

철근콘크리트 구조물의 합리적인 신뢰성해석연구

Realistic Reliability Analysis of Reinforced Concrete Structures

오병환* · 고재균** · 백신원*** · 이형준*** · 한승환***

Oh, Byung Hwan · Koh, Chae Koon · Baik, Shin Won · Lee, Hyung Joon · Han, Seung Hwan

Abstract

Presented is a study on the establishment of a method of advanced reliability analysis for the realistic analysis and design of reinforced concrete(RC) structures. Considerable variabilities exist in concrete structures due to random nature of concrete materials and member dimensions. The present study analyzes first the uncertainties in concrete, reinforcements and member dimensions and then a method is proposed to determine the probability uncertainties of basic variables. The limit state equations are also proposed for the RC members with axial compression and bending and RC footings. The advanced invariant second-moment method is applied to analyze those structures. The present study provides an important base for realistic reliability analysis of RC structures.

요 지

본 논문에서는 철근콘크리트 구조물의 합리적인 해석 및 설계를 위하여 진보된 신뢰성해석기법을 정립하기 위한 연구를 수행하였다. 철근콘크리트 구조물은 그 특성상 콘크리트와 철근 등 사용재료의 변동성이 크고, 작용하는 하중도 불확실성을 내포하고 있어 이들 변수의 분산성을 합리적으로 고찰하여야 구조물의 합리적인 안전도를 확보할 수 있다. 본 연구에서는 콘크리트와 철근 등 사용재료와 부재단면치수의 확률특성을 분석하였고, 이로부터 부재 저항능력의 확률특성을 산정하는 방법을 제시하였다. 또한, 압축과 휨을 함께 받는 부재와 확대기초의 한계상태함수식을 유도하였고, 이를 바탕으로 불변2차모멘트법을 이용한 신뢰성해석을 수행하였다. 본 논문은 앞으로 철근콘크리트 구조물의 합리적인 안전도 확보를 위한 신뢰성해석에 유용한 토대를 제시하고 있다.

1. 서 론

최근들어 구조물의 설계에 합리적인 안전도를 확보하는 문제에 대해 지대한 관심이 집중되고 있다. 합리적인 안전률이란 구조물이 갖는 실제적인 안전

률이 가장 타당하고 합리적인 방법으로 결정된다는 것을 뜻한다. 그동안의 구조물 설계는 안전률의 설정이 반경험적으로 이루어져 왔다. 예를 들면 구조물에 작용하는 하중도 일련의 통계자료를 이용한 반경험적인 방법으로 설정되었고 또한 구조물의 저항능력도 설계도에 명시된 값을 그대로 확정론적으로 이용하여 설계해왔다.

즉, 설계도에 명시된 콘크리트의 설계기준강도,

* 정회원 · 서울대학교 공과대학 토목공학과 교수

** 정회원 · 서울대학교 농과대학 농공학과 교수

*** 정회원 · 서울대학교 대학원 박사과정수료

철근의 항복강도 그리고 부재단면치수를 그대로 이용하여 부재의 저항능력(저항 모멘트, 저항 전단력, 저항 축력 등)을 산정하여 설계해왔다. 그러나, 실제 현장에서 시공되는 콘크리트의 강도는 설계기준강도와 다를 뿐만아니라 철근강도와 부재단면 치수도 실제적으로 많은 변동성을 갖게 된다. 따라서, 이들과 각 인자의 불확실성을 합리적으로 고려하지 않고는 구조물의 정확한 안전도의 확보는 불가능해지게 되는 것이다.⁽¹⁻⁶⁾

이와 같은 문제는 최근들어 전세계적으로 부각되고 있는 현실이며, 따라서 구조물의 경제적이고도 합리적인 설계를 위한 새로운 신뢰성 해석방법이 도입되기 시작하고 있다. 즉, 미국, 캐나다, 영국, 네덜란드 등 구미 각 나라에서 신뢰성이론에 근거한 설계개념이 설계시방서에 도입되기 시작하고 있는 것이다.

따라서, 본 연구의 목적은 철근 콘크리트 구조물의 합리적인 해석 및 설계를 위하여 하중 및 부재강도의 불확실성을 분석하고 한계상태 모델을 유도하며 이를 바탕으로 철근콘크리트 구조물의 신뢰성 해석을 수행하여 합리적인 신뢰성 해석기법을 구축하는데 있다.

2. 하중과 저항의 불확실성 분석

2.1 하중의 불확실성 분석

구조물에 작용하는 하중은 그 크기에 따라 구조물의 안전도에 직접적인 영향을 미치게 된다. 일반 철근 콘크리트 구조물에 작용하는 가장 보편적인 하중은 사하중과 활하중으로써 신뢰성 해석을 위해서는 이들의 불확실성 분석이 필요하다.

(1) 사하중

사하중은 구조물의 사용기간동안 그 크기 및 위치가 거의 변하지 않으며 국내의 자료에 따르면 사하중의 공칭값에 대한 평균값의 비는 1.0정도이고 분산계수는 0.06 - 0.15의 범위에 있는 것으로 나타나 있다.⁽⁵⁾

다음 표 1은 외국의 각종 자료로부터 분석된 사하중의 확률특성으로써 이 표에서 D_n =사하중의 공칭값, D =사하중의 평균치, V_B =모델링 오차, V_{AD} =사하중 자체의 분산계수, V_D =전체 분산계수를 나타낸다.

표 1. Probability characteristics for dead loads

	D/D_n^*	$(V_B^2 + V_{AD}^2)^{1/2}$	V_D
Galambos & Ravindra(1973)	1.0	0.06	0.08
Allen(1976)	1.0	0.07	0.10
Ellingwood(1978)	1.0	0.09	0.10
Lind(1976)	1.05	-	0.09
Lind, Nowak & Moss(1978)	1.0	-	0.05
NSB special Publication 577	1.05	0.09	0.10

국내에서는 사하중에 대한 신뢰할 만한 확률특성 자료가 없는 실정이며 본 연구에서는 가장 합적인 것으로 평가되는 NBS자료를 인용하여 $D/D_n=1.05$, $V_D=0.1$ 로 모델링 하였으며 이의 확률분포는 정규 분포로 고려하였다.

(2) 활하중

활하중은 상시하중(Sustained live load)과 일시하중(transient live load)으로 구분할 수 있다. 이 구분은 주로 시간적인 개념에 의한 것으로 상시하중은 구조물의 사용기간중 오랜기간동안 지속적으로 작용하며 하중크기의 변화가 비교적 작은 활하중이며, 일시하중은 상대적으로 짧은 시간동안 재하되고 하중크기의 변화가 심하므로 예측이 어렵다.

상시하중은 일시하중에 비하여 사용기간중 크기의 변화가 작고 임의시점하중(arbitrary point-in-time load, L)으로 고려하면 사용기간 T 동안의 최대상시하중(maximum sustained load, L_s)의 확률분포는 다음식으로 쓸 수 있다.⁽⁵⁾

$$F_{L_s}(X) = \exp[-V_L T(1 - F_L(X))] \quad (1)$$

여기서, F_{L_s} =상시하중의 누적분포함수 · 즉 식 (1)을 적용하면 상시하중의 통계자료로부터 그 최대값의 분포를 결정할 수 있는데, 일시하중에 대하여는 이와 같이 알려진 확률모델이 없는 실정이다. 외국 자료에 따르면⁽⁵⁾ 임의시점하중의 경우 평균값의 공칭값에 대한 비가 0.24정도였으며, 이 값은 영향면적(influence area)이 증가함에 따라 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 또 모델링 오차 및 하중 자체의 분산을 고려한 분산계수(coefficient of variation)는 0.8에서 0.4의 범위에 있으며 이 값 역시

영향면적의 증가에 따라 감소하였다. 한편 일시하중의 최대값의 경우 50년을 구조물의 사용기간으로 잡으면, 공칭값에 대한 평균값의 비는 영향면적이 큰 경우 그 변동성이 심하고 비교적 영향면적이 작은 경우 1.11-1.38의 값을 보였으며, 전체 분산계수는 0.25정도였다.⁽⁵⁾

국내의 연구자료⁽⁶⁾에서는 상시하중과 일시하중의 발생빈도를 포아송과정(poisson process)으로 가정하고 각각의 발생강도를 Gamma분포를 이용하여 모델링하였으며 활하중의 공칭값에 대한 평균값의 비는 0.864-1.038이고, 분산계수는 0.239-0.244이다.

2.2 재료의 불확실성

(1) 콘크리트

콘크리트는 여러가지 원인에 의하여 압축강도의 변동성을 보이게 된다. 즉, 구성재료, 배합성분, 혼합, 운반, 타설, 양생등 전과정에 걸쳐 변동성을 보이기 때문에 이런 것들이 강도의 분산성으로 나타나게 된다. 국내에서는 철근콘크리트 구조물에 대하여 콘크리트의 강도 변동상황을 조사한 자료가 많지 않은 편이나 최근에 한국건설기술연구원에서 국내 현장에서 시공되는 콘크리트의 강도 변동상황을 조사한 것이 다음 표 2 이다.⁽⁶⁾

이 표 2 에서 보듯이 공칭강도에 대한 실제 압축강도의 비가 96%, 86%, 83%로서 공칭강도가 증가함에 따라 감소하고 있는데 이것은 외국의 결과(3, 5)와 유사한 경향을 보이는 것이나 실제 강도비가 높은 편이다. 이것은 현장작업시 타설의 편의를 위하여 일부 가수(加水)등 시공의 요인에 의한 것으로 분석되고 있다.

외국의 자료는 Mirza & Ellingwood등의 연구결과, 공칭강도 $f_n=210\text{kg/cm}^2$ (3000psi)일때 실제평균강도 $f_c=193\text{kg/cm}^2$, $f_c/f_n=0.92$, 분산계수는 0.18이며, 공칭강도 $f_n=280\text{kg/cm}^2$ (4000psi)일때 평균강도 $f_c=237\text{kg/cm}^2$, $f_c/f_n=0.85$, 분산계수는 0.18, 또한 공칭강도 $f_n=350\text{kg/cm}^2$ 일때 실제평균강도 $f_c=282\text{kg/cm}^2$, $f_c/f_n=0.81$, 분산계수는 0.15로 보고되고 있다.⁽⁵⁾

(2) 철근

콘크리트는 현장에서 타설되고 구성재료가 복잡하여 역학적 성질의 분산이 상대적으로 큰 편인데

표 2. Statistical properties of compressive strength in field concrete

Nominal strength $f_n(\text{kg/cm}^2)$	Average strength $f_c(\text{kg/cm}^2)$	f_c/f_n	c.o.v.	Number of data
180	173	0.96	0.21	110
210	180	0.86	0.10	145
240	199	0.83	0.16	65
Average	—	0.88	0.17	320

표 3. Statistical properties of reinforcements

	f_s/f_n	c.o.v.	Average strength (kg/cm ²)	Number of data	Remark
SD 30	1.20	0.064	3,600	822	Domestic data
SD 35	1.13	0.038	3,955	80	
SD 40	1.09	0.048	4,360	773	
Grade 40	1.13	0.116	3,170	—	Mcgregor et al.
Grade 60	1.12	0.098	4,725	—	

비하여 공장제품으로 생산되는 철근은 통계적 분산이 비교적 적으며 품질관리가 용이하다 할 수 있다. 그러나, 철근과 콘크리트의 상호 작용에 의하여 외부하중에 저항하는 철근콘크리트부재 저항능력의 확률특성을 결정하려면 철근의 통계적 성질이 필요하다.

국내에서 생산되는 철근은 한국공업규격(KS D 3504)의 규정에 따라 제작되며 표 3 은 국내생산 철근의 항복강도의 확률특성을 정리하여 놓은 것이다.⁽⁶⁾

상기 표 3 에서 국산철근의 분산성이 외국산 철근보다 작은 이유는 국내철근강도 자료수의 제한성 때문인 것으로 분석되고 있다.

2.3 부재단면치수의 확률특성

전절에서 서술한 내용은 부재의 저항특성을 결정짓는 중요한 요인중의 하나인 콘크리트와 철근의 강도특성의 통계적 특성이다. 이러한 사용재료의 통계특성 이외에 부재나 구조물의 저항능력을 결정하는 또 다른 요인으로 부재의 단면치수를 들 수

있다. 즉, 부재의 저항특성은 사용재료의 강도와 부재의 길이, 폭, 철근의 위치등 부재에 대한 기하적 성질이 필요하며, 따라서 본 절에서는 슬래브, 보 및 기둥 등의 부재에 대하여 그 단면 치수의 통계적 성질을 기술하였다.

(1) 슬래브

슬래브의 두께는 슬래브 단면의 유효 깊이와 슬래브 자중에 큰 영향을 미치며, 슬래브의 강도 및 처짐을 결정짓는 중요한 변수이다. 또 슬래브 두께의 변화는 거푸집의 표면마무리 정도와 바닥 거푸집의 지지형태에 따라 다른데 현장타설 콘크리트의 경우 측정된 평균두께는 거의 모든 경우에 설계된 값보다 약간 큰 경향을 보이며, 표준편차는 대개 일정하고, 프리캐스트 콘크리트의 경우 평균 측정치와 설계된 치수의 편차는 무시할 정도이며, 분산도 작다.

한편, 실제 슬래브의 강도(strength)를 산정할 때 필요한 값인 유효깊이는 슬래브 두께의 부정확성, 슬래브 내의 철근을 고정시키는 방법등에 따라 변하는데, 특히 상부 철근 깊이의 변화량이 크다.

국내 건물 구조물의 슬래브에서 상부철근 유효깊이의 변화량은 -36.7mm이고, 표준편차는 20.2mm의 값을 보이고⁽⁶⁾ 외국의 조사에 따르면 -10.9mm에서 -29.5mm까지의 분포를 보이는데 그 평균은 -19.6mm이고 표준편차는 16.0mm이다.⁽⁵⁾ 즉, 외국자료와 비교하여 보면 국내의 슬래브가 상부철근 유효깊이가 상대적으로 큰 오차를 보이고 있으며 분산의 정도도 약간 큰 것으로 나타나고 있다.

상부철근의 변화량에 비하여 상부철근 유효깊이의 변화량은 크지 않은 편인데 국내자료의 경우 평균은 -7.7mm, 표준편차는 13.2mm이고, 외국자료는 평균 -7.9mm, 표준편차는 15.1mm의 값을 보여 큰 차이가 없다.

(2) 보

보의 폭은 통계적 분산이 현장타설 콘크리트 부재와 프리캐스트 콘크리트 부재에 있어 큰 차이를 보이지 않으며, T형단면의 보는 거푸집의 제작의 복잡성 등으로 인하여 플랜지 폭의 분산정도가 복부폭의 분산 정도에 비하여 상대적으로 큰 값을 갖는다. 또, 철근 위치는 슬래브에 있어서와 마찬가지로 상부철근의 변동량이 하부철근의 변동량보다 분산 정도가 크다. 철근의 유효깊이는 보 전체의 깊이와 철근위치 고정 방법 등의 영향을 받으며, 그

분산정도는 슬래브에 비하여 작다.

실제 시공된 단면의 보 폭과 공칭단면의 보 폭 사이의 편차는 국내자료의 경우 평균이 0.94mm, 표준편차가 6mm이고, 외국자료의 경우 평균이 2.4mm, 표준편차가 4.8mm이다. 여기서, 국내 및 외국 자료는 전절에 기술한 참고문헌을 참조한 것으로 국내 구조물의 측정결과가 변동량의 평균은 작고 그 분산정도는 큰 경향을 보이고 있다.

(3) 기둥

기둥에 배근되는 수직방향의 철근은 띠철근, 거푸집 등에 따라 그 위치의 정확성이 결정되며, 단면의 강도는 철근의 위치 정확도에 많은 영향을 받게된다. 국내자료는 기둥의 철근량에 대한 것이 없으나 단면 위치에 대한 결정내용을 보면 설계단면과 실제단면의 편차는 1.3mm의 평균과 7.7mm의 표준편차를 보인다.

외국자료에 따르면 그 편차의 평균 및 표준편차는 각각 1.6mm와 6.4mm로 국내의 자료와 유사한 경향을 보인다.

3. 구조부재의 저항력 결정

부재 또는 구조물의 저항능력은 사용재료의 강도 및 부재단면의 기하적 성질의 향으로 표현되므로 재료강도와 단면치수의 변동성은 부재 저항능력의 변동성의 원인이 된다. 또한, 부재 저항능력을 도출하기 위하여 철근콘크리트 해석이론에 사용되는 수학적 모델의 거동은 실제 부재의 저항거동과 차이를 보이게 된다. 즉, 부재 저항능력의 변동성은 재료 및 단면치수의 변동성에서 비롯되는 차이 이외에 재료 및 기하적 성질을 부재의 거동과 관련짓는 모델링과정에서의 단순화 또는 이상화에 따른 오차가 많은 영향을 미친다. 이런 차이를 모델링 오차(modelling error)라고 하는데 모델링 오차를 완전히 제거하는 것은 현실적으로 불가능한 문제이므로 오차의 크기를 가능하면 정확하게 산정하는 것이 중요하다.

R을 부재의 강도(strength)를 나타내는 확률변수라 하면, R을 아래 형태의 함수식으로 쓸 수 있다.

$$R = R(\sigma_R, d, m) \quad (1)$$

여기서, σ =부재 강도를 나타내는 벡터, d =부재의 기하적 성질을 나타내는 벡터, m =모델 계수(model factor) 이다.

모델링 오차는 전술한 바와 같이 실제의 부재강도와 역학이론 등에 따라 도출된 공칭부재강도의 오차를 말하는데, 실제 강도를 R , 부재의 공칭강도(nominal strength)를 R_n 이라고 하면 다음 관계식으로 쓸 수 있다.

$$R = PMFR_n \quad (2)$$

여기서, P = 실제의 부재강도를 추정하는 수학적 모델의 정확성 여부에 따른 변수, M =재료강도 등의 성질을 나타내는 변수, F =제작오차 및 부재치수의 분산에 따른 계수이다.

P , M 및 F 는 각각의 실측치와 공칭치의 비를 말하는데 고유의 확률분포를 따르며, 이 변수들이 모두 2계 모멘트법을 적용시킬 수 있는 확률모델로 표현되면 저항의 평균 \bar{R} 및 분산계수 V_R 은 다음식으로 계산할 수 있다.

$$\bar{R} = \bar{P} \bar{M} \bar{F} \bar{R}_n \quad (3)$$

$$V_R^2 = V_P^2 + V_M^2 + V_F^2 \quad (4)$$

여기서, 각 변수 위에 그은 줄은 평균을 V 는 분산계수를 각각 나타낸다. M 및 F 의 확률모델은 앞의 2절의 내용을 이용하여 도출할 수 있으며, 공칭저항값인 R_n 은 설계시방서에 규정되어 있다.

본 절에서는 MCS(Monte Carlo Simulation)기법을 이용하여 휨을 받는 단철근보 및 복철근보, 전단을 받는 부재, 그리고 휨과 압축을 함께 받는 부재의 저항능력에 대한 표본을 생성하고 이들 각각에 대하여 통계적 성질을 산정하였다.

3.1 휨을 받는 부재

휨을 받는 부재로 단철근보 및 복철근보에 대하여 저항능력의 확률특성을 도출하였다.

(1) 단철근보

단철근보의 극한 저항모멘트를 산정하기 위하여 사용된 식은 다음과 같다.

$$M_n = \rho \sigma_y b d^2 (1 - 0.59 \rho \frac{\sigma_y}{\sigma_{ck}}) \quad (5)$$

여기서, M_n =단철근보의 극한저항모멘트(kg-cm), ρ =철근비, b =보의 폭(cm), d =보의 유효깊이(cm), σ_y =철근의 항복강도(kg/cm²), σ_{ck} =콘크리트의 압축강도(kg/cm²)이다.

보의 폭은 단위 길이당의 극한 저항모멘트를 계산하는 것이므로 100cm로 고정하고 단면의 높이를 각각 200cm, 250cm 및 300cm인 경우에 대하여 MCS기법을 적용하였다. 모든 단면에 대하여 인장철근비를 최소철근량과 최대철근량 사이의 여러가지 값으로 변화시켜 계산하였다. 또, 저항의 특성 중 관심이 있는 부분은 하부꼬리(lower tail) 영역이므로 전체 표본에 대한 평균, 분산계수 외에 하위 5% 및 10%를 가장 잘 모델링할 수 있는 평균 및 분산계수를 도출하였다. 표 4는 단철근보의 MCS 결과를 정리하여 놓은 것으로 표 밑에 변수들의 통계적 성질을 부기하였다. 여기서, $N(\cdot)$ 및 $LN(\cdot)$ 은 각각 정규분포와 대수정규분포를 의미한다.

또, 그림 1은 표 4(b)에 정리되어 있는 결과의 경향을 도시하여 놓은 것이다. 즉, 단면의 높이가 250cm인 결과를 도시한 것인데, 평균은 공칭값으로 정규화시킨 값들로 철근비의 증가에 따라 평균과 분산계수가 모두 감소하는 경향을 보이고 있다. 또한 단면치수, 즉 유효깊이의 변화는 평균 및 분산계수에 큰 영향을 주지 않는 것으로 표 4에 나타나 있다.

(2) 복철근보

복철근보의 극한 모멘트에 대한 확률특성은 아래 절차를 이용하여 도출하였는데, 단철근보와 달리 압축철근의 항복여부에 따라 세 경우로 구분 하여야 한다. 즉, 인장철근과 압축철근이 모두 항복한 경우, 압축철근만 항복한 경우, 인장철근이 항복하였으나 압축철근이 항복하지 않은 경우의 3가지 경우가 존재한다. 이때 극한 모멘트는 다음식 (6)으로 표시되나 여기서 C_s 가 경우별로 다르다.

$$M_n = C_c(d - \frac{a}{2}) + C_s(d - d') \quad (6)$$

여기서, C_c =콘크리트의 압축력= $0.85\sigma_{ck}ab$, a =콘크리트의 구형등가응력 깊이, $C_s=A_s'\sigma_s'$, A_s , A_s' =인장철근 및 압축철근의 단면적이다. 상식식(6)에서 등가직사각형 응력깊이 a 는 철근의 항복에 따라 단면내 평형조건을 만족하도록 정해져야 한다.

표 4. Probability characteristics of ultimate moment in singly-reinforced concrete beams

(a) beam height $h=200\text{cm}$

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.
0.006	1.212	0.0665	1.194	0.0446	1.202	0.0467
0.010	1.108	0.0642	1.159	0.0415	1.167	0.0439
0.015	1.138	0.0601	1.122	0.0419	1.139	0.0468
0.020	1.092	0.0575	1.069	0.0351	1.069	0.0349
0.025	1.042	0.0532	1.042	0.0409	1.042	0.0411
0.030	0.988	0.0499	0.969	0.0300	0.974	0.0319

(b) beam height $h=250\text{cm}$

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.
0.006	1.214	0.0702	1.182	0.0408	1.183	0.0412
0.010	1.178	0.0682	1.133	0.0391	1.147	0.0395
0.015	1.141	0.0643	1.116	0.0398	1.126	0.0430
0.020	1.094	0.0610	1.058	0.0315	1.055	0.0305
0.025	1.045	0.0569	1.030	0.0373	1.035	0.0389
0.030	0.990	0.0531	0.959	0.0270	0.967	0.0300

b: $N(100,0.02)$, σ_y : $N(3000,0.12)$, σ_{sk} : $LN(170,0.19)$, d: $N(-, 0.02)$, ρ : $N(-, 0.03)$

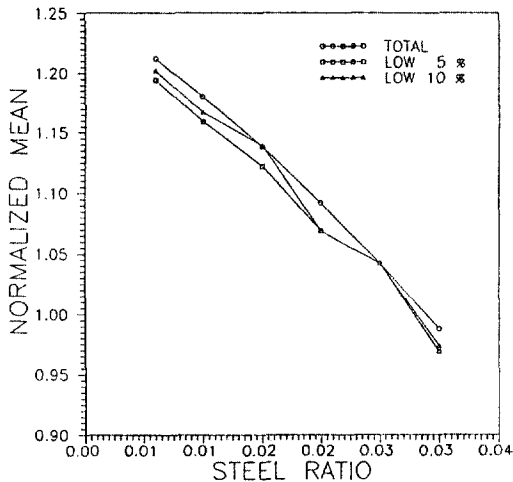


그림 1 Variation of normalized mean according to the steel ratio.

복철근보도 단철근보와 같이 철근비 및 단면치수를 변화시키면서 MCS기법을 적용시켰다. 또, 압축철근비(ρ')와 인장철근비(ρ)의 비도 변수로 선정하였다. 인장철근비는 0.006, 0.01, 0.015, 0.020, 0.025 및 0.03의 값으로 변화하고, 인장철근비에 대한 압축철근비의 비(ρ'/ρ)는 0.2, 0.4, 0.6 및 0.8의 값으로 변화하도록 하였다. 각각의 철근비에 대하여 단면의 전체 높이는 200cm, 250cm 및 300cm로 하였다. 표 5는 이들 가운데 대표적인 경우만 나타내고 있다. 또, 그림 2는 단면 높이 250cm인 단면에 대하여 인장철근비의 변화에 따라 복철근보의 극한 모멘트의 평균 및 분산계수의 변화경향, 인장철근비에 대한 압축철근비의 비율에 따른 모멘트의 평균 및 분산계수의 변화경향, 그리고 단면치수의 변화에 따른 크기효과(size effect)를 분석하기 위한 그림이다. 복철근보의 거동에 인장철근비가 미치는 영향은 단철근보와 유사하며, 인장철근과 압축철근의 비 및

표 5. Probability characteristics of ultimate moment in doubly-reinforced concrete beams
(a) beam height $h=200\text{cm}(\rho'/\rho=0.2)$

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.
0.006	1.211	0.0641	1.123	0.0501	1.125	0.0500
0.010	1.198	0.0625	1.199	0.0482	1.120	0.0471
0.015	1.177	0.0617	1.177	0.0461	1.179	0.0468
0.020	1.151	0.0611	1.196	0.0588	1.177	0.0536
0.025	1.123	0.0567	1.129	0.0450	1.128	0.0448
0.030	1.059	0.0410	1.122	0.0523	1.103	0.0464

(b) beam height $h=250\text{cm}(\rho'/\rho=0.2)$

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.	\bar{M}/M_n	c.o.v.
0.006	1.211	0.0597	1.221	0.0475	1.221	0.0475
0.010	1.192	0.0581	1.203	0.0469	1.202	0.0466
0.015	1.167	0.0562	1.173	0.0452	1.180	0.0473
0.020	1.141	0.0538	1.158	0.0457	1.153	0.0442
0.025	1.113	0.0513	1.121	0.0425	1.127	0.0441
0.030	1.042	0.0301	1.066	0.0339	1.065	0.0344

표 6. Probability characteristics of ultimate shear

Effective depth b (cm)	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{V}/V_n	c.o.v.	\bar{V}/V_n	c.o.v.	\bar{V}/V_n	c.o.v.
190	0.8372	0.0287	0.8673	0.0347	0.8533	0.0290
240	0.8369	0.0243	0.8481	0.0254	0.8500	0.0262
290	0.8372	0.0293	0.8611	0.0329	0.8509	0.0287
평균	0.8461	0.0274	0.8588	0.0310	0.8514	0.0280

보의 유효깊이는 복철근보 저항능력의 확률특성에 큰 관련이 없는 것으로 판단된다. 사용된 확률변수의 성질은 단철근보의 경우와 동일하다.

3.2 전단을 받는 부재

전단에 대한 저항능력은 콘크리트 표준시방서에 규정되어 있는 다음식을 사용하였다.

$$V_u = 0.53\sqrt{\sigma_{ck}bd} \quad (7)$$

부재의 폭은 100cm로 고정하였고, 단면의 전체 높이는 단철근보 및 복철근보에서와 같이 200cm, 250cm 및 300cm로 하였으며, 표 6은 그 결과를 정리하여 놓은 것이다.

휨의 경우와 마찬가지로 평균은 공칭값으로 정규화된 결과이고, 사용된 확률분포의 특성은 동일하다. 이 결과로부터 보면 하위 5% 자료 및 하위 10% 자료의 경우 단면치수의 변동이 평균이나 분산계수에 거의 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

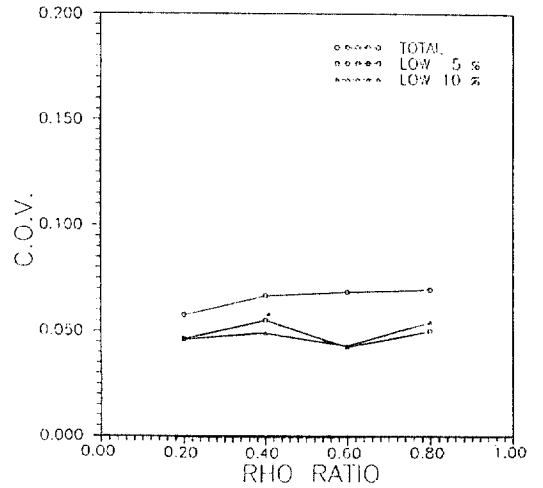
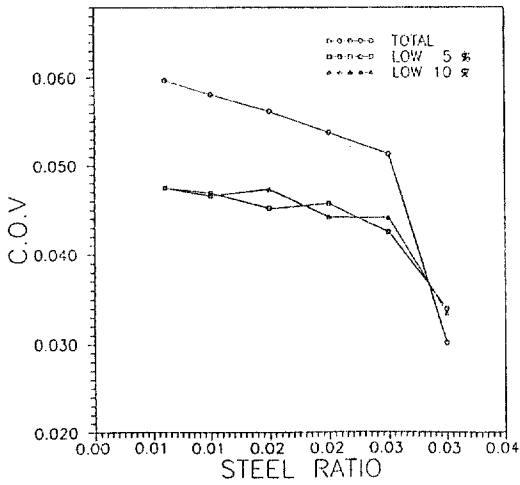
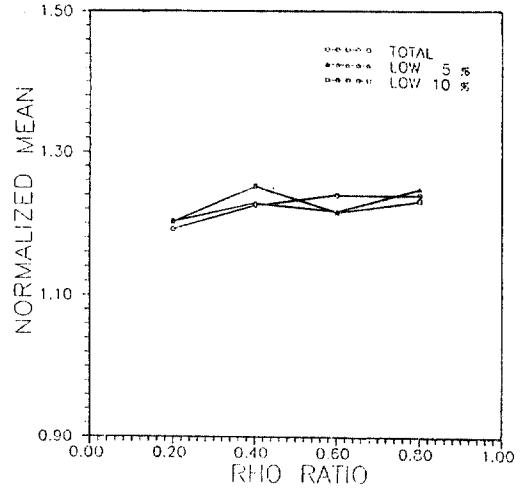
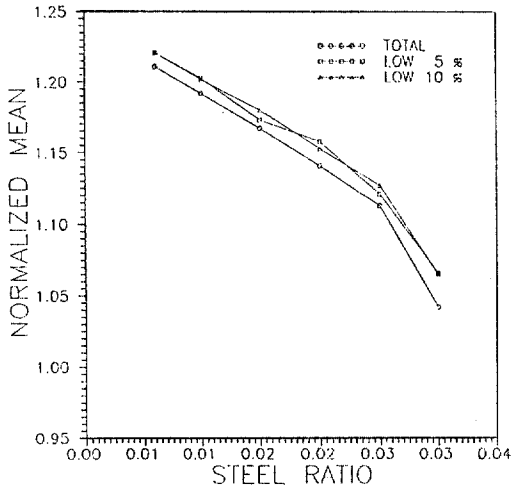


그림 2. Variation of normalized mean according to the steel ratio.

(a) Effects of steel ratio on \bar{R}/R_n (b) Effects of effective depth on \bar{R}/R_n

3.3 휨과 압축을 함께 받는 부재

휨모멘트와 압축력을 함께 받는 부재의 저항특성은 수정된 P-M상관도에서 원점과 P-M곡선상의 한 점 사이의 거리를 나타내는 다음 형태의 변수로 표현할 수 있다(Ellingwood, 1977).

$$R_n = [P_n^2 + \left(\frac{M_n}{h}\right)^2]^{1/2} \quad (8)$$

여기서, P_n = 부재의 축방향 극한 저항능력, M_n = 부재의 극한 휨모멘트, h = 부재 단면의 높이이다. 휨모멘트와 압축을 함께 받는 부재의 경우 편심거리

e 에 따라 그 파괴형태가 달라지며, 축방향 극한 저항능력 P_n 및 휨모멘트 극한 저항능력 M_n 을 산정하는 식이 변화하게 된다. 축력과 휨을 함께 받는 부재의 평형방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$P_n = C_c + C_s' - C_s \quad (9)$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right) - C_s \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (10)$$

여기서, C_c = 콘크리트의 압축력 (= $0.85 c k a b$), C_s' = 압축철근의 압축력 (= $A_s' \sigma_s'$), $C_s = A_s \sigma_s$ 이다. 상기식 (9), (10)에서 압축철근이나 인장철근이

표 7. Probability characteristics of ultimate capacity in members with compression plus bending
(a) h=200cm, e=50cm

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{R}/R_n	c.o.v.	\bar{R}/R_n	c.o.v.	\bar{R}/R_n	c.o.v.
0.006	0.802	0.0282	0.804	0.0222	0.805	0.0226
0.010	0.837	0.0313	0.830	0.0206	0.840	0.0250
0.015	0.876	0.0330	0.872	0.0244	0.886	0.0301
0.020	0.907	0.0359	0.895	0.0229	0.912	0.0291
0.025	0.935	0.0369	0.934	0.0289	0.944	0.0326
0.030	0.956	0.0394	0.945	0.0259	0.961	0.0316

(b) h=200cm, e=100cm

Tensile reinforcement ratio ρ	All data		Lower 5%		Lower 10%	
	\bar{R}/R_n	c.o.v.	\bar{R}/R_n	c.o.v.	\bar{R}/R_n	c.o.v.
0.006	0.939	0.0369	0.952	0.0337	0.955	0.0344
0.010	0.899	0.0318	0.891	0.0217	0.900	0.0255
0.015	0.891	0.0346	0.887	0.0254	0.895	0.0286
0.020	0.919	0.0376	0.898	0.0202	0.917	0.0274
0.025	0.945	0.0385	0.939	0.0276	0.949	0.0312
0.030	0.965	0.0409	0.940	0.0215	0.963	0.0296

항복한 경우에는 $\sigma_s = \sigma_s' = \sigma_y$ 이지만, 항복하지 않은 경우에는,

$$C_s' = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s A_s'$$

$$C_s = 0.003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s A_s$$

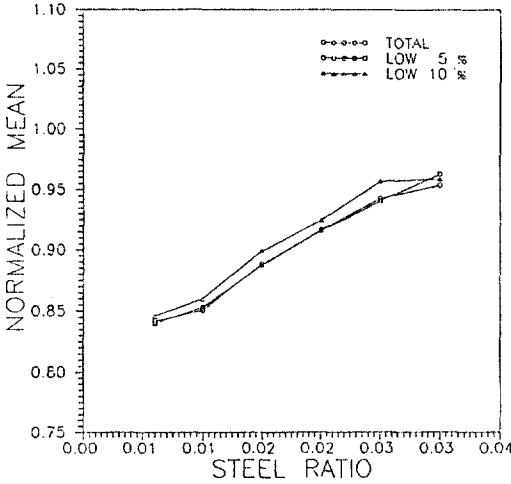
로 계산한다.

표 7은 휨과 압축력을 함께 받는 부재의 저항특성을 나타내는 변수인 R_n 의 통계적 성질을 정리하여 놓은 것이다. 철근은 인장연단과 압축연단에 동일하게 배근되었으며, 철근비는 휨을 받는 부재의 경우와 마찬가지로 0.006, 0.01, 0.015, 0.02, 0.025 및 0.03으로 변화시켰고, 표에는 인장철근비 ρ 로 표시하였다. 단면의 높이 역시 200cm, 250cm 및 300cm로 휨부재와 같은 치수로 택하였으며, 편심거리는 50cm, 100cm, 150cm로 선정하였다. 각 변수에 대한 계산량이 많아 표 7에는 대표적인 경우만 나타내

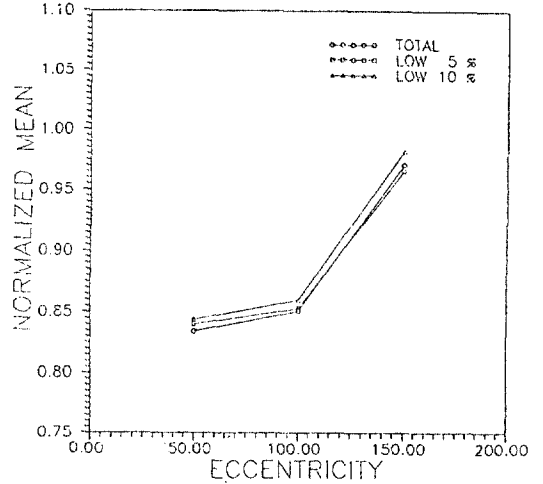
었다. 그림 3(a)는 인장철근비의 증가에 따라 공칭저항에 대한 실제 저항이 증가하고 있는 사실을 보여주고 있다. 그림 3(b)는 유효깊이의 증가에 따라 평균저항이 약간씩 감소하고 있음을 보여주고 있으며, 그림 3(c)는 편심량 증가에 따라 공칭저항에 대한 평균저항의 비가 증가하고 있음을 보여주고 있다.

4. 철근콘크리트 부재의 신뢰성해석

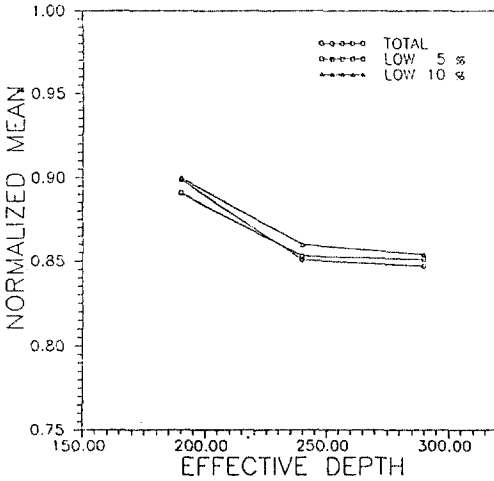
앞의 2장과 3장에 걸쳐 철근콘크리트부재의 신뢰성해석을 위하여 필요한 하중과 저항의 확률특성을 규명하였고 특히, 재료강도와 단면치수의 확률 특성으로부터 구조부재 저항능력의 확률특성을 분석하였다. 이러한 사항들은 구조부재의 신뢰성해석을 위하여 본 4장에서는 이러한 확률특성을 실제 구조부재에 적용하기 위하여 한계상태함수식을 유도하고 이에 대한 신뢰성해석을 수행하고자 한다.



(a) Effects of steel ratio on \bar{R}/R_n



(c) Effects of eccentricity on \bar{R}/R_n



(b) Effects of effective depth on R/R_n

그림 3. Variation of normalized mean in members with compression plus bending

4.1 압축력과 휨을 받는 부재

압축력과 휨을 받는 기둥부재의 한계상태함수식을 유도하면 다음과 같은데 이것은 앞의 3.3절에서 유도된 기본특성을 이용하게 된다.

$$g_c = R_c - Q_c \quad (11)$$

여기서,

g_c = 기둥부재의 강도한계상태함수식

R_c = 기둥부재의 휨 및 압축력에 대한 저항능력

$$= [P_u^2 + (\frac{M_n}{h})^2]^{1/2}$$

P_n = 축방향력과 휨이 작용하는 경우의 기둥의 극한저항능력,

$$= 0.85 \tilde{\sigma}_{ck} a \bar{b} + \bar{A}_s' \sigma_s' - \bar{A}_s \sigma_s \quad (13)$$

$\tilde{\sigma}_{ck}$ = 콘크리트의 압축강도,

\bar{b} = 기둥의 폭,

\bar{A}_s' = 압축측에 놓인 철근의 단면적,

σ_s' = 압축측에 놓인 철근의 응력,

\bar{A}_s = 인장측에 놓인 철근의 단면적,

σ_s = 인장측에 놓인 철근의 응력,

M_n = 기둥의 휨에 대한 극한저항능력,

$$= 0.85 \tilde{\sigma}_{ck} a b (\frac{\tilde{h}}{2} - \frac{a}{2}$$

$$+ \bar{A}_s' \sigma_s' (\frac{\tilde{h}}{2} - \bar{d}') - \bar{A}_s \sigma_s (\bar{d} - \frac{\tilde{h}}{2})$$

(14)

h = 기둥의 높이,

d = 압축측에 놓인 철근의 위치이다.

위 식에서 $M_n = P_n e$ 의 관계식을 만족시키도록 M_n 와 P_n 가 시산법에 의하여 결정되어야 하며, 각 변수 위의 \sim 표시는 그 변수가 확률변수로 고려된 것을 의미한다.

또한, Q_c = 문주에 작용하는 휨 및 축방향하중

$$= [P_D^2 + (\frac{M_D}{h})^2]^{1/2} + [P_L^2 + (\frac{M_L}{h})^2]^{1/2} \quad (15)$$

P_D, P_L = 각각 사하중 및 활하중으로 인한 축방향 하중,

M_D, M_L = 각각 사하중 및 활하중으로 인한 휨 모멘트,

이때 작용하는 하중은 실제의 작용하중을 산정하여 계산하도록 하여야 한다.

4.2 확대기초

확대기초의 한계상태함수식은 국부전단, 전반전단, 장변방향 휨 및 단변방향 휨의 4가지 파괴모드에 대하여 유도되었다. 각각의 파괴모드에 대한 한계상태함수식은 다음과 같다.

(1) 국부(편칭)전단

$$g_1 = R_1 - Q_1 \quad (16)$$

여기서, g_1 = 기초의 국부편칭전단파괴에 대한 한계상태함수식, R_1 = 기초의 국부전단에 대한 극한저항능력 = $0.27(2 + \frac{4}{\beta_c})\sqrt{\sigma_{ck}}\bar{b}_p d \leq 1.1\sqrt{\sigma_{ck}}b_p d$, β_c = 집중하중이나 반력을 받는 면적의 단변에 대한 장변의 비, \bar{b}_p = 위험단면의 둘레의 길이, \bar{d} = 기초단면의 유효깊이, Q_1 = 기초에 국부전단파괴를 유발시키는 외부작용하중($S_{DL} + S_{LL}$), S_{DL}, S_{LL} = 기초에 국부전단파괴를 유발시키는 전단력중 각각 사하중 및 활하중이다.

(2) 전반전단

$$g_2 = R_2 - Q_2 \quad (17)$$

여기서, g_2 = 기초의 전반전단파괴에 대한 한계상태함수식, R_2 = 기초의 전반전단에 대한 한계저항능력 = $0.53\sqrt{\sigma_{ck}}\bar{b}_p \bar{d}$, Q_2 = 기초에 전반전단파괴를 유발시키는 전단력 = $S_{DG} + S_{LG}$, S_{DG}, S_{LG} = 기초에 전반전단을 유발시키는 전단력중 각각 사하중 및 활하중 성분이다.

(3) 장변방향 휨

$$g_3 = R_3 - Q_3 \quad (18)$$

여기서, g_3 = 기초단면의 장변방향 휨에 대한 한계상태함수식, R_3 = 기초단면의 장변방향 휨 모멘트에 대한 극한저항능력이다.

① 단철근보로 설계된 경우

$$R_3 = \bar{\rho} \bar{\sigma}_y \bar{b} \bar{d}^2 (1 - 0.59\bar{\rho} \frac{\bar{\sigma}_y}{\sigma_{ck}}) \quad (19)$$

② 복철근보로 설계된 경우

$$R_3 = C_c (\bar{d} - \frac{a}{2}) + C_s (d - d') \quad (20)$$

여기서, $Q_3 = M_D + M_L + M_R$, M_D, M_L = 기초의 장변방향에 작용하는 휨 모멘트의 사하중 및 활하중 성분, M_R = 구조해석시 반력으로 발생하는 상향 모멘트이다.

(4) 단변방향 휨

$$g_4 = R_4 - Q_4 \quad (21)$$

여기서, g_4 = 기초단면의 단변방향 휨에 대한 한계상태함수식, R_4 = 기초단면의 단변방향 휨 모멘트에 대한 극한저항능력(19, 20식 참조), Q_4 = 기초의 단변방향에 작용하는 휨 모멘트이다.

4.3 신뢰성해석의 수행 및 결과

상기 4.1절과 4.2절의 한계상태함수식이 유도되고 나면, 이것과 제3장의 각 변수의 확률특성을 이용하여 신뢰성해석이 수행될 수 있다. 신뢰성해석은 최근에 실제 구조물에 가장 합리적으로 적용할 수 있는 불변2차 모멘트법⁽⁷⁾에 의거하여 수행되었다. 이 방법은 각 설계변수로 구성된 한계상태함수식을 정의하고 각 변수의 파괴 예상점을 가정한 뒤 반복적인 수치계산에 의해 파괴점(most probable failure point)을 찾아가도록 하는 방법이다. 이때, 정규분포를 따르지 않는 변수에 대해서는 등가정규분포(equivalent normal distribution)로 변환하여 등가평균과 등가표준편차를 이용하여 신뢰성해석을 수행한다.^(7,10) 이와 같은 계산과정으로 부터 수립된 신뢰성지수(reliability index)가 도출되며, 이것이 바로 그 구조물의 안전도가 된다. 한편 이 신뢰성지수는 곧 바로 파괴확률로 변환될 수 있다.

신뢰성해석을 위하여 제3장에서 서술한 각 변수의 확률특성이 사용되며 사하중의 편중계수(평균값/공칭값)는 1.05, 분산계수는 0.10, 활하중의 편중계수는 0.9, 분산계수는 0.25를 사용하였다. 또한, 저항의

표 8. Results of reliability evaluation with load and resistance values

Case	$P_D(\text{kg})$	$P_L(\text{kg})$	$M(\text{kg}\cdot\text{cm})$	$e(\text{cm})$	$Q(\text{kg})$	Resistance R		Reliability Index β	Prob. of failure p_f
						\bar{R}	std. dev.		
I	857×10^3	400×10^3	168×10^6	134	1.31×10^6	1.28×10^7	1.92×10^6	5.94	1.43×10^{-7}
II	519×10^3	400×10^3	144×10^6	156	1.04×10^6	4.54×10^6	6.82×10^5	4.99	3.02×10^{-5}

확률특성은 제 3장과 제 4장의 내용과 몬테카를로 모사결과(MCS)를 이용하였다.

본 연구에서는 휨과 압축을 함께 받는 실제 구조물 부재에 대하여 제 4.1절의 한계상태함수식과 신뢰성해석절차에 따라 해석을 수행하였다. 표 8은 이 해석결과를 요약하여 놓은 것이다.

상기 표 8에서 P_D , P_L 등 각 기호는 제 4.1절에서 설명되어 있고 Case I 과 II는 같은 하중을 받는 두가지 단면 경우에 대하여 계산한 결과이다. 이 결과에서 보듯이 이 실제부재는 신뢰성이 비교적 크게 나타나고 있다.

이러한 신뢰성해석을 실제 확대기초에 대하여도 수행하였다. 확대기초는 제 4.2절에 서술한 대로 국부(편칭)전단, 전반전단, 장변방향 휨, 그리고 단변방향 휨의 4가지 파괴상황에 대하여 고려하였다.

본 논문에서는 그 양이 많아 신지 못하고 해석 결과만을 서술하면 신뢰성지수 β 가 국부(편칭)전단인 경우 3.32, 전반전단 2.24, 단변방향 휨 1.55, 장변방향 휨 5.61로서 단변방향 휨의 경우 매우 작은 β 값이 도출되어 설계의 합리적인 개선이 요구되고 있음을 알 수 있다. 즉, 일관성 있는 β 가 되도록 각 파괴모드별 합리적인 설계가 요망된다.

5. 결 론

최근들어 구조물의 해석 및 설계에 합리적인 신뢰성이론을 도입하려는 움직임이 각국에서 일어나고 있다. 이것은 그동안의 설계가 확정론적인 개념에 의해 이루어져왔으나 실제구조물에 작용하는 하중과 구조부재의 강도 및 저항특성은 많은 변동성을 가진 불확실량이라는 사실에 그 근거를 두고 있다. 특히, 철근콘크리트 구조물은 현장시공으로 인해 그 변동성이 많은 편이며, 이들 구조부재에 대한 합리적인 신뢰성해석 기법의 정립이 요망되고 있다. 따라서,

본 연구는 철근콘크리트 부재의 합리적인 신뢰성해석 기법을 정립하는데 그 목적을 두었으며, 이를 위하여 휨과 압축을 함께 받는 부재와 확대기초에 대하여 한계상태함수식을 유도하였다. 또한, 이러한 부재의 신뢰성해석을 위하여 필요한 저항과 하중의 불확실성을 분석하였다. 특히, 구조부재의 저항에 대한 확률특성을 유도하기 위하여 몬테카를로 모사법(Monte Carlo Simulation MCS)을 도입하였다. 이것은 사용재료 즉, 콘크리트와 철근의 불확실성과 부재 단면치수의 불확실성으로부터 구조부재의 저항모멘트등의 확률특성을 유도하기 위한 합리적인 기법으로 평가되고 있다.

본 연구에서 유도된 신뢰성해석 기법에 따라 실제 철근콘크리트 구조 부재에 대한 신뢰성해석을 수행하여 그 결과를 도출하였으며, 이 결과 기존의 구조부재는 합리적인 신뢰성이 결여한 경우가 나타나고 있음을 알 수 있었다. 본 연구는 앞으로 철근콘크리트 구조물의 합리적인 신뢰성해석을 위한 유용한 토대를 제공하는 것으로 사료된다.

6. 감사의 글

본 논문은 학술진흥재단의 1992년도 자유공모과제에 의하여 연구되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Mirza, S. A., and McGregor, J. G., "Variations in dimensions of reinforced concrete members," *J. of Struct. Div.*, Pro. of ASCE, Vol. 105, No. ST4, April, 1979.
2. Mirza, S. A., and Mcgregor, J. G., "Variability of properties of reinforcing bars," *J. of Struct. Div.*, Pro. of ASCE, Vol. 105, No. ST5, May, 1979.

3. Mirza, S. A., Hatzinikolas, M., and McGregor, J. G., "Statistical descriptions of strength of concrete," *J. of Struct. Div.*, Pro. of ASCE, Vol. 105, No. ST6, June, 1979.
4. Mirza, S. A., Ellingwood, B., and McGregor, J. G., "Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed concrete members," *ACI J.*, May-June, 1983.
5. U. S. Department of Commerce/National Bureau of Standards, "Development of a probability based load criteria for American National Standard A58," NBS Special Publication 577, 1980.
6. 한국건설기술연구원, "구조물의 신뢰성에 관한 연구", 12월, 1989.
7. Ditlevsen, O., "Generalized second moment reliability index," *J. of Struct. Mech.*, Vol. 7, 1979.
8. Fraczek, J., "ACI survey of concrete structural errors," Concrete International, Dec., 1979.
9. Fruedenthal, A. M., "Safety and probability of structural failure," *Transactions*, ASCE, Vol. 121, Paper No. 2848, 1956.
10. Hasofer, A. M., "Reliability index and failure probability," *J. of Struct. Div.*, Pro. of ASCE, Vol. 94, No. ST10, Pro. paper 6164, Oct., 1968.
11. Johansson, A. I., and Warris, B., "Deviation in the location of reinforcement," *Pro. No. 40*, Swedish Cement and Concrete Research, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1969.
12. McGregor, J. G., "Safety and limit states design for reinforced concrete," *Canadian J. of Civil Eng.*, Vol. 3, No. 4, 1976.
13. Melchers, R. E., "Reliability of parallel structural systems," *J. of Struct. Eng.*, ASCE, Vol. 109, No. 11, Nov., 1983.
14. Moses, F., "Reliability of structural system," *J. of Struct. Div.*, ASCE, Vol. 100 No. ST9, Sep., 1974.
15. Ravindra, M. K., Lind, N. C., and Siu, W., "Illustrations of reliability based design," *J. of Struct. Div.*, ASCE, Vol. 100, No. ST9, Pro. paper 10779, Sep., 1978.
16. Sexsmith, R. G., "Reliability analysis of concrete members," *J. of the ACI*, Vol. 66, May, 1969.
17. ACI, "ACI Manual of concrete practices," Part 1, American Concrete Institute, 1986.
18. Naaman, A. E., and Striarkson, A., "Reliability of partially reinforced beams at serviceability limit states," *PCI J.*, Nov. -Dec., 1982.
19. Ang, A. H-S, "Structural risk analysis and reliability based design," *J. of Struct. Div.*, ASCE, Vol. 99, No. ST9, Pro. paper 10011, Sep., 1973.
20. 오병환 외, "확률신뢰성이론에 의한 구조물의 합리적 해석기법과 신뢰성 설계 기준 개발," 과학기술처.
21. 오병환, 이성로, "부분 및 조합저항계수 형식에 의한 철근콘크리트 구조의 신뢰성 설계기준," **대한토목학회 논문집**, 제10권 제1호, 1990년 3월, pp. 87-98.
22. 오병환, "교량구조물의 합리적인 설계하중 결정 및 설계기준," **대한토목학회 논문집**, 제11권 제4호, 1991년 12월, pp. 55-66.
22. Oh, Byung Hwan, et al, "A New formulation for the structural reliability of parallel systems," *Proc. of ICOSSAR'89*, ed. by A. H. S. Ang, M. Shinozuka, and G. I. Schaller, Vol. 2, Aug., 1989, pp. 991-998.

(接受 : 1993. 4. 6)