정하는 방법.
- ② 예상되는 재료강도와 콘크리트 등가직사각형 응력분포

2.3 초과강도 결정방법 및 초과강도계수

해외 내진설계기준⁽¹⁻⁷⁾에서 제시하고 있는 기둥 단면의 휨 초과강도 결정방법은 다음과 같이 크게 세 가지 방법으로

〈표 1〉 내진설계기준 별 초과강도 결정방법

설계기준	초과강도계수 λ_{mo}		초과강도계수를 적용하는 휨 기준강도(M_{rcf})의 해석 방법 및 적용 방법
AASHTO-LRFD	1.3		- 등가직사각형 압축응력분포를 적용한 휨강도 해석. 설계기준재료강도(f'_c, f_y)와 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 적용.
ATC-32	방법 A	1.4	- 등가직사각형 압축응력분포를 적용한 휨강도 해석 또는 모멘트-곡률 해석. 예상재료강도(expected material strength: $f'_{ce} = 1.3f'_c, f_{ye} = 1.1f_y$)와 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.004$ 적용. 모멘트-곡률 해석을 수행하는 경우, 콘크리트의 심부구속효과와 축방향철근의 변형을 경화를 고려한 응력-변형률 곡선 적용.
	방법 B	1.15	- 모멘트-곡률 해석. 예상재료강도($f'_{ce} = 1.3f'_c, f_{ye} = 1.1f_y$) 적용. 콘크리트의 심부구속효과와 축방향철근의 변형을 경화를 고려한 응력-변형률 곡선 적용. 설계변위응답에서 소성힌지구간에 발생하는 모멘트.
	방법 C	1.0	- 모멘트-곡률 해석. 최대재료강도(maximum feasible material strength: $f'_{ce} = 1.7f'_c, f_{ye} = 1.25f_y$) 적용. 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.004$ 적용.
CALTRANS-SDC	1.2		- 모멘트-곡률 해석. 예상재료강도(expected material strength: $f'_{ce} = 1.3f'_c, f_{ye} = 1.13f_y$) 적용. 모멘트-곡률 해석 후 선형탄성-완전소성으로 이상화한 곡선 중 최대모멘트.
Eurocode 8	1.4 이상		- 등가 압축응력분포 또는 응력-변형률 곡선을 적용한 휨강도 해석. 설계재료강도(design material strength: $f_{cd} = f_{ck}/1.5, f_{yd} = f_y/1.15$) 적용. 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ 적용. 축력비(η_k) 0.1을 기준으로 다음 식을 적용하여 초과강도계수 결정. 완전소성설계의 경우, $q = 3.5$. $\eta_k = N_{ED}/(A_g f_{ck})$ $\gamma_o = 0.7 + 0.2q = 1.4$ for $\eta_k \leq 0.1$ $\gamma_o = \{1 + 2(\eta_k - 0.1)^2\} (0.7 + 0.2q) = \{1 + 2(\eta_k - 0.1)^2\} (1.4)$ for $\eta_k > 0.1$
New Zealand	1.25 이상		- 등가직사각형 압축응력분포를 적용한 휨강도 해석. 설계기준재료강도(f'_c, f_y)와 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 적용. 축력비 0.1을 기준으로 다음 식을 적용하여 초과강도계수 결정. $\phi_o = 1.25$ for $\frac{N^*}{f'_c A_g} < 0.1$ $\phi_o = 1.25 + 2\left(\frac{N^*}{f'_c A_g} - 0.1\right)^2$ for $\frac{N^*}{f'_c A_g} \geq 0.1$
ATC/MCEER	방법 A	1.5	- 등가직사각형 압축응력분포를 적용한 공칭휨강도 해석. 설계기준재료강도(f'_c, f_y)와 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 적용.
	방법 B	1.0	- 모멘트-곡률 해석. 최대재료강도($f'_{ce} = 1.7f'_c, f_{ye} = 1.25f_y$) 적용.
	방법 C	1.0	- 다음 식을 적용하여 결정. 식의 기호에 대해서는 참고문헌 7의 C8.8.2.8 참조. $\frac{M_{po}}{f'_c A_g D} = \left(\frac{M_{bo}}{f'_c A_g D} \right) \left[1 - \frac{\frac{P_e}{f'_c A_g} - \frac{P_b}{f'_c A_g}}{\frac{P'_{e'o}}{f'_c A_g} - \frac{P_b}{f'_c A_g}} \right]$

를 적용한 축력-모멘트 강도해석을 수행한 결과 또는 예상되는 재료강도를 고려하여 모멘트-곡률해석을 수행한 결과에, 심부구속효과 등을 반영한 초과강도계수를 곱하여 휨 초과강도를 결정하는 방법.

- ③ 예상되는 최대 재료강도를 적용한 응력-변형을 곡선을 사용하며 심부구속효과와 축력의 효과를 고려한 모멘트-곡률해석에 의하여 최대소성모멘트를 구함으로써 휨 초과강도를 결정하는 방법.

세 가지 방법 중, ①과 ②는 휨 기준강도 M_{ref} 에 초과강도 계수 λ_{mo} 를 곱하여 휨 초과강도 M_{po} 를 구하는 형식으로서 초과강도 계수 λ_{mo} 는 식 (6)으로 표현된다. 여기서 휨 기준강도 M_{ref} 는 재료의 설계기준강도를 적용한 공칭 휨강도 M_n 이나, 재료의 초과강도를 적용한 휨강도, 또는 단면의 소성변형을 고려한 휨강도 등을 사용하며, 이에 따라 초과강도 계수 λ_{mo} 의 값도 달리 적용된다. 이때 휨강도해석은 콘크리트 등가직사각형 응력분포를 적용한 축력-모멘트 강도해석이나 재료의 응력-변형도 곡선 모델을 적용한 모멘트-곡률해석을 사용한다.

$$\lambda_{mo} = \frac{M_{po}}{M_{ref}} \tag{6}$$

③은 예상되는 최대 재료강도와 심부구속효과 및 축력의 효과를 고려한 모멘트-곡률해석에 의하여 휨 초과강도 M_{po} 를 직접 구하므로, 식 (6)의 의미로 표현하면 M_{ref} 로 M_{po} 를 사용하는 것과 동일하므로 초과강도 계수 λ_{mo} 는 1.0이라고 생각할 수 있다.

표 1은 주요 기술선진국들의 내진설계기준에 규정된 초과강도의 결정방법을 나타낸다. 여기서 f_{ck} 와 f'_c 는 콘크리트의 설계기준압축강도이며, f_y 는 축방향 철근의 설계기준 항복강도이다.

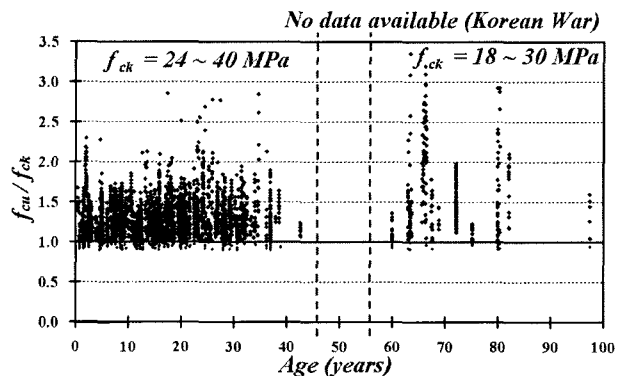
3. 재료 초과강도

3.1 콘크리트의 초과강도

성능보장설계 기준을 확립하기 위해서는 콘크리트의 재료초과강도가 결정되어야 하는데, 이는 교각의 실제 콘크리트 압축강도 분포에 대한 분석을 통하여 결정될 수 있다. 실제 교각에 타설되는 콘크리트는 배합강도를 목표로 하여 제조됨으로서 재령 28일의 실제 압축강도가 설계기준압축강도를 초과하는 것이 일반적이며, 또 재령효과(aging effect)에 의하여 시공된 후 장기간이 경과한 콘크리트는 설계기준

압축강도를 훨씬 상회하는 것이 일반적이다. 그러나 장기간 경과한 콘크리트는 환경적 요인으로 인한 열화현상에 의하여 강도가 저감된 경우도 발생하므로, 실제 교각의 콘크리트 압축강도는 매우 큰 변동성을 가지고 있다. 따라서 설계기준 압축강도에 대한 실제 압축강도의 비율에 대한 통계자료를 축적하는 것이 매우 중요하다. 그러나 현실적으로 이에 대한 정확한 통계자료를 구하는 것은 매우 어려운 일이다. 이는 실제 콘크리트 압축강도를 측정하는 방법론의 문제로서, 실제 공용 중인 교각에서 코어 시험체(core cylinder)를 채취하는 것의 현실적인 가능성 문제뿐만 아니라 코어 시험체를 채취하였다 하더라도 압축강도시험을 위한 시험체의 가공(편심이 작용하지 않도록 재하면의 절삭 등)이 용이하지 않기 때문에 시험결과의 신뢰성이 크게 높지 않다는 어려움이 존재한다. 또한 코어 시험체 채취를 피할 수 있는 비파괴시험(슈미트해머를 통한 반발경도시험 또는 초음파시험 등)도 역시 시험결과의 신뢰성이 크게 높지 않다는 어려움이 존재한다.

그러나 콘크리트 기둥단면에서 축력이 상대적으로 낮은 인장지배구간의 경우에는 축방향 철근의 항복강도에 비하여 콘크리트의 압축강도의 변화가 휨강도에 주는 영향이 훨씬 적으므로, 콘크리트 압축강도의 정확도는 상대적으로 중요성이 떨어진다고 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 엄밀한 의미에서의 정확도에는 의문이 있을 수 있으나 휨 초과강도 연구에는 크게 문제가 되지 않을 것으로 판단되어, 교량 안전진단 용도로 기 시공된 국내교각에 대하여 수행된 콘크리트 비파괴검사 결과인 콘크리트 압축강도 측정치를 수집하였다. 수집된 압축강도 자료는 콘크리트 설계기준압축강도와와의 비율로 정리하여 재령별 결과를 그림 1에 나타내었다. 측정된 콘크리트 압축강도는 5,405개로서 최대재령 98년까지이며, 2004년을 기준으로 재령 약 50년 내외에는 자료가 존재하지 않는데 이는 한국전쟁 시기에 건설된 교량



<그림 1> 재령에 따른 콘크리트의 압축강도 비율(f_{cu} / f_{ck})

이 존재하지 않는데 기인한 것이다.

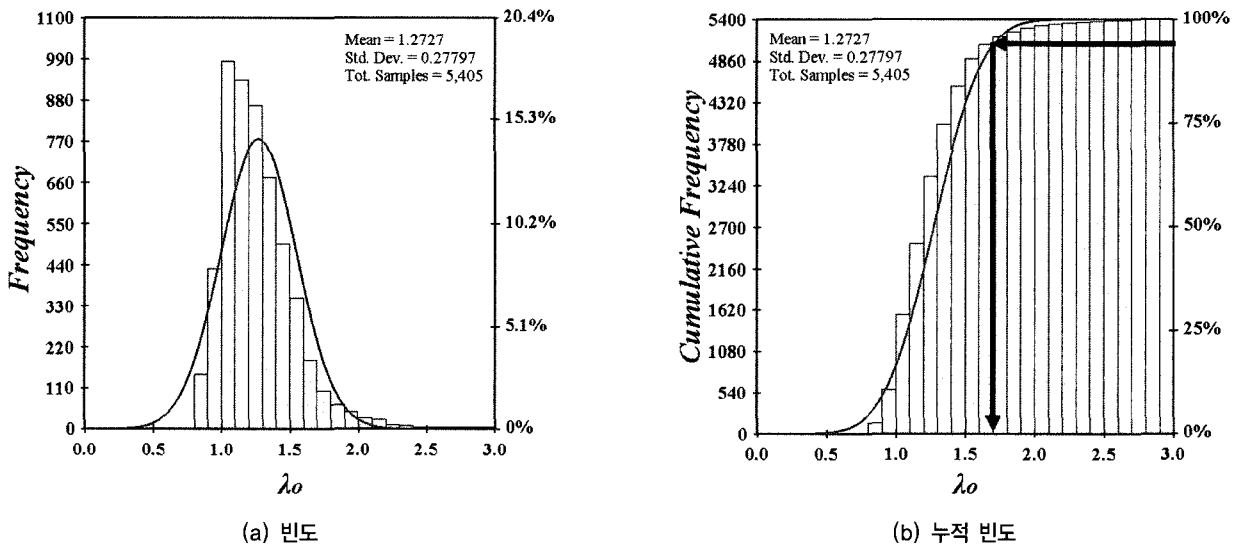
5,405개의 자료에 대하여 콘크리트 설계기준압축강도에 대한 실제압축강도의 비율(f_{cu} / f_{ck})로 정의되는 콘크리트 초과강도비율을 구하고, 0.1 단위의 구간으로 구분하여 그림 2(a)에 빈도를, (b)에 누적 빈도를 나타내었다. 통계분석을 수행한 결과로 평균값 1.27과 표준편차 0.28로 나타난 정규분포형상과 이에 대한 누적분포를 동시에 나타내었다. 그림 2의 분포에 대하여 95% 신뢰도를 갖는 콘크리트의 재료 초과강도계수를 도출한 결과는, 0.1 단위의 구간으로 구분된 분포에 대한 결과와 정규분포형상으로 이상화된 분포에 대한 결과가 모두 동일하게 1.7을 나타내었다.

3.2 철근의 초과강도

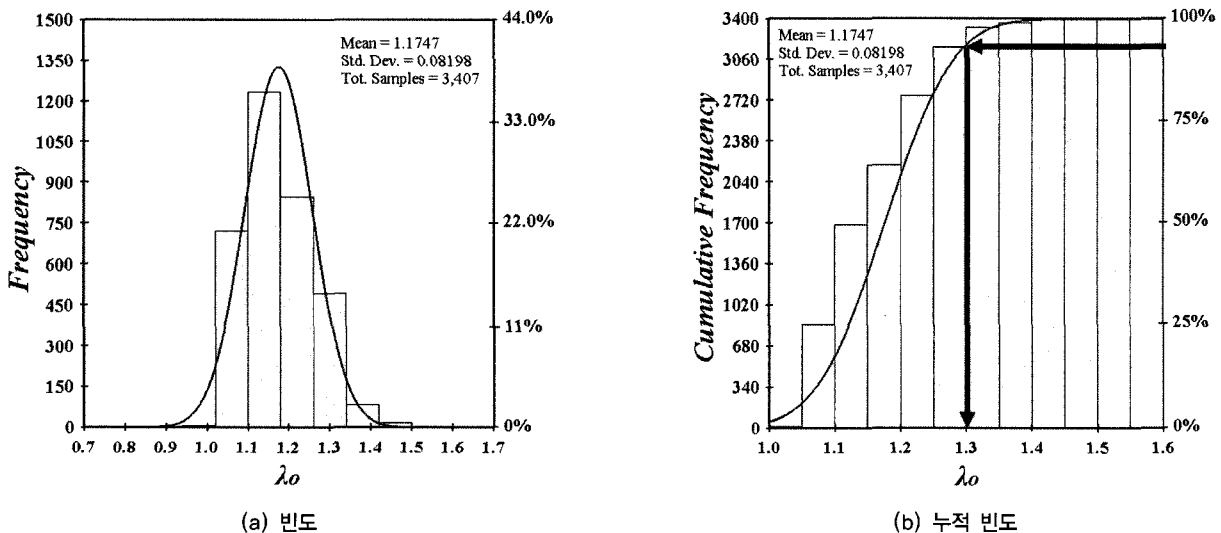
국내 현장에 납품되고 있는 철근의 인장강도 측정값을 한

국도로공사 도로교통기술원으로부터 제공받아 해당 설계기준 항복강도와 비교 분석하였다. 총 3,407개의 자료로서, 강종은 SD30, SD40, SD50의 세 가지 종류이며, 교각의 축방향 철근 용도로 사용됨을 감안하여 작은 지름의 자료는 분석에서 제외하여, SD30은 D16~D32의 철근자료 573개, SD40은 D16~D32의 철근자료 2,795개, SD50은 D19~D32의 철근자료 39개를 분석하였다.

총 3,407개의 자료에 대하여 설계기준항복강도에 대한 실제의 항복강도 비율로 정의되는 철근 초과강도비율을 구하고, 0.1 단위의 구간으로 구분하여 그림 3(a)에 빈도를, (b)에 누적 빈도를 나타내었다. 통계분석을 수행한 결과로 평균값 1.17과 표준편차 0.08로 나타난 정규분포형상과 이에 대한 누적분포를 동시에 나타내었다. 그림 3의 분포에 대하여 95% 신뢰도를 갖는 철근의 재료 초과강도계수를 도출



〈그림 2〉 콘크리트에 대한 재료 초과강도계수의 통계분석



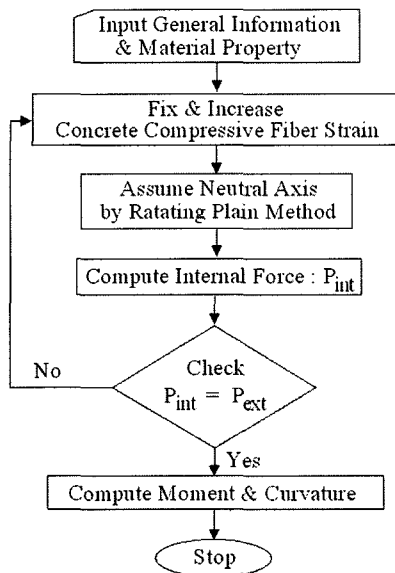
〈그림 3〉 철근에 대한 재료 초과강도계수의 통계분석

한 결과는, 0.1 단위의 구간으로 구분된 분포에 대한 결과와 정규분포형상으로 이상화된 분포에 대한 결과가 모두 동일하게 1.3을 나타내었다. 이 값은 KS 3504 규정에서 요구하는 철근의 역학적 기준 최대값 $1.3f_y$ 에 해당하는 값과 우연히 일치하는 값이다. KS 3504은 철근의 실제 항복강도가 설계기준항복강도 이상이어야 하며 설계기준항복강도의 1.3 배 이하이어야 한다고 규정하고 있다. 한편 이 결과는 현장에서 사용되는 철근 중 약 5%가 과도한 항복강도를 보유하여 KS 규정을 만족하지 않는 철근이므로, 내진설계에서의 성능보장설계 개념에 충실하기 위해서는 철근의 최대항복강도에 대한 관리가 필요하다는 것을 의미한다.

4. 힘 초과강도 해석

4.1 모멘트-곡률 해석

철근콘크리트 기둥의 모멘트 초과강도를 산정하기 위하여 철근콘크리트 단면에 대한 모멘트-곡률 관계를 제공하는 비선형 단면해석 프로그램(OSFA version 2.0)을 작성하였



〈그림 4〉 비선형(모멘트-곡률) 해석의 순서도

다. 기둥단면의 비선형 해석은 하중의 평형방정식과 변형률 적합방정식을 사용하여 그림 4에 나타난 바와 같은 순서로 모멘트-곡률 관계를 해석한다. 콘크리트 단면 중 피복부분의 비구속 콘크리트는 식 (7)의 Collins 등의 모델⁽¹⁰⁾을 적용하고, 심부의 구속 콘크리트는 식 (8)과 (9)의 Mander 등의 모델⁽¹¹⁾을 적용하였다(식에 이용된 변수는 참고문헌 참조). 축방향 철근은 단조하중에 대한 철근모델⁽¹²⁾을 기본으로, 반복하중의 영향을 고려한 포락곡선으로 수정한 모델⁽¹³⁾인 식 (10)을 적용하였다. 식 (10)의 ϵ_y , f_y , f_{su} 는 항복변형률, 항복강도, 최대인장강도를 나타내며, 계수 k 는 항복이후 비탄성구간의 곡선 기울기를 결정하는 계수로서 철근의 항복강도가 300MPa인 경우 0.02를, 400MPa 이상인 경우는 0.01을 사용하였다.

$$f_c = k_3 f'_c \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n - 1 + (\epsilon_c/\epsilon'_c)^{nk}} \tag{7}$$

$$f_c = \frac{f'_{\omega} x r}{r - 1 + x^r} \tag{8}$$

$$f'_{\omega} = f'_{\omega'} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_l}{f'_{\omega'}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{\omega'}} - 1.254 \right) \tag{9}$$

$$f_s = f_y + (f_{su} - f_y) [1 - e^{-(\epsilon_y - \epsilon_s)/k}] \tag{10}$$

4.2 분석 대상 단면 및 변수

실무 현장에서 사용되는 변수 분포를 고려하여 원형기둥에 대한 힘 초과강도 해석을 수행하였다. 재료 초과강도계수는 3장에서 도출한 값으로서, 콘크리트와 철근에 대하여 각각 $1.7f_{ck}$ 와 $1.3f_y$ 를 적용하였고, 변수로는 표 2와 같이 콘크리트의 설계기준압축강도, 철근의 설계기준항복강도, 축방향 철근비, 축력비, 횡방향 철근 체적비의 다섯 가지를 선택하였다. 콘크리트의 설계기준압축강도는 20, 30, 40, 50, 60MPa의 다섯 종류를 적용하였다. 축방향 철근과 횡방향 철근은 동일한 강도의 철근을 적용하였고, 300, 400, 500MPa의 세 종류를 적용하였다. 축방향 철근비(ρ_l)는 현실적인 적용 가능성을 고려하여 1, 2, 3, 4%의 네 가지를 선

〈표 2〉 힘 초과강도 해석의 변수

변수 종류	변수 선택 값
콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})	20, 30, 40, 50, 60MPa
축방향철근과 횡방향철근의 설계기준항복강도(f_y, f_{yh})	300, 400, 500MPa
축방향 철근비 (ρ_l)	1, 2, 3, 4%
축력비($P/f_{ck} A_g$)	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4
횡방향 철근비 (도로교설계기준의 심부구속 나선철근비와의 비율)	0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5

택하였고, 축력비 $P/f_{ck}A_g$ 도 실제 시공되고 있는 교각의 축력비를 고려하여, 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4의 다섯 가지를 적용하였다. 횡방향 철근은 도로교설계기준 내진설계편에 규정된 심부구속 나선철근비를 기준으로 하여, 0.5배, 0.75배, 1.0배, 1.25배, 1.5배의 다섯 가지를 적용하였다. 이상의 다섯 종류 변수들을 조합하여 총 1,500개의 기둥단면을 선정하였고, 이들에 대하여 휨 초과강도 해석을 수행하였다.

5. 휨 초과강도에 대한 각 변수의 영향

4.2에서 선택한 총 1,500 개의 기둥단면에 대하여 휨 초과강도 해석을 수행하였고, 2.3에서 언급한 ①의 방법을 적용하여 초과강도계수를 도출하였다. 초과강도계수에 대한 각 변수의 영향은 다음과 같다.

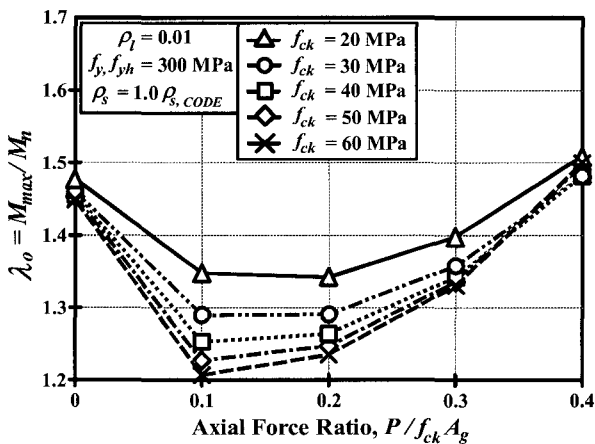
5.1 콘크리트 설계기준압축강도와 축력비의 영향

그림 5는 철근의 설계기준항복강도가 300MPa이고 도로

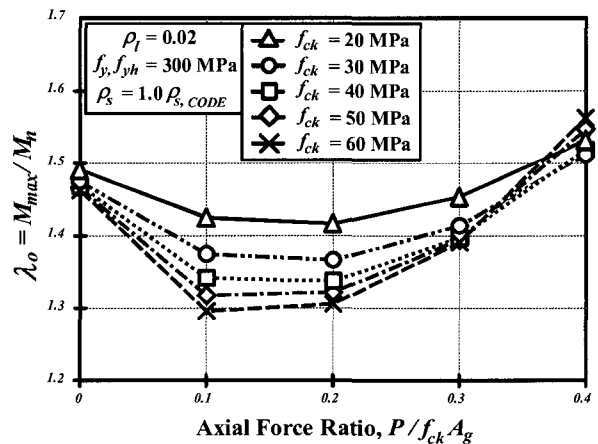
교설계기준의 심부구속 나선철근비와 동일한 횡방향 철근이 배근된 기둥단면의 초과강도계수 분포로서 콘크리트 설계기준압축강도와 축력비에 따른 변화를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이, 콘크리트 설계기준압축강도와 축방향 철근비에 따라 축력비가 0.1 또는 0.2까지는 초과강도계수가 감소하다가 그 이상의 축력비에서는 초과강도계수가 증가하는 경향을 보인다. 축력비가 0.3 이하인 경우에는 콘크리트 설계기준압축강도가 낮은 단면이 높은 단면에 비하여 초과강도계수가 크지만, 축력비가 0.4인 경우에는 콘크리트 설계기준압축강도가 높은 단면이 오히려 큰 초과강도계수를 보인다.

5.2 횡방향 철근비의 영향

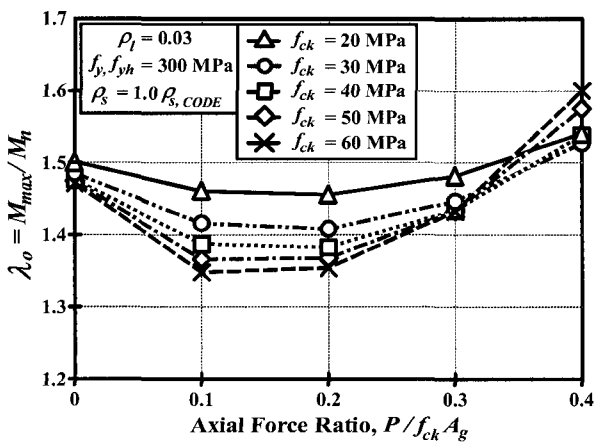
그림 6은 철근의 설계기준항복강도가 300MPa이고 축방향 철근비가 0.01이며 콘크리트 설계기준압축강도가 30MPa 과 60MPa인 기둥단면의 초과강도계수 분포이다. 횡방향 철근량은 도로교설계기준의 심부구속 나선철근비와의 비율로



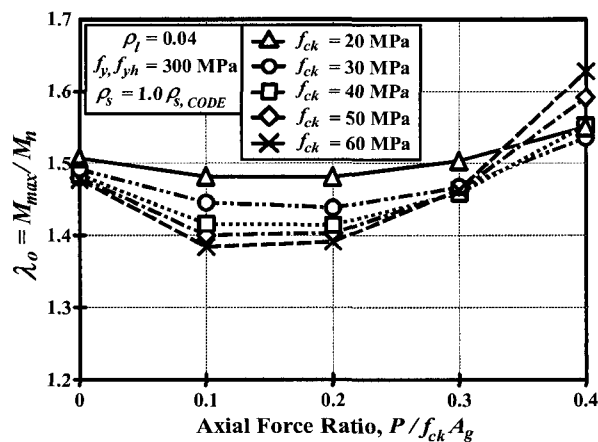
(a) $\rho_l = 0.01$



(b) $\rho_l = 0.02$



(c) $\rho_l = 0.03$



(d) $\rho_l = 0.04$

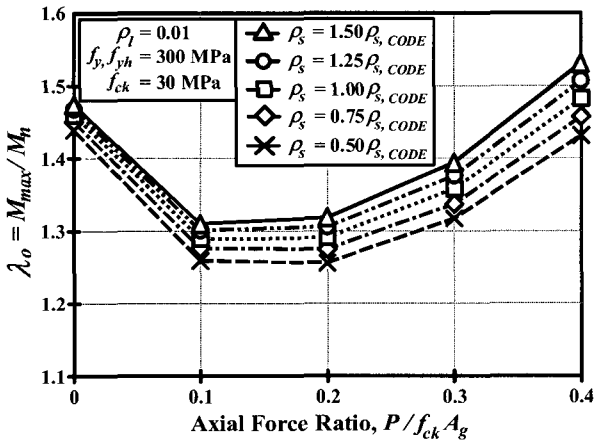
〈그림 5〉 휨 초과강도계수-1($f_y, f_{yh} = 300\text{MPa}, \rho_s = 1.0 \rho_{s,code}$)

나타낸 것으로서, 횡방향 철근비가 큰 단면은 횡방향 철근비가 작은 단면보다 항상 큰 초과강도계수를 보인다. 이와 같은 경향은 콘크리트 설계기준압축강도와 축력비와는 무관하게 동일한 경향을 나타내지만, 축력비가 커질수록 횡방향 철근

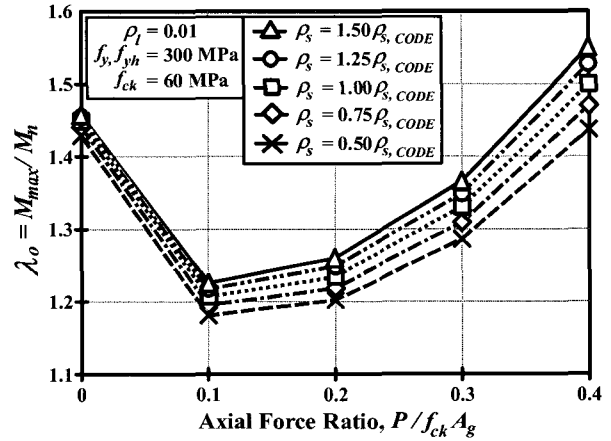
비에 따른 초과강도계수의 차이가 커지는 경향을 보인다.

5.3 축방향 철근비의 영향

그림 7은 철근의 설계기준항복강도가 400MPa이고 도로

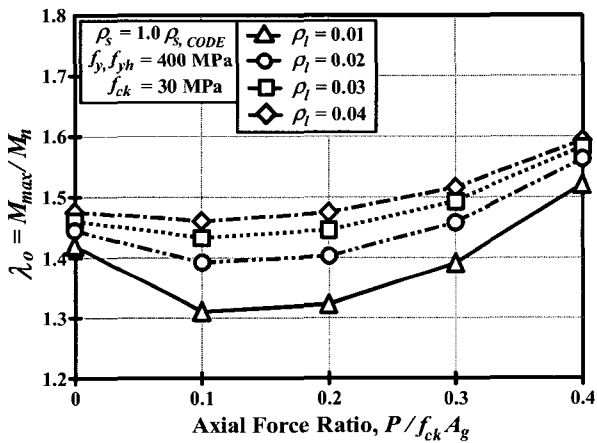


(a) $f_{ck} = 30$ MPa

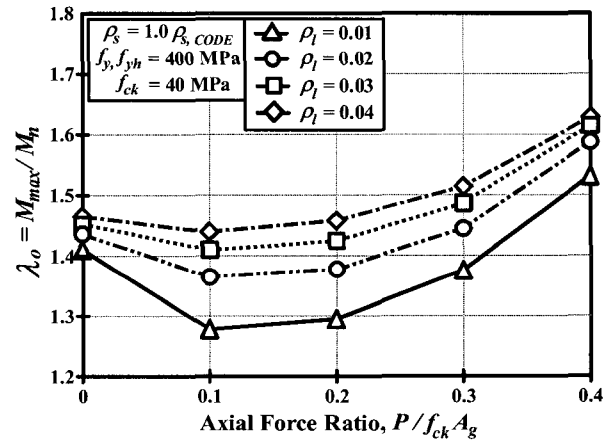


(b) $f_{ck} = 60$ MPa

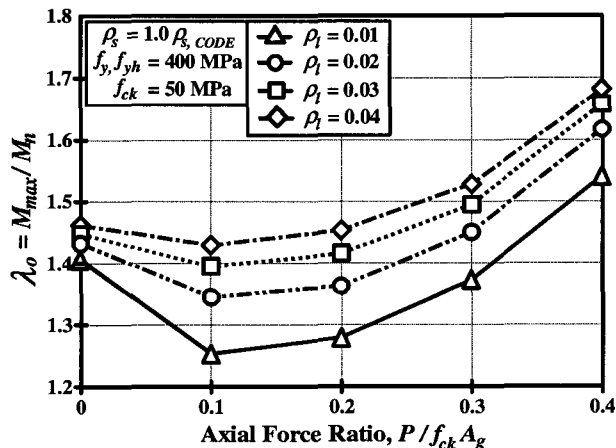
〈그림 6〉 휨 초과강도계수-2($f_y, f_{yh} = 300$ MPa, $\rho_l = 0.01$)



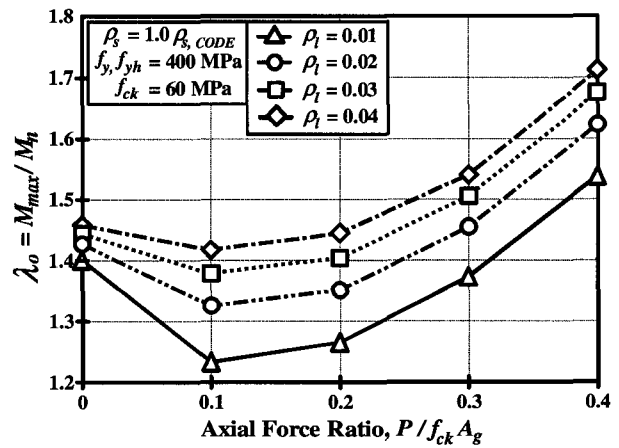
(a) $f_{ck} = 30$ MPa



(b) $f_{ck} = 40$ MPa



(c) $f_{ck} = 50$ MPa



(d) $f_{ck} = 60$ MPa

〈그림 7〉 휨 초과강도계수-3($f_y, f_{yh} = 400$ MPa, $\rho_s = 1.0 \rho_{s,code}$)

교설계기준의 심부구속 나선철근비와 동일한 횡방향 철근이 배근된 기둥단면의 초과강도계수 분포로서 축방향 철근비에 따른 변화를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이, 축방향 철근비가 큰 단면은 축방향 철근비가 작은 단면보다 항상 큰 초과강도계수를 보인다.

5.4 철근의 설계기준항복강도에 따른 영향

그림 8은 축방향 철근비가 0.01이며 도로교설계기준의 심부구속 나선철근비와 동일한 횡방향 철근이 배근된 기둥단면으로, 콘크리트 설계기준압축강도가 30MPa와 60MPa인 단면의 초과강도계수 분포로서 철근의 설계기준항복강도에 따른 변화를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이, 콘크리트 설계기준압축강도가 30MPa와 60MPa인 단면은 모두 축력비에 따라 철근의 설계기준항복강도의 영향이 다르게 나타났다. 즉 축력비가 0에 근접한 경우는 철근의 설계기준항복강도가 클수록 초과강도계수가 작지만, 축력비가 0.4에 근접한 경우($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$) 또는 0.3 이상인 경우($f_{ck} = 60 \text{ MPa}$)는 철근의 설계기준항복강도가 클수록 초과강도계수가 크다. 축력비가 0.1인 경우와 0.2인 경우는 철근의 설계기준항복강도가 400MPa인 경우가 300MPa이나 500MPa인 경우보다 초과강도계수가 크다. 따라서 철근 설계기준항복강도의 영향은 특별한 경향을 발견하기 어렵다고 할 수 있다.

6. 휨 초과강도 계수에 대한 통계 분석 및 제안

6.1 휨 초과강도의 통계분석

휨 초과강도는 재료의 초과강도와 횡방향 철근에 의한 구속효과, 그리고 축력의 영향을 고려한 모멘트-곡률 해석을

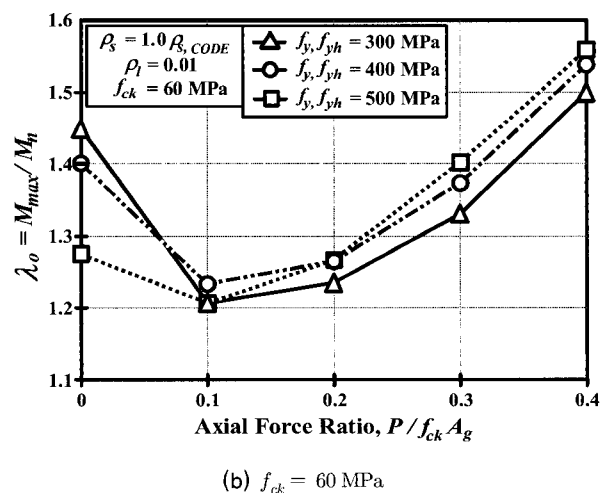
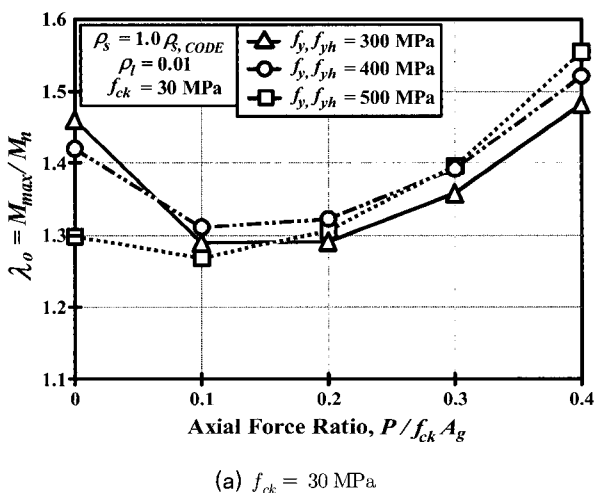
수행하여 결정할 수 있다. 그러나 설계기준에서는 이와 같은 비선형 단면해석에 의한 방법뿐만 아니라, 정확도는 다소 낮더라도 간편하면서도 안전측인 결정방법을 제시할 필요가 있다. 따라서 본 논문에서는 초과강도의 간편한 결정방법을 제안하기 위하여 4.2에서 선택한 총 1,500개 기둥단면을 대상으로 주요 변수들의 범위를 변경하면서 통계분석하였다.

그림 9는 1,500개의 모든 단면에 대한 통계분석 결과로서, 신뢰수준 95%의 초과강도계수는 개별 측정치 분포를 기준으로 할 때 1.616, 정규분포를 기준으로 할 때 1.636을 나타내었다. 그림 10은 축력비가 0.4인 단면 300개를 제외하여 축력비가 0.3 이하인 1,200개의 단면에 대한 통계분석 결과로서, 신뢰수준 95%의 초과강도계수는 개별 측정치 분포를 기준으로 할 때 1.522, 정규분포를 기준으로 할 때 1.533을 나타내었다. 이와 같은 방법으로, 콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa인 단면을 제외하거나, 축방향철근비에서 0.04 또는 0.03 이상인 단면을 제외하는 등, 변수의 범위를 축소하면서 신뢰수준 95%의 초과강도계수를 구하였으며 그 결과를 표 3에 나타내었다.

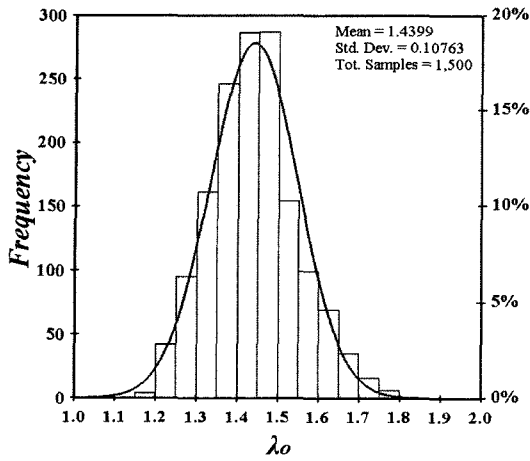
6.2 휨 초과강도계수의 제안

주지하는 바와 같이 실무 현장에서는 축력비가 0.4인 경우가 극히 드물며 0.3인 경우도 매우 드물다. 또한 축방향 철근비가 0.04인 경우가 극히 드물며 0.03인 경우도 매우 드물다. 콘크리트 설계기준압축강도는 지금 현재로서는 60MPa인 교각이 매우 드물지만 점차 고강도화 할 가능성이 있다고 할 수 있다.

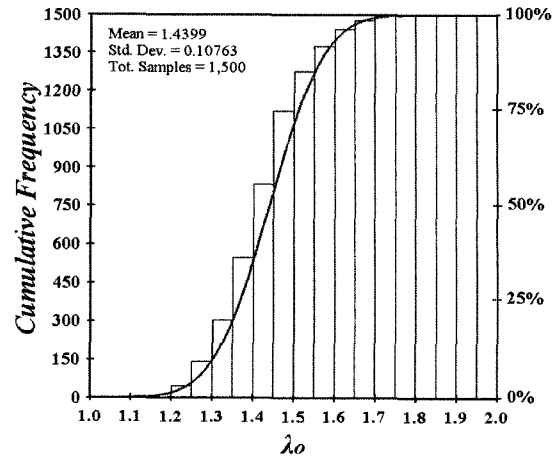
이와 같은 경향을 고려하여 표 3에 정리된 신뢰수준 95%



〈그림 8〉 휨 초과강도계수-4($\rho_l = 0.01, \rho_s = 1.0 \rho_{s,code}$)

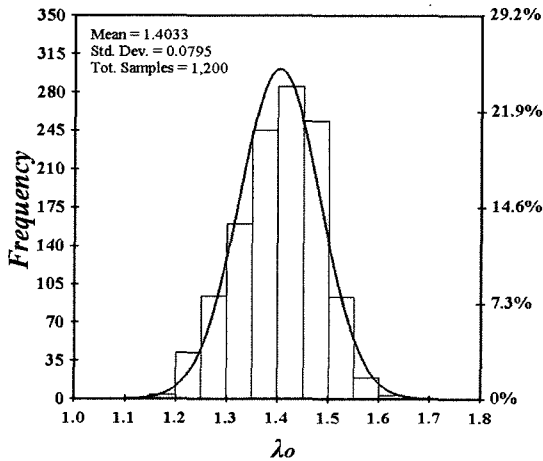


(a) 빈도

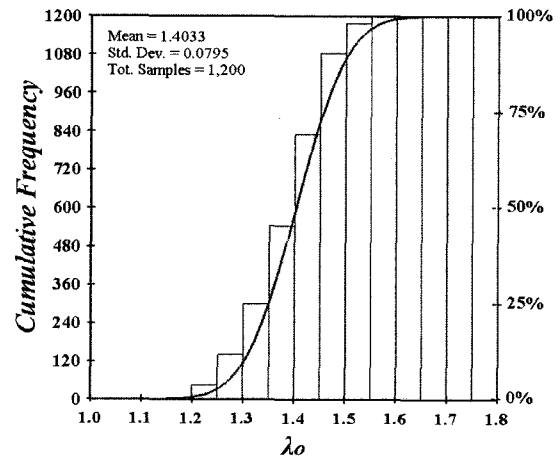


(b) 누적 빈도

〈그림 9〉 힘 초과강도계수 분포-1(축력비 = 0~0.4, $f_{ck} = 20 \sim 60 MPa$)



(a) 빈도



(b) 누적 빈도

〈그림 10〉 힘 초과강도계수 분포-2(축력비 = 0~0.3, $f_{ck} = 20 \sim 60 MPa$)

〈표 3〉 변수 범위의 선택에 따른 초과강도계수(λ_{mo})

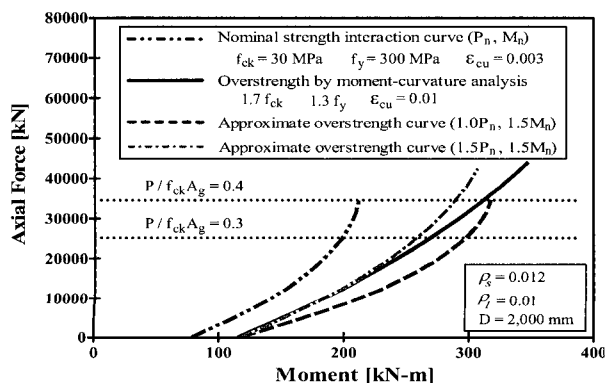
축방향철근비 및 기준 분포		콘크리트 압축강도 및 축력비		$f_{ck} = 20 \sim 40 MPa$		$f_{ck} = 20 \sim 60 MPa$	
		축력비 0.3 이하	축력비 0.4 이하	축력비 0.3 이하	축력비 0.4 이하		
축방향 철근비 0.04 이하	개별 측정치 분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.521	1.614	1.522	1.616		
	정규분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.531	1.598	1.533	1.636		
축방향 철근비 0.03 이하	개별 측정치 분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.504	1.602	1.504	1.621		
	정규분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.514	1.585	1.514	1.599		
축방향 철근비 0.02 이하	개별 측정치 분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.484	1.587	1.480	1.593		
	정규분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수	1.491	1.568	1.489	1.576		

의 초과강도계수를 검토해 보면, 콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa인 단면을 제외하여 20~40MPa인 경우만을 대상으로 분석한 결과와 60MPa인 단면을 포함하여 분석한 결과는 최대 2.4%의 차이밖에 보이지 않으며, 특히 축력비가 0.3이하인 경우는 거의 동일한 값을 나타내고 있다. 따라서 간편한 방법으로서의 초과강도계수를 제시할 때 콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa인 경우까지 포함하여도 큰 차이는 보이지 않는다. 그러나 축력비가 0.4인 단면을 포함하는 경우는 이를 제외하는 경우에 비하여 최대 7.8% 큰 값을 보인다. 축방향 철근비는 축력비보다는 영향이 적어서, 축방향 철근비가 0.04 이하인 경우는 0.02 이하인 경우보다 최대 2.8% 큰 값을 보인다.

따라서 국내의 건설현장에서 0.03 보다 큰 축방향철근비와 0.3보다 큰 축력비를 가진 기둥이 매우 드문 현실을 고려하여, 콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa 이하이고, 축력비가 0.3 이하이며, 축방향철근비가 0.03 이하인 조건에서의 휨 초과강도계수를 제시한다면, 표 3에서 개별 측정치 분포를 기준으로 한 신뢰수준 95%의 초과강도계수로 1.504를 나타낸다. 설계기준으로서의 단순한 숫자를 선택한다면 1.5가 적절하다고 생각된다.

6.3 휨 초과강도계수의 적용방법

철근콘크리트 교각의 휨 초과강도계수로 간편하게 1.5를 적용하더라도, 공칭 축력-휨강도 곡선에 초과강도계수를 적용할 때 휨강도에만 적용하는 방법과 휨강도와 함께 축력강도에도 적용하는 방법 중 어떤 방법이 타당한지 검토해 볼 필요가 있다. 그림 11은 하나의 예로서, 재료 초과강도(1.7 f_{ck} , 1.3 f_y)를 적용하여 모멘트-곡률 해석으로 구한 초과강도 축력-모멘트 상관곡선(실선), 설계기준 재료강도와 콘크리트 등가직사각형 응력분포를 적용하여 강도해석으로 구한 공칭 축력-모멘트 상관곡선(이점쇄선)에 휨강도에만 1.5의



〈그림 11〉 휨 초과강도의 비교

초과강도계수를 적용한 초과강도 축력-모멘트 상관곡선(점선), 휨강도와 축력강도 모두에 1.5의 초과강도계수를 적용한 초과강도 축력-모멘트 상관곡선(일점쇄선)을 나타낸다.

그림에 나타난 바와 같이, 이점쇄선의 초과강도 축력-모멘트 상관곡선을 정해로 간주하였을 때 설계기준 재료강도와 콘크리트 등가직사각형 응력분포를 적용하여 강도해석으로 구한 공칭 축력-모멘트 상관곡선(이점쇄선)에 휨강도에만 1.5의 초과강도계수를 적용한 초과강도 축력-모멘트 상관곡선(점선)은 축력의 수준에 관계없이 항상 안전측인 값을 제공한다. 그러나 휨강도와 축력강도 모두에 1.5의 초과강도계수를 적용한 초과강도 축력-모멘트 상관곡선(일점쇄선)은, 축력의 수준이 낮을 때에는 비선형해석에 의한 정해와 유사하여 매우 정확하다고 할 수 있으나 축력이 0.3의 축력비에 근접함에 따라 정해의 휨 초과강도보다 작은 값을 제공하게 되며 그 이상의 축력비에서 오차가 더욱 커진다. 따라서 0.3 이하의 축력비를 갖는 교각에 대하여 간편 법으로 초과강도계수를 적용할 때에는 공칭 축력-모멘트 상관곡선의 휨강도에만 1.5의 초과강도계수를 적용하는 것이 안전측인 결과를 유도할 것이다.

6.4 휨 초과강도 관련 내진설계기준 제안

현행 도로교설계기준의 보완으로, 규정 6.4.7.1의 “구조부재 및 연결부의 설계지진력”에 다음과 같은 규정 A를 추가하고 6.8의 “콘크리트교 설계”에 규정 B를 신설할 것을 제안한다.

규정 A.

교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분은 규정 B에 따라 결정된 교각의 최대 소성힌지력 이상의 설계강도를 갖도록 하여야 한다.

규정 B. 교각의 최대 소성힌지력

- (1) 이절의 규정은 교각과 연결된 하부구조, 교각과 일체로 시공된 상부구조, 교각의 전단설계, 그리고 교각과 상부구조 또는 하부구조의 연결부분에 적용한다.
- (2) 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주기구), 벽식 교각의 약축방향, 말뚝기구의 설계전단력은 6.3.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 할 수 있다.
- (3) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 6.4.7(1) 항에 명시된 바와 같이 교각에 대한 응답수정계수 R의 1/2로 나눈 값으로 하거나, 이절에 규

정된 교각의 최대 소성힌지력으로 할 수 있다.

- (4) 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정하여야 한다. 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각 하단의 휨 초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주기구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 상단과 하단의 휨 초과강도 합을 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주기구에서는 기둥의 수를 고려하여 교각의 최대 소성힌지력을 결정하여야 한다.
- (5) 교각 단면의 휨 초과강도는 다음 두 가지 방법 중 하나를 적용하여 결정하여야 한다.
- ① 설계기준 압축강도의 1.7배인 콘크리트 압축강도와 설계기준 항복강도의 1.3배인 축방향철근 항복강도를 적용하고, 소성힌지구역 횡방향 철근의 심부구속 효과와 축하중의 영향을 고려한 단면의 휨강도로서, 모멘트-곡률 해석을 수행한다.
 - ② 콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa 이하이고, 계수 축하중이 $0.3f_{ck}A_g$ 이하이며, 축방향철근비가 0.3 이하인 교각의 경우에는, 모멘트-곡률 해석을 수행하는 대신, 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 축력-휨강도 해석으로 구한 공칭 휨강도의 1.5배를 휨 초과강도로 취할 수 있다. 여기서 축력비는 축하중을 콘크리트 설계기준압축강도와 단면적으로 나누어 결정한다.

7. 결론

성능보장설계(Capacity Design)에서 횡하중 설계전단력을 결정하기 위한 방법을 제안하기 위하여 재료강도에 대한 자료 분석, 해석적 연구, 통계 분석을 수행한 결과는 다음과 같다.

- (1) 국내에서 98년의 기간 동안 시공된 5,405개 콘크리트 압축강도 측정치와 국내에서 생산되는 3,407개의 철근 강도 측정치에 근거하여 콘크리트에 대한 초과강도계수 1.7과 철근에 대한 초과강도계수 1.3을 도출하였다.
- (2) 철근콘크리트 교각의 휨 초과강도는 재료의 초과강도(콘크리트의 초과강도계수 1.7과 철근의 초과강도계수 1.3)와 횡방향 철근에 의한 구속효과, 그리고 축력의 영향을 고려한 모멘트-곡률 해석을 수행하여 결정할 것을 권장한다.
- (3) 비선형(모멘트-곡률) 단면해석을 수행하지 않는 경우,

콘크리트 설계기준압축강도가 60MPa 이하이고, 축력비가 0.3 이하이며, 축방향철근비가 0.03 이하인 단면은 휨 초과강도계수 1.5를 적용하여 간편하게 휨 초과강도를 결정할 수 있다.

- (4) 휨 초과강도계수를 적용할 때에는 공칭 축력-휨강도 중 공칭휨강도에만 1.5의 초과강도계수를 적용하여야 안전적인 결과를 유도할 수 있다.

이를 바탕으로, 현행 도로교설계기준에 대하여 철근콘크리트 교각의 성능보장 내진설계기준의 보완 규정을 제안하였다.

감사의 글

본 연구 중 초과강도 분석부분은 한국지진공학연구센터(KEERC)의 지원으로 수행되었으며, 도로교설계기준의 성능보장 내진설계기준 보완부분은 교량설계핵심기술연구단(KBRC)의 지원으로 수행되었습니다. 이에 깊은 감사를 드립니다. 또한 재료강도에 대한 자료 수집에 큰 도움을 주신 한국도로공사 도로교통기술원의 강형택 박사님과 박종철 전임연구원, 그리고 한국건설품질연구원의 이채규 박사님께 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, DC, USA, 2002.
2. AASHTO, *LRF Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unit, 3rd ed., Washington, DC, USA, 2005.
3. ATC-32, *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges*, Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
4. CALTRANS, *Caltrans Seismic Design Criteria*, Version 1.3, California Department of Transportation, Sacramento, USA, December, 2002.
5. CEN, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Bridges*, Eurocode 8 Part 2, European Committee for Standardization, 1996.
6. ATC/MCEER, *Recommended LRF Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, Part I : Specifications, Part II : Commentary and Appendices, 2001.
7. Transit New Zealand, *Bridge Manual*, plus amendment No. 1, Wellington, New Zealand., 1994.
8. 한국도로교통협회, 도로교설계기준. 2005.

9. Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.
10. Collins, M. P., Mitchell, D. and MacGregor, J. G., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete," *Concrete International*, ACI, Vol. 15, No. 5, 1993, pp. 27-34.
11. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, August, 1988, pp. 1804-1826.
12. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*. Japan, 1991, 182 p.
13. 손혁수, 이재훈, "철근콘크리트 교각의 연성도 평가를 위한 비선형해석", 한국지진공학회논문집, 제 7권 4호, 2003년 8월, pp. 39-49.