大 韓 土 木 學 會 論 文 集
第31卷 第4A號 · 2011年 7月
pp. 323 ~ 329

철근콘크리트 부재 저항능력의 통계적 모델 개발

Development of Statistical Models for Resistance of Reinforced Concrete Members

김지상* · 김종호**
Kim, Jee Sang · Kim, Jong Ho

Abstract

Most current design codes of concrete structures adopt the partial safety factor format to assure the proper safety margin or reliability against various limit states as a practical design tool. The safety factors, load and resistance factors and so on, are determined based on the theory of structural reliability, which takes into account the statistical uncertainties of both loads and resistances. The establishment of statistical models for load and resistance should be preceded the application of reliability theory. In this paper, especially the influence of the statistical variations of resistance models, which are described in terms of strength of concrete, strength of reinforcements and sectional dimensions and so on, are examined and the probabilistic models for resistance of reinforced concrete members were developed. The statistical data were collected on local tests and experiments in Korea and the Monte Carlo simulation (MCS) technique was used. The results of this paper may be useful and valuable in calibration of design code in this country.

Keywords : *reinforced concrete members, structural reliability, statistical resistance models, monte carlo simulation*

요 지

대부분의 콘크리트구조설계기준은 구조물의 안전에 대한 여유를 확보하기 위해 하중계수 및 저항계수의 안전계수를 고려하고 있다. 이 안전계수는 하중과 저항의 통계적 불확실성을 적절하게 고려한 구조신뢰성 이론에 근거하여 결정되어야 하는데, 구조신뢰성 이론의 적용은 하중 및 저항에 대한 통계적 모델의 정립이 선행되어야 한다. 이 논문에서는 콘크리트 압축강도, 철근 항복강도 및 부재 단면치수의 통계적 변동성을 고려한 철근콘크리트 부재의 저항모델을 개발하였다. 통계모델 개발에 적용된 자료는 국내의 실험 및 시험 자료를 기초로 하였으며, 몬테칼로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation)기법을 적용하였다. 이 논문의 결과는 콘크리트 구조설계 기준의 검증 및 개정작업에 유용한 자료를 제공할 것으로 기대된다.

핵심용어 : 철근콘크리트부재, 구조신뢰론, 저항통계모델, 몬테칼로 시뮬레이션

1. 서 론

우리나라의 콘크리트구조설계기준은 구조 신뢰성 이론에 바탕을 둔 하중저항계수설계법(LRFD:Load and Resistance Factor Design)의 형식을 토대로 구조부재의 단면이 갖는 공칭강도에 적절한 안전여유(Margin of Safety)를 주는 강도설계법에 그 기반을 두고 있으며, 2007년 개정된 콘크리트 구조설계기준에서 강도설계법은 구조부재의 안전을 위해서 하중계수와 저항계수(강도감소계수)의 다양한 조합을 규정하고 있다. 한계상태방정식에서 하중과 저항의 설계변수들은 하중의 지역적 특성, 구조재료의 강도특성, 부재의 제작 및 시공의 숙련도, 정교성 등에서 많은 불확실성을 보이므로 각 설계변수들은 확률변수로 고려되어야 하며, 부분안전계수인 하중 및 저항계수는 그 설계기준을 적용하여 설계되는 대상 구조물들의 강도 및 하중과 관련된 통계적인 자료의 데이터베이스에 기초를 둔 통계적 해석과 실용적인 2차모멘트 구조신뢰성 이론에 바탕을 둔 보정기법에 의해 산정되어야 한다(조효남 등, 2008). 국내에서는 조태송 등(1983)이 신뢰성 이론에 의한 철근콘크리트옹벽의 안정해석 및 설계규준에 대한 연구를 수행하였고, 손승효과 이종헌(1987)에 의해 하중 및 저항계수 설계에 대한 연구가 수행되는데 각 설계변수들에 대하여 국내 통계자료를 바탕으로 하는 설계기준개정작업에는 한계를 보였다. 또한, 고강도 콘크리트의 사용이 늘어가고 있는 추세를 반영하지 못하고, 국내의 현장 시공여건 역시 고려하지 못하고 있는 문제점이 있다. 따라서 이 연구에서는 국내 설계기준의 개정작업의 첫 단계로 불확실성을 갖는 철근콘크리트 구조부재의 저항모형을 결정하는데 있어 최근 국내에서 발표 및 보고된 각종 실험 자료를 이용하여

*정회원 · 교신저자 · 서경대학교 토목공학과 교수 (E-mail : zskim@skuniv.ac.kr)
**비엔지컨설턴트 기술영업팀 사원 (E-mail : sin1jidy@gmail.com)

저항모형의 각 설계변수들이 갖고 있는 확률적 특성을 분석하였으며, Monte Carlo Simulation(MCS)기법을 사용하여 여러 형태의 철근콘크리트 구조부재에 대한 확률특성을 정립하고, 국내 실정에 맞는 저항의 통계적 모델을 제시하였다. 이 논문에서 제안하고 있는 철근콘크리트 부재의 저항모형은 국내의 실험 자료를 바탕으로 분석되어 신뢰성 이론을 활용한 설계기준개정작업에 필요한 참고자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

2. 저항능력의 불확실성

2.1 콘크리트

콘크리트 저항특성의 확률모델을 작성하기 위한 콘크리트의 압축강도에 대한 자료의 수집은 국내 공인시험기관 및 레미콘 생산업체 시험실 자료를 중심으로 이루어졌다. 콘크리트의 압축강도는 2007년 및 2008년에 걸쳐 레미콘 공장의 시험실로부터 수집한 자료를 사용하였는데, 설계기준압축강도 24 MPa에 대하여 3,668개의 값 및 30 MPa에 대한 569개의 값으로 총 4,267개의 값이며, 각 시험값은 관련 기준에서 제시한 대로 동일한 배치에서 취한 시험체 3개의 평균값을 의미한다. 이 자료에 의하면 24 MPa 및 30 MPa의 설계기준압축강도(f_{ck})에 대하여 28.3 MPa과 34.5 MPa의 평균강도(f_{cu})값을 보이고 있으며, 변동계수는 0.07 및 0.05이다. 또한, 고강도 콘크리트에 대하여 실내배합을 수행하고 총 343회의 압축강도 시험을 통해 설계기준압축강도 40, 50 및 60 MPa의 콘크리트에 대한 자료를 추가하였다. 각 설계기준압축강도에 대한 평균강도는 46.4, 54.0 및 65.4 MPa이고 변동계수는 0.04, 0.02 및 0.02로 각각 분석되었으며, χ^2-test 확률모델 검증에 의하면 5% 유의수준에서 정규분포를 따르는 것으로 나타났다(신정호, 2010). 여기서 나타내는 콘크리트의 압축강도는 표준원주공시체 시험값으로, 실제 현장 타설 부재의 콘크리트 압축강도의 변동계수(V_c)는 원주공시체 시험을 통해 발생할 수 있는 변동성을 고려하여야 한다. Mirza 등(1979)에 의하면 현장 타설 부재콘크리트 압축강도의 변동계수는 표준원주형 공시체 압축강도의 변동계수와 다음의 관계식을 가진다.

$$V_c = (V_{ccyl}^2 + 0.0084)^{1/2} \quad (1)$$

여기서, V_{ccyl}는 표준원주공시체 시험값의 변동계수이다.

Table 1은 콘크리트 압축강도의 확률모델을 정리한 것인데, 여기서 편중계수(Bias Factor)는 설계기준압축강도에 대한 평균 압축강도의 비이다.

2.2 철근

철근항복강도의 통계적 특성의 결정은 2005년부터 2007년까지 국내에서 생산된 철근의 항복강도 시험자료를 수집하여 사용하였다. 생산회사에 따른 철근의 품질 변동성의 확인을 위해 각 회사의 자료수를 고려하였고, PS 강재를 제외한 철근콘크리트 봉강에 대해서만 분석하였다. 설계기준항복강도 300 MPa의 철근에 대해서는 1,580개의 자료를, 500 MPa의 철근에 자료에 대해서는 123개의 자료를 수집 분석하였다. 분석결과 설계기준항복강도에 대한 실제항복강도는 366 MPa과 535 MPa이고 변동계수는 0.06 및 0.03이다. 과거의 국내 자료(김상효 등, 1989)와 비교해볼 때 이 연구에서는 5개 회사의 자료를 대상으로 했기 때문에 자료의 신뢰도가 상대적으로 높다고 할 수 있다. 하지만 McGregor 등(1983)의 연구결과에 따르면 Grade 40(f_y=275 MPa) 철근에 대하여 변동계수가 0.098~0.116의 범위를 보이고 있고, Ellingwood(1977)는 변동계수의 값을 0.09로 선정하였다. Mirza 등(1979)의 조사에서는 변동계수가 0.04~0.21(Grade 40)과 0.05~0.10(Grade 60)의 범위로 제시되었다. Table 2에서는 이 연구의 저항모형 분석에 사용된 철근의 확률 특성을 정리해 놓은 것이다(신정호, 2010).

Table 1. Statistics properties of concrete

f_{ck}(MPa)	Bias factor	V_c	Distribution
24	1.18	0.12	Normal
30	1.15	0.11	
40	1.16	0.10	
50	1.08	0.09	
60	1.09	0.09	

Table 2. Statistics properties of reinforcement

f_y	Bias factor	V_c	Distribution
300 MPa	1.22	0.061	Beta
500 MPa	1.07	0.033	

Table 3. Statistics properties of dimensions

Properties		Mean(mm)	S.D(mm)	Distribution
Effective depth	Beam	-14.45	20.67	Normal
	Slab	-0.65	11.78	
	Column	-9.54	11.08	
Width	Beam	+5.70	9.5	Normal
	Column	+3.19	7.33	
Thickness	Slab	+3.08	10.86	Normal

2.3 부재 단면의 기하적 성질

구조부재 단면의 기하적 성질에 대한 통계적 특성은 최근의 건설 여건 및 시공 기술을 반영한 한국콘크리트학회의 성능중심의 건설기준 표준화 연구단(2010)의 자료를 참고하였다. 구조물의 폭 및 두께는 슬래브, 보 및 기둥 모두 설계된 값보다 약간 큰 경향을 보이며, 철근의 유효깊이는 설계값에 미치지 못하는 평균값을 갖는 것으로 나타났다. 또한, 이 연구에서 외부 단면의 시공오차에서 보와 기둥의 깊이에 대한 국내의 자료를 구할 수 없어서 폭의 시공오차 값과 같다는 가정으로 철근의 유효깊이를 구하였으며 Table 3은 이를 정리한 것이다.

3. 구조부재의 저항 모형 결정

철근콘크리트 구조부재의 저항능력은 사용재료의 역학적 특성과 부재단면치수의 기하학적 성질 등에 의한 불확실성을 반영하여 결정되어야 한다. 그러나 각 설계변수들의 복합적인 영향으로 인해 철근콘크리트 부재의 저항모형에 대한 확률적 특성을 해석적으로 분석하기는 어렵다. 일반적으로

확률적 특성을 분석하기 위해서는 방대한 통계자료가 필요하며, 현장에서 발견되는 여러 가지 부재의 종류 및 시공오차를 반영할 수 있어야 하지만, 실질적으로 현장조건을 고려한 많은 실험을 한다는 것은 현실적으로 매우 어렵다. 이러한 직접 실험의 제한성을 피하며, 합리적인 결과를 얻을 수 있는 방법이 MCS기법으로, 각 부재의 저항력을 합리적으로 산정할 수 있는 공식을 가지고 있다면, 이 공식에서 요구되는 설계변수들의 확률적 특성을 분석하여 이로부터 구조부재의 확률 특성을 도출하는 방법이다(김상효 등, 1989).

이 연구에서는 MCS기법을 사용하여 휨을 받는 부재와 휨과 압축을 함께 받는 부재에 대한 확률 특성을 분석하고 국내 실정에 맞는 저항모형을 제시하였다. 또한, 각 구조부재의 저항력을 산정하기 위하여 철근콘크리트 해석이론에 사용되는 수학적 모델로 구한 이상적인 거동은 실제 부재의 저항거동과 차이를 보이게 되는데, 이는 부재 저항력의 불확실성이 재료 및 시공오차의 불확실성에서 비롯되는 변동성 이외에 재료 및 기하적 성질을 부재의 거동과 관련짓는 모델링 과정의 단순화 또는 이상화에 따른 오차로부터 영향을 받기 때문이다. 이 차이를 모델오차(Model Error)라고 하는데 모델오차를 완전히 제거하는 것은 현실적으로 불가능한 문제이므로 오차의 크기를 가능하면 정확하게 산정하는 것이 중요하다. 이 연구에서는 MCS과정에서 생기는 이러한 오차를 줄이기 위해서 모델오차를 평균 1.01, 변동계수 0.046을 갖는 정규분포로 보아 결과를 보정하였다(MacGregor 등, 1983).

3.1 휨부재

휨을 받는 부재는 단철근 콘크리트보, 복철근 콘크리트보와 일방향 슬래브를 대상으로 하였으며, 모든 단면에 대하여 인장철근비를 여러 가지 값으로 변화시켜 저항능력을 계산하였다. 보통강도 콘크리트로는 설계기준압축강도 24, 30 MPa을 고강도 콘크리트로는 설계기준압축강도 40, 50 및 60 MPa을 사용하였다. 철근은 설계기준항복강도 300 MPa과 500 MPa를 사용하여 분석하였으며, 콘크리트와 철근의 강도 특성 및 시공오차에 관한 확률 특성은 앞 절에서 분석한 값을 사용하였다. 철근비에 대한 확률 특성은 국내 연구자료가 없기 때문에 Ellingwood(1977)의 연구결과에 따라 평균값을 공칭값으로 하고 변동계수는 0.03을 사용하였으며, 통계적 모델은 정규분포를 사용하였다. 또한 철근콘크리트 구조부재의 저항모형특성 중 저항강도가 낮은 부분인 하부꼬리(Lower Tail)의 확률특성을 가능하면 정확하게 모형화하는 것이 중요하기 때문에 하부 5%범위의 값들을 정규화시키는 평균과 변동계수를 도출하였다. 즉, Fig. 1에서 보인 것처럼 MCS를 이용하여 생성한 모사값(Simulated Values)을 Fig. 2의 정규확률분포지에 나타내고 하위 5%의 자료를 사용하여 저항특성의 통계량을 도출하였다.

Table 4는 단면 300×600 mm의 직사각형단면 보를 보통강도 콘크리트를 적용하여 다양한 철근비에 대하여 분석한 결과이고 Table 5는 같은 단면의 부재에 고강도 콘크리트를 적용하여 분석한 결과이다. 여기서 정리된 MCS 결과는 공칭값에 의해 산정한 공칭휨강도(M_n)에 대한 비율이며(M_u/M_n), 괄호안의 숫자는 저항력의 변동계수이다.

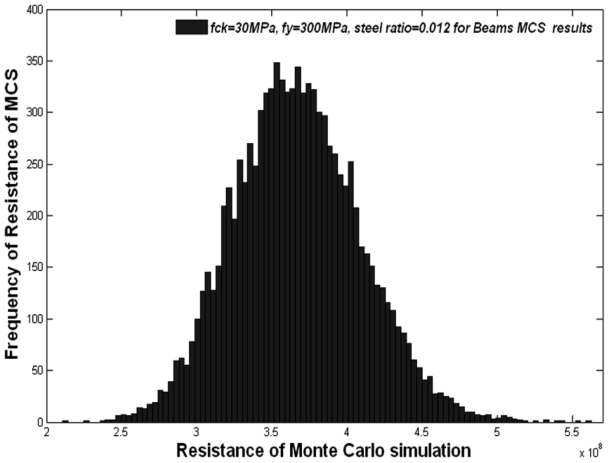


Fig. 1 Probability density function using MCS techniques

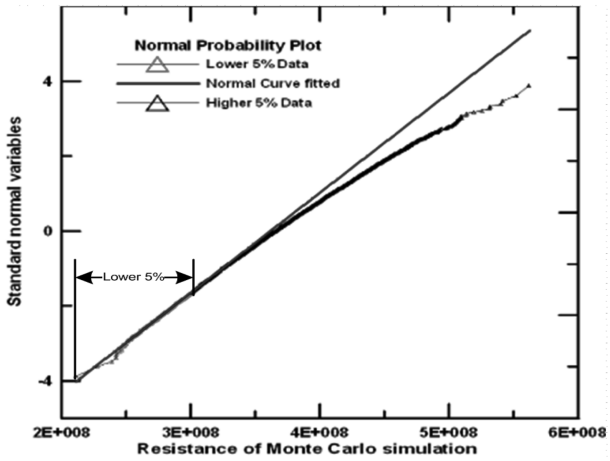


Fig. 2 Lower 5% values of resistance models on normal probability paper

이 결과에 따르면 콘크리트의 설계기준압축강도 차이보다 철근의 설계기준항복강도 차이에 의해서 부재 저항력의 편중계수가 더 많은 변화를 보이고 있다. 또한, 설계기준항복강도 300 MPa의 철근을 사용하는 것보다 500 MPa의 철근을 사용하였을 때 저항력의 편중계수가 작은 값을 나타내는데 이는 설계기준항복강도 500 MPa의 철근이 설계기준항복강도 300 MPa의 철근에 비해서 상대적으로 낮은 평균값과 50%정도 낮은 변동계수를 갖는 철근의 확률 특성이 반영된 결과로 분석된다. 저항력의 분산성은 사용재료의 강도수준에 상관없이 비슷한 결과 값의 범위로 분석되었다. 전체적으로 철근비가 증가할수록 변동계수가 작아지는데 이는 철근콘크리트 보의 파괴거동에 따라 콘크리트보다 철근의 불확실성의 영향을 더 받기 때문에 철근의 통계적 특성이 반영된 결과이다. 기존의 국내 연구결과(김상효 등, 1989)에서는 설계기준압축강도 210 kg/cm^2 콘크리트와 설계기준항복강도 3000 kg/cm^2, 4000 kg/cm^2 철근을 이용한 보에서는 편중계수가 평균1.00~1.10 범위와 변동계수 0.10~0.14 범위로 분석되었다. 이 연구에서는 비슷한 수준의 설계변수를 사용한 결과인 설계기준압축강도 24 MPa의 콘크리트와 설계기준항복강도 300 MPa 철근을 사용하여 분석된 결과 값들의 평균값이 이들보다 10% 정도 높은 것으로 나타났는데, 이 결과는 국내의 콘크리트 품질관리가 향상된 결과로 볼 수 있고, 해외 연구결과(MacGregor 등, 1983)와 비교하면 Grade

Table 4. Monte carlo simulation results of beams for ordinary strength concrete

(a) f_{ck} = 24 MPa, f_y = 300 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.183 (0.126)	1.203 (0.135)	1.190 (0.137)	1.204 (0.144)
0.01	1.196 (0.130)	1.241 (0.115)	1.163 (0.102)	1.195 (0.109)
0.02	1.144 (0.084)	1.167 (0.093)	1.174 (0.092)	1.177 (0.086)
0.03	1.169 (0.097)	1.139 (0.082)	1.180 (0.091)	1.172 (0.083)

(b) f_{ck} = 30 MPa, f_y = 300 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.180 (0.109)	1.188 (0.119)	1.178 (0.121)	1.177 (0.125)
0.01	1.179 (0.109)	1.186 (0.104)	1.180 (0.097)	1.183 (0.097)
0.02	1.150 (0.085)	1.169 (0.095)	1.183 (0.087)	1.179 (0.083)
0.03	1.154 (0.087)	1.159 (0.090)	1.167 (0.082)	1.169 (0.081)

(c) f_{ck} = 24 MPa, f_y = 500 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.037 (0.127)	1.033 (0.121)	1.032 (0.121)	1.036 (0.123)
0.01	1.038 (0.122)	1.029 (0.111)	1.039 (0.104)	1.017 (0.093)
0.02	1.070 (0.129)	1.027 (0.104)	1.023 (0.092)	1.022 (0.085)
0.03	1.100 (0.133)	1.063 (0.111)	1.022 (0.089)	1.034 (0.088)

(d) f_{ck} = 30 MPa, f_y = 500 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	
0.005	1.024 (0.106)	1.021 (0.106)	1.029 (0.106)	1.035 (0.108)
0.01	1.031 (0.104)	1.026 (0.098)	1.021 (0.088)	1.033 (0.090)
0.02	1.038 (0.105)	1.034 (0.097)	1.031 (0.087)	1.015 (0.077)
0.03	1.045 (0.104)	1.031 (0.092)	1.041 (0.090)	1.034 (0.085)

Table 5. Monte carlo simulation results of beams for high strength concrete

(a) f_{ck} = 40 MPa, f_y = 300 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.209 (0.119)	1.178 (0.122)	1.191 (0.137)	1.170 (0.138)
0.01	1.156 (0.104)	1.183 (0.110)	1.172 (0.105)	1.180 (0.106)
0.02	1.169 (0.111)	1.166 (0.100)	1.186 (0.095)	1.170 (0.085)
0.03	1.164 (0.092)	1.153 (0.088)	1.167 (0.083)	1.158 (0.078)

(b) f_{ck} = 40 MPa, f_y = 500 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.023 (0.100)	1.042 (0.114)	1.033 (0.112)	1.023 (0.111)
0.01	1.042 (0.109)	1.057 (0.111)	1.035 (0.098)	1.046 (0.099)
0.02	1.020 (0.100)	1.036 (0.098)	1.036 (0.088)	1.021 (0.080)
0.03	1.044 (0.105)	1.062 (0.108)	1.027 (0.084)	1.032 (0.085)

(c) f_{ck} = 50 MPa, f_y = 300 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.137 (0.088)	1.151 (0.108)	1.166 (0.123)	1.161 (0.130)
0.01	1.168 (0.099)	1.168 (0.101)	1.159 (0.094)	1.159 (0.095)
0.02	1.166 (0.099)	1.173 (0.097)	1.163 (0.082)	1.163 (0.081)
0.03	1.143 (0.087)	1.136 (0.083)	1.184 (0.089)	1.170 (0.083)

(d) f_{ck} = 50 MPa, f_y = 500 MPa

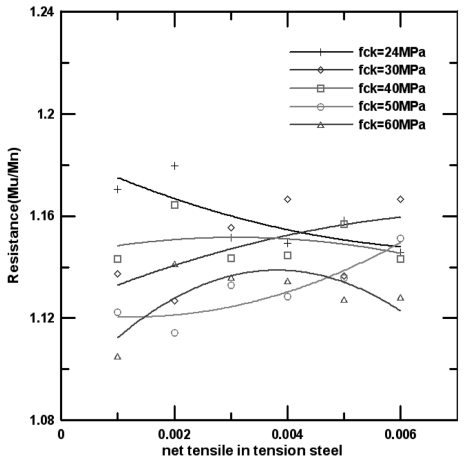
ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.023 (0.096)	1.029 (0.101)	1.034 (0.107)	1.028 (0.107)
0.01	1.010 (0.092)	1.031 (0.095)	1.046 (0.095)	1.025 (0.089)
0.02	1.034 (0.099)	1.033 (0.091)	1.031 (0.086)	1.031 (0.083)
0.03	1.034 (0.102)	1.025 (0.090)	1.027 (0.082)	1.029 (0.082)

(e) f_{ck} = 60 MPa, f_y = 300 MPa

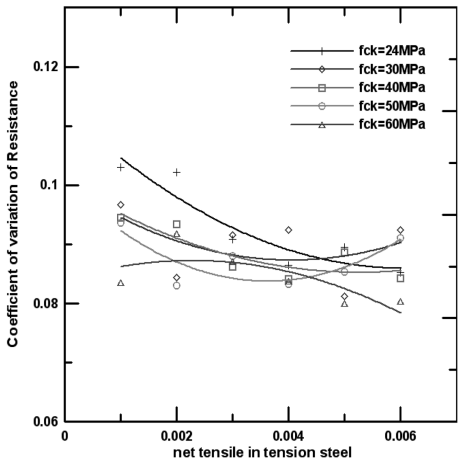
ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.175 (0.101)	1.170 (0.118)	1.167 (0.134)	1.168 (0.142)
0.01	1.164 (0.097)	1.170 (0.102)	1.176 (0.104)	1.168 (0.103)
0.02	1.169 (0.102)	1.173 (0.094)	1.165 (0.087)	1.172 (0.086)
0.03	1.158 (0.090)	1.167 (0.092)	1.170 (0.085)	1.163 (0.078)

(f) f_{ck} = 60 MPa, f_y = 500 MPa

ρ \ ρ'/ρ	0	0.2	0.6	1
0.005	1.040 (0.105)	1.031 (0.104)	1.043 (0.113)	1.047 (0.120)
0.01	1.017 (0.095)	1.030 (0.096)	1.025 (0.092)	1.028 (0.092)
0.02	1.042 (0.102)	1.016 (0.089)	1.033 (0.088)	1.032 (0.083)
0.03	1.039 (0.104)	1.029 (0.093)	1.027 (0.083)	1.036 (0.083)



(a) Bias factors of resistance



(b) Coefficient of variation of resistance

Fig. 3 Resistance properties for various specified design strength of concrete

40(f_y=275 MPa)의 철근과 5000 psi(f_{ck}=35 MPa)의 콘크리트를 이용한 보에서 낮은 철근비(ρ=0.005)에서는 평균 1.18과 변동계수 0.14, 약간 높은 철근비(ρ=0.019=0.35ρ_b)에서는 평균 1.14와 변동계수 0.14를 분석하였는데, 이것은 이 연구에서 분석된 결과 값들의 평균값과 비교했을 때 저항력의 편중계수는 0.04정도 작은 값이고, 변동계수는 0.035정도 높은 값이다.

2007년 개정된 콘크리트구조설계기준에서는 콘크리트의 변형률이 극한변형률에 이르렀을 때 최외단 인장철근의 순인장변형률에 따라 철근콘크리트 부재의 단면을 인장지배단면(Tension-Controlled Section), 압축지배단면(Compression-Controlled Section) 및 변화구간(Transition Section)으로 구분하고 각 경우에 대하여 강도감소계수, 를 변화시키도록 규정하고 있다. 이 논문에서는 강도감소계수를 인장철근의 변형률에 따라 변화시키는 경우 휨부재 저항능력의 통계적 특성이 저항계수 결정에 미치는 영향을 파악하고자 하였다. Fig. 3은 인장철근의 순인장변형률에 이르는 철근비에 대하여 콘크리트 압축강도 변화에 따른 저항력의 특성을 정리한 것인데, 일반적으로 작은 평균값과 분산성을 갖는 고강도 콘크리트를 사용한 부재가 보통강도 콘크리트를 사용한 경우보다 전체적으로 작은 저항력의 편중계수와 작은 변동계수를 보이고 있다. 또한 인장지배단면과 압축지배단면에 대하여 저항력의 편중계수는 다양한 변화를 보여주고 있고, 순인장변형률이 높을수록 즉 부재가 인장지배로 파괴될 때 변동계수는 작은 값으로 나타났지만, 최외단 인장철근의 순 변형률의 크기가 휨부재 저항능력의 통계적 특성에 특별한 영향을 미치지는 않는 것으로 판단된다. 따라서 이 연구에서는 일반적으로 휨 파괴로 설계되는 보의 특성상 보의 저항력을 인장지배 단면에 대한 철근비와 최소 허용인장변형률에 대한 철근비에 대하여 대푯값을 결정하였다. Table 6 및 Table 7은 2007년 콘크리트구조설계기준에서 규정되어있는 최외단 인장철근의 변형률에 따라 각 지배단면에 대한 변형률 한계 및 철근비에 대해서 부재 저항의 통계적 특성을 정리한 것이다.

일방향 슬래브에서는 인장철근만을 고려하여 공칭휨강도를 산정하였는데, 각 설계변수의 확률특성은 부재단면의 시공오차를 제외하고 보와 동일하게 선정하였다. 일반적으로 철근

Table 6. Statistical parameters of resistance (ε_t=0.004)

Minimum allowable strain	Steel ratio	f_y	f_{ck}	R/R_n	V_R
0.004	0.643	300	24	1.150	0.088
			30	1.157	0.091
			40	1.145	0.086
			50	1.137	0.088
			60	1.121	0.079
0.004	0.679	500	24	1.033	0.080
			30	1.054	0.090
			40	1.033	0.080
			50	1.023	0.082
			60	1.019	0.081

Table 7. Statistical parameters of resistance (ε_t= 0.005)

Net tensile strain	Steel ratio	f_y	f_{ck}	R/R_n	V_R
0.005	0.563	300	24	1.154	0.089
			30	1.142	0.084
			40	1.143	0.084
			50	1.125	0.081
			60	1.128	0.082
0.005	0.595	500	24	1.046	0.080
			30	1.037	0.085
			40	1.035	0.083
			50	1.029	0.083
			60	1.032	0.085

비가 비교적 작은 슬래브의 특성상 철근비 0.005와 0.01에 대해서만 MCS 결과를 분석하여 대푯값을 결정하였으며, Table 8은 철근의 설계기준항복강도에 따른 단면 100×200 mm의 슬래브의 분석 결과를 정리한 것이다.

3.2 휨모멘트와 압축력을 받는 부재

휨모멘트와 축력을 같이 받는 기둥의 저항 특성은 주어진 편심거리에 대한 공칭축강도(P_n)과 공칭휨강도(M_n)의 조합효

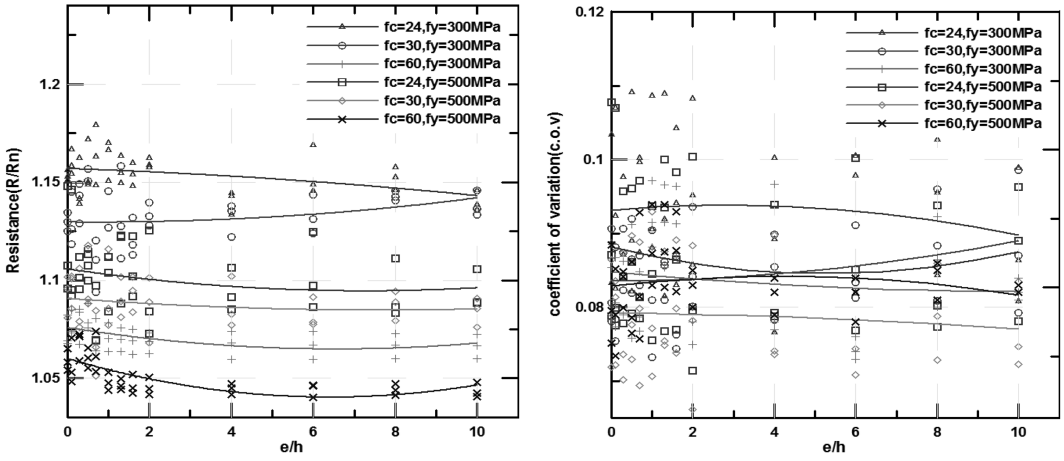
Table 8. Monte carlo simulation results of slabs

f_y		300				
f_{ck}		24	30	40	50	60
ρ	0.005	1.201 (0.114)	1.180 (0.106)	1.186 (0.107)	1.206 (0.118)	1.195 (0.112)
	0.01	1.181 (0.107)	1.200 (0.115)	1.166 (0.110)	1.194 (0.114)	1.189 (0.112)
f_y		500				
f_{ck}		24	30	40	50	60
ρ	0.005	1.061 (0.110)	1.056 (0.108)	1.045 (0.103)	1.067 (0.111)	1.062 (0.110)
	0.01	1.035 (0.093)	1.071 (0.112)	1.058 (0.105)	1.044 (0.105)	1.053 (0.108)

과를 고려하여 식 (2)과 같이 정의할 수 있다(Ellingwood, 1977).

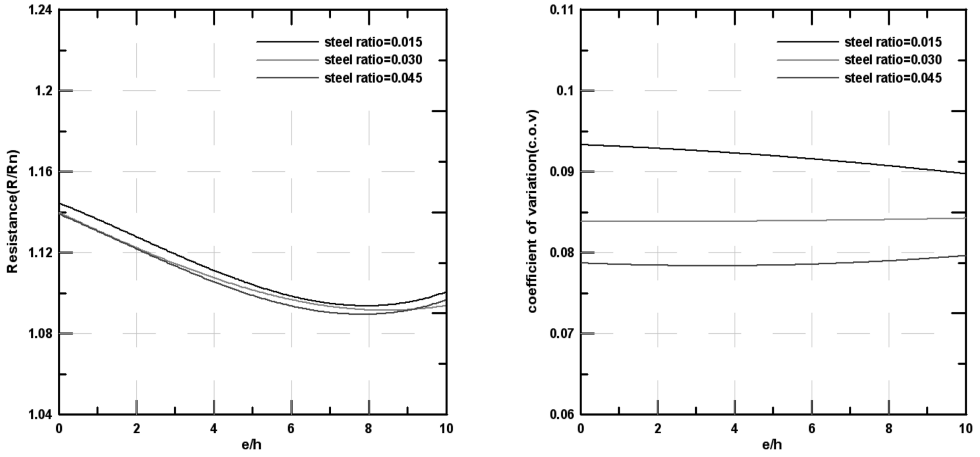
$$R_n = [P_n^2 + (M_n/h)^2]^{1/2} \quad (2)$$

Fig. 4는 단면 500×500 mm의 정사각형 띠철근 기둥에 대하여 편심(e)의 영향에 따른 저항력의 특성을 분석한 결과이다. 외국의 연구(Grant 등, 1978)에서 기둥의 저항력에 영향을 주는 요인은 콘크리트의 압축강도, 철근비 및 철근의 항복강도로 분석되었으므로 이 연구에서는 사용재료로 설계기준압축강도 24 MPa 및 30 MPa의 보통강도 콘크리트와 설계기준압축강도 60 MPa의 고강도 콘크리트를 이용하였고, 철근은 설계기준항복강도 300 MPa과 500 MPa를 사용하였고, 철근비는 0.015, 0.03, 0.045를 대상으로 하여 분석하였다. 이 때 사용한 철근비의 확률 특성은 보에서 분석한 자료와 동일한 통계 특성을 갖는 것으로 하였다. 이 결과에 따르면 보통강도 콘크리트와 설계기준항복강도 300 MPa의 철근을 사용한 경우에는 저항력의 편중계수가 1.128~1.215의 범위 값을 보이고 있고 저항력의 변동계수는 0.073~0.109의 범위 값으로 나타났으며, 공칭항복강도 500 MPa의 철근을 사용한 경우에는 저항력의 편중계수는 1.084~1.183, 변동계수는 0.066~0.108의 값을 보인다. 이는 기존의 국내연구결과(김상효 등, 1989)에 비해 20%가량 높은 수준이고 외국 연구결과(MacGregor 등, 1983)에서 저항력의 편중계수 1.05, 변동계수 0.12보다 저항력의 편중계수 값은 크고, 변동계수는 작은 값을 보이는 것이다. 고강도 콘크리트를 사용하는 경우에는 저항력의 편중계수가 1.092~1.122의 범위 값이었으며, 저항력의 변동계수는 0.073~0.097의 범위로 나타났다. 고강도 콘크리트와 500 MPa의 철근을 사용한 경우에는 저항력의 편중계수는 1.072~1.107이고 변동계수는 0.073~0.094이다. 최근의 고강도 콘크리트에 대한 외국의 연구결과(Nowak and Szerszen, 2003)에서는 저항력의 편중계수가 1.200이고, 변동계수가 0.12이다. 따라서 이 연구에서 분석된 저항력의 편중



(a) Bias factors of resistance (b) coefficient of variation of resistance

Fig. 4 Monte carlo simulation results of columns



(a) Bias factors of resistance (b) coefficient of variation of resistance

Fig. 5 Effect of steel ratio on mean value of strength ratio

계수는 기존의 연구결과 보다 10%가량 작은 수치이며, 변동계수 또한 30%가량 작은 수치이다. Fig. 5는 철근비에 따른 저항력의 통계적 특성을 도시한 것으로, 철근비가 높을수록 작은 저항력의 편중계수와 변동계수를 보이고 있다.

4. 결 론

이 연구에서는 국내 설계기준의 개정 작업의 첫 단계로 국내에서 발표된 연구결과를 사용하여 다양한 통계적 불확실성을 갖는 철근콘크리트 구조부재에 대하여 MCS를 이용하여 철근콘크리트 구조부재의 확률 특성을 분석하고, 휨부재 및 휨모멘트와 압축력을 동시에 받는 부재의 저항능력을 나타내는 통계적 모델을 제시하였다. 이 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 휨부재인 보와 슬래브에서는 콘크리트의 설계기준압축강도의 차이보다 철근의 항복강도수준에 따라 설계기준항복강도 300 MPa의 철근을 사용했을 때보다 500 MPa의 철근을 사용했을 경우 저항력의 편중계수가 작은 범위 값으로 나타났다.
2. 보에서는 300 MPa의 철근을 사용했을 경우 저항력의 편중계수는 1.136~1.209의 범위를 보였고, 500 MPa의 철근을 사용했을 경우에는 1.015~1.100의 범위를 보였으며, 변동계수는 0.077~0.144의 범위 로 사용재료의 강도수준에 영향을 받지 않고 비슷한 값을 나타낸다. 또한, 최외단 인장철근의 변형률은 철근콘크리트 휨부재 저항능력의 통계적 특성에 큰 영향을 주지 않는 것으로 나타났다. 분석된 값들의 대푯값으로 콘크리트구조설계기준에서 제시하고 있는 최외단 인장철근의 변형률에 대한 저항력의 특성은 300 MPa의 철근을 사용했을 경우 저항력의 편중계수가 1.121~1.157의 범위 값으로 나타났고, 500 MPa의 철근을 사용했을 경우 1.019~1.054의 범위 값을 갖고 있으며, 변동계수는 전체적으로 0.079~0.091의 범위이다.
3. 슬래브에서는 설계기준항복강도 300 MPa의 철근을 사용했을 경우 저항력의 편중계수가 1.166~1.206의 범위 값을 가지며, 변동계수는 0.106~0.115의 범위 값이다. 또, 공칭항복강도 500 MPa의 철근을 사용했을 경우에는 저항력의 편중계수가 1.035~1.071의 범위 값을 보이며, 변동계수는 0.093~0.112의 범위 값으로 나타났다.
4. 휨모멘트와 압축력을 동시에 받는 부재인 기둥에서는 휨부재 보다 상대적으로 철근의 공칭항복강도의 영향을 덜 받는 것으로 확인되었다. 보통강도 콘크리트와 300 MPa의 철근을 사용했을 경우 저항력의 편중계수는 1.128~1.215의 범위였으며, 변동계수는 0.073~0.109의 범위로 나타났다. 또한, 고강도 콘크리트와 300 MPa의 철근을 사용했을 경우에는 편중계수는 1.092~1.122의 범위를 가지며, 변동계수는 0.073~0.097의 범위였다. 보통강도 콘크리트와 500 MPa의 철근을 사용했을 경우에 저항력의 편중계수는 1.084~1.183의 범위 값을 보이고, 변동계수는 0.066~0.108의 범위 값을 갖는다. 고강도 콘크리트를 사용했을 경우에는 편중계수값이 1.072~1.107의 범위이고, 변동계수는 0.073~0.094의 범위였으며, 철근비가 높을수록 저항력의 편중계수와 변동계수가 작은 값을 보이는 것을 알 수 있다.
5. 이 연구에서 개발된 철근콘크리트 구조부재의 저항능력에 대한 통계적 모델은 국내에서 생산 및 제조된 사용재료의 강도특성과 시공오차의 자료를 이용하여 분석된 결과로 현행설계기준의 합리적인 신뢰도 검증을 위한 기초자료로서 의미가 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 국토해양부 산하 한국건설교통기술평가원의 「성능중심의 건설기준 표준화 연구단」에 의해 수행되는 2006 건설교통 R&D 정책 및 인프라 사업(06-기반구축-A-01)의 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

김상효 등(1989) **구조물의 신뢰성에 관한 연구 - 고정하중 · 적재하중 및 풍하중하에서의 R.C. 건물**, 한국건설기술연구원 결과보고서, 한국건설기술연구원.

성능중심의 건설기준 표준화 연구단(2010) **시공오차 자료집**. 한국콘크리트학회.

손승효, 이종헌(1987) 신뢰성 이론에 의한 하중 및 저항계수 설계, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제7권 제4호, pp. 1-12.

신정호(2010) **콘크리트와 철근의 역학적 특성의 통계적 분석**, 석사학위논문, 서경대학교, pp. 15-31, 45-56.

조태송, 조효남, 전재명(1983) 신뢰성 이론에 의한 R.C. 옹벽의 안정해석 및 설계규준, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제3권 제3호, pp. 71-86.

조효남, 지광습, 윤정현, 김이현, 최현호, 이광민, 이상윤, 선종완(2008) **구조신뢰성공학**. 구미서관.

한국콘크리트학회(2007) **콘크리트 구조설계기준해설**, 기문당.

Ellingwood, B. (1977) Statistical analysis of RC Beam-Column interaction. *ASCE*, Vol. 103, No. ST7, pp. 1377-1387.

Grant, L.H., Mirza, S.A., and MacGregor, J.G. (1978) Monte carlo study of strength of concrete columns. *ACI Journal*, Vol. 75, pp. 348-358.

Mirza, S.A., Hatzinikolas, M., and MacGregor, J.G. (1979) Statistical descriptions of the strength of concrete. *ASCE*, Vol. 105, pp. 1021-1037.

McGregor, J.G., Mirza, S.A., and Ellingwood, B. (1983) Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed concrete member. *ACI*, pp. 167-176.

Mirza, S.A. and MacGregor, J.G. (1979) Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 105, No. ST5, pp. 751-766.

Nowak, A.S. and Szerszen, M.M. (2003) Calibration of design code for buildings(ACI 318): Part 1-Statistical models for resistance. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 3, pp. 377-382.

(접수일: 2011.2.28/심사일: 2011.4.4/심사완료일: 2011.5.20)