폭발하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 잔류 강도 추정식에 관한 연구

A Study on the Proposal of Residual Strength Equation of Reinforced Concrete Columns under Blast Load

최호순* · 신대환** · 김민숙*** · 김대진**** · 김희철***** · 이영학*****

Choi, Hosoon · Shin, Dae Hwan · Kim, Min-Sook · Kim, Dae Jin · Kim, Heecheul · Lee, Young Hak

Abstract

Damage of structures under blast loading can be classified into local damage and building collapse. The purpose of this study is to propose an residual strength equation being able to predict residual strength of damaged columns. In this study it was carried out 3 different variables, which is aspect ratio, shear span-to-depth ratio and axial force ratio. The equation was proposed by regression analysis based on the analysis results using AUTODYN. The Results indicated the R-square of axial force ratio was the highest value; 0.99. And the presumption equation with all variables has higher accuracy and its R-square was 0.77.

Key words : Blast load, Column, Computational fluid-dynamic, Presumption equation, Reinforced concrete, Residual strength

요 지

폭발하중에 의한 구조물의 피해는 일차적 피해(국부적인 손상)와 이차적 피해(연쇄붕괴)로 분류할 수 있다. 본 연구의 목적은 폭발하중에 의해 손상된 철근콘크리트 부재의 잔류 저항성능을 정량적으로 예측 및 평가 가능한 추정식을 제안하고자 한다. 본 연구에서는 단면비, 전단경간비, 축하중비를 변수로 하여 비선형 동적해석이 가능한 프로그램인 AUTODYN을 이용하여 해석한 후 해석결과를 토대로 회귀분석을 수행하여 폭발하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 잔류 저항성능을 평가하는 추정식을 제안하였다. 각 변수를 독립변수로 회귀분석을 수행 한 결과 축하중비가 결정계수 0.911로 가장 높은 상관성을 보였으며, 변수들을 조합하여 다중 회귀분석을 수행한 결과 세 가지 변수를 모두 적용하여 분석한 추정식이 결정계수 0.774로 가장 타당한 유효성을 보였다.

핵심용어 : 철근콘크리트, 기둥, 폭발하중, 잔류저항성능, 전산유체해석, 추정식

1. 서 론

최근 수년간 발생한 테러 및 폭발사고로 인하여 폭발하중과 폭발하중에 의한 구조물의 거동, 보강에 대한 방법 및 평가에 관한 관심이 증대되어 왔다. 구조물이 폭발하중과 같은 이상극한 하중을 받았을 때 구조물이 받는 피해는 두 가지로 분류할 수 있다. 폭발하중에 의해 구조물의 부재가 직접적으로 받는 국부적인 일차적 피해와 일차적 피해로 인하여 손상된 부재가 내력을 발휘하지 못하여 발생하는 연쇄붕괴와 같은 이차적 피해이다. 연쇄붕괴와 같은 이차적 피해를 방지하

기 위해서는 폭발하중을 받은 부재의 국부적 손상 정도를 평가하는 것이 무엇보다도 중요하다.

이와 관련하여 국내·외에서는 많은 연구가 진행되었고, 국내·외 연구동향을 살펴보면 다음과 같다. 현재 국내에서는 이나현 등(2009)이 폭발하중을 받는 콘크리트 구조물의 거동을 실험적으로 분석하였고, 이경구 등(2010)은 폭발하중을 받는 강재 기둥의 잔류 저항성능을 해석적으로 평가하였다. 또한 김한수와 박재표(2010)는 단면 형상에 따른 철근콘크리트 기둥의 폭발 저항성능을 평가하였고, 최호순 등(2012)은 주철근의 개수 및 단면비에 따른 철근콘크리트 기둥의 폭발저항

*정회원. 경희대학교 대학원 건축공학과 석사과정 (Email: choihs@khu.ac.kr)
Member. Master Course, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

**경희대학교 대학원 건축공학과 석사과정
Master Course, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

***경희대학교 대학원 건축공학과 박사과정
Ph.D Candidate, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

****경희대학교 건축공학과 교수
Professor, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

*****교신저자. 정회원. 경희대학교 건축공학과 교수 (Tel: +82-31-201-2864, Fax: +82-31-202-8854, E-mail: leeyh@khu.ac.kr)
Corresponding Author. Member. Professor, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

성능을 평가하는 등 폭발하중에 대한 구조물의 거동 및 저항 성능 평가에 관한 연구가 진행되었다.

최근 해외에서는 Carriere 등(2009)은 폭발하중을 받는 강합성(steel polymer)재료로 보강된 철근콘크리트 기둥에 관한 연구를 수행하였고, Mutalib and Hao(2011)는 수치해석을 통하여 FRP로 보강된 RC기둥의 폭발저항 성능에 관한 연구를 수행하였다. Bao and Li(2010)는 폭발하중을 받아 손상된 기둥의 잔류 강도를 평가하는 연구를 수행하였고, Jayasooriya et al.(2011)은 폭발하중을 받은 철근콘크리트 프레임의 잔류 강도를 예측하는 연구를 수행하였다. 국내와 달리 해외에서는 폭발하중에 의해 발생한 부재의 일차적 피해뿐만 아니라 구조물의 이차적 연쇄붕괴를 예방하기 위하여 폭발하중을 받은 부재 및 구조물의 잔류 저항 강도를 예측하는 연구가 진행되었다.

따라서 본 연구에서는 비선형 동적해석이 가능한 프로그램인 AUTODYN을 사용하여 변수해석을 수행한 후 해석 결과를 토대로 회귀분석을 통하여 폭발 하중을 받아 손상된 철근콘크리트 기둥의 잔류 저항성능을 정량적으로 평가할 수 있는 추정식을 제안하여 그 유효성을 평가하고자 한다.

2. 폭발하중

2.1 폭발하중의 특징

폭발하중에 의해 발생하는 폭발 압력은 Fig. 1에 나타나는 바와 같이 최대압력 도달 후 다시 대기압과 같은 압력을 갖게 되는데 이를 정압기라고 하고 대기압보다 낮은 압력을 갖게 되는 단계를 부압단계라 한다. 폭발하중은 매우 빠르고 그 압력이 매우 크기 때문에 시간에 종속되지 않는 특징이 있으며, 정압단계에 비해 부압단계의 충격량이 매우 작기 때문에 방호설계에 있어서 부압단계는 고려하지 않는다. 정압단계의 압력-시간곡선은 Eq. (1)과 같은 지수함수로 표현할 수 있다(Bulson, 1997).

$$p(t) = P_0 + P_{so}^+ \left(1 - \frac{t}{T^+}\right) e^{-bt/T^+} \quad (1)$$

여기서, $p(t)$ 는 시간 t 에서의 초과압력, P_0 는 대기압, P_{so}^+ 는 최대압력, T^+ 는 정압단계의 지속시간, b 는 압력하강의 적합상수, T 는 부압단계의 지속시간을 의미한다. 정압단계의 초과압력을 삼각형의 압력-시간 곡선으로 가정하면 단순화된 압력-시간 곡선식은 Eq. (2)와 같다(Smith et al., 1994).

Fig. 1. Free-field pressure-time variation(TM 5-855-1, 1986)

$$p(t) = P_0 + P_{so}^+ \left(1 - \frac{t}{T^+}\right) \quad (2)$$

2.2 폭발하중의 모델링

폭발해석에 있어서 정확한 폭발하중의 산정은 무엇보다도 중요하다. 정확한 폭발하중 산정에 있어서 실험을 통한 방법은 여러 제약을 많이 받기 때문에 본 연구에서는 수치적으로 계산할 수 있는 전산 프로그램을 사용하였다. 본 연구에서 사용한 전산유체해석프로그램인 AUTODYN에서는 폭발하중을 모델링하기 위해서 1D-Wedge를 이용한다. 이는 해석하고자 하는 거리만큼의 공기를 만들고, 폭약을 구형이라 가정하고 폭발물의 반지름 길이만큼 모델링하여 폭발압력을 계산하는 방법이다.

1D-Wedge를 이용하여 계산된 폭발하중의 적합성은 선행 연구(최호순 등, 2012)를 통하여 검증한바 있다. 선행 연구에서 1D-Wedge 해석을 통하여 수행된 결과와 ConWEP의 결과값을 비교했을 때 약 4%의 오차를 보여 폭발하중 모델링의 적합성을 검증하였다. ConWEP은 TM5-855-1(Department of the Army, 1986)에 기술된 하중 예측 방식을 기본으로 사용한 전산프로그램으로 폭원으로부터 거리에 따라 감쇄하는 폭풍압을 예측하는 방법이다. ConWEP은 실험을 토대로 만들어진 프로그램으로 그 신뢰성을 인정받고 있다. 본 연구에서는 1D-Wedge를 사용하여 폭발하중을 모델링하여 해석을 수행하였다.

3. 해석모델

3.1 재료모델

일반적으로 콘크리트는 정적하중을 받는 부재와 동적하중을 받는 부재는 서로 다른 거동을 보인다는 사실은 Grote et al.(2011)의 연구에서 규명되었다. 아래 Fig. 2는 콘크리트의 다양한 변형률 속도($\dot{\epsilon}$)에 따른 응력-변형률 곡선을 보여준다. 그래프에서 보이는 바와 같이 변형속도가 큰 동적하중을 받을 때 정적하중을 받을 때 보다 더 큰 응력에 저항함을 보여준다. 이와 같은 특성을 고려한 재료모델을 제공하고 있는 상용 프로그램으로는 AUTODYN과 LS-DYNA등이 있다. 본 연구에서는 AUTODYN에서 제공하는 RHT 콘크리트 모델을 사용하였다.

RHT 콘크리트 모델은 폭발 및 충돌 등에 주로 사용되는 콘크리트 재료모델이다. 콘크리트는 인장에 약하고 작은 변형에도 쉽게 파괴되는 취성재료이다. 하지만 압축력이 증가함에 따라 콘크리트의 강도가 증가하는 현상을 나타낸다. RHT 콘크리트는 이러한 특성을 반영한 재료모델이다. 하지만 AUTODYN 라이브러리에서 제공하는 RHT 콘크리트 모델은 초기상태를 삼축응력을 기준으로 고려하였기에 이를 그대로 사용할 경우 과도하게 큰 강도를 갖기 때문에 본 연구에서는 Nyström and Gylltoft(2009)이 수정한 모델을 사용하였다. Nyström and Gylltoft(2009)이 수정한 모델을 사용하여 삼축응력이 아닌 주응력에 의한 인장파괴가 발생하게 수정함과 동시에 크랙의 영향을 고려하였다.

Fig. 2. Stress-strain behavior of concrete at different strain rates(Grote et al., 2011)

철근모델은 Johnson-Cook 모델을 수정한 Piecewise linear Johnson-Cook 모델을 사용하여 실제와 유사한 거동을 보이도록 하였다. Johnson-Cook 모델의 철근 식은 Eq. (3)과 같다.

$$Y = \left[A + B \epsilon_p^n \right] \left[1 + C \ln \epsilon_p^* \right] \left[1 + T_H^m \right] \quad (3)$$

여기서, A , B , C , n , m 은 재료 상수, ϵ_p 는 유효소성변형률, ϵ_p^* 는 정규유효소성변형률, T_H 는 상온 온도를 나타낸다.

Johnson-Cook 모델의 유효소성변형률이 Eq. (3)에서 인데

Fig. 3. Flow stress-effective plastic strain of piecewise linear Johnson-Cook model

비해, Piecewise Linear Johnson-Cook 모델의 유효소성변형률과 항복응력은 Fig. 3과 같이 정해진다.

3.2 연구 수행절차 및 변수

ACI(ACI Committee, 2011), FEMA 356(Federal Emergency Management Agency, 2000), 일본 기준식(일본건축방재협회, 2001)에 있어 기둥의 횡방향 하중에 대한 파괴 강도는 공통적으로 축하중비와 전단경간비의 요소를 고려하고 있다. 또한, 일반적인 정적하중에서의 전단강도를 산정하는데 있어 형상비를 고려하지 않는데 비해 Sezen and Moehle(2004)은 형상비에 따른 콘크리트의 전단강도가 변화하는 실험식을 제안

Table 1. RC column specimen characteristic

변수종류	변수명	단면크기 [mm×mm]	기둥의 높이 [mm]	주근	띠철근	축하중 [kN]	단면비	전단 경간비	축하 중비	P_n [kN]
단면비	A-0.54-2.30-0.20	280×520	2400	8-D22	D10@180	1000	0.54	2.30	0.20	5478.19
	A-0.67-2.50-0.20	320×480	2400	8-D22	D10@180	1100	0.67	2.50	0.20	5716.19
	A-0.82-2.70-0.20	360×440	2400	8-D22	D10@180	1100	0.82	2.70	0.20	5858.99
	A-1.00-3.00-0.20	400×400	2400	8-D22	D10@180	1100	1.00	3.00	0.20	5906.59
	A-1.22-3.30-0.20	440×360	2400	8-D22	D10@180	1100	1.22	3.30	0.20	5858.99
	A-1.50-3.80-0.20	480×320	2400	8-D22	D10@180	1100	1.50	3.80	0.20	5716.19
	A-1.86-4.30-0.20	520×280	2400	8-D22	D10@180	1000	1.86	4.30	0.20	5478.19
전단경간비	B-1.00-1.50-0.20	400×400	1200	8-D22	D10@200	1120	1.00	1.50	0.20	5906.59
	B-1.00-2.00-0.20	400×400	1600	8-D22	D10@200	1120	1.00	2.00	0.20	5906.59
	B-1.00-2.50-0.20	400×400	2000	8-D22	D10@200	1120	1.00	2.50	0.20	5906.59
	B-1.00-3.00-0.20	400×400	2400	8-D22	D10@200	1120	1.00	3.00	0.20	5906.59
	B-1.00-3.50-0.20	400×400	2800	8-D22	D10@200	1120	1.00	3.50	0.20	5906.59
	B-1.00-4.00-0.20	400×400	3200	8-D22	D10@200	1120	1.00	4.00	0.20	5906.59
	B-1.00-4.50-0.20	400×400	3600	8-D22	D10@200	1120	1.00	4.50	0.20	5906.59
	B-1.00-5.00-0.20	400×400	4000	8-D22	D10@200	1120	1.00	5.00	0.20	5906.59
축하중비	C-1.00-3.00-0.00	400×400	2400	8-D22	D10@200	0	1.00	3.00	0.00	5906.59
	C-1.00-3.00-0.10	400×400	2400	8-D22	D10@200	560	1.00	3.00	0.10	5906.59
	C-1.00-3.00-0.15	400×400	2400	8-D22	D10@200	840	1.00	3.00	0.15	5906.59
	C-1.00-3.00-0.20	400×400	2400	8-D22	D10@200	1120	1.00	3.00	0.20	5906.59
	C-1.00-3.00-0.25	400×400	2400	8-D22	D10@200	1400	1.00	3.00	0.25	5906.59
	C-1.00-3.00-0.30	400×400	2400	8-D22	D10@200	1680	1.00	3.00	0.30	5906.59
	C-1.00-3.00-0.35	400×400	2400	8-D22	D10@200	1960	1.00	3.00	0.35	5906.59
	C-1.00-3.00-0.40	400×400	2400	8-D22	D10@200	2240	1.00	3.00	0.40	5906.59
	C-1.00-3.00-0.45	400×400	2400	8-D22	D10@200	2520	1.00	3.00	0.45	5906.59

한 바 있다. 따라서 본 연구에서 폭발하중과 같은 이상 극한 하중하에서의 기둥의 강도를 평가함에 있어서 축하중비, 전단 경간비, 형상비를 변수로 고려하였다. Eq. (4)는 일본 기준식, Eq. (5)는 ACI 318, Eq. (6)은 FEMA 356, Eq. (7)은 Sezen and Moehle(2004)의 제안식을 나타낸다.

$$V = 0.85 \sqrt{\rho_s f_{sy}} b d + \left(\frac{0.53 \rho^{0.23} (18 + f_{ck})}{M/(Vd) + 0.12} + \frac{P}{10 A_g} \right) b d \quad (4)$$

여기서, ρ_s 는 횡보강근비, f_{sy} 는 횡보강근 항복강도, ρ 는 인장 철근비를 나타낸다.

$$V = \frac{A_s f_{sy} d}{s} + \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d \left(1 + \frac{P}{14 A_g} \right) \quad (5)$$

여기서, s 는 전단철근 간격을 나타낸다.

$$V = k_1 \frac{A_s f_{sy} d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (6)$$

여기서, $\lambda=1.0$ (일반콘크리트), $\lambda=0.75$ (경량콘크리트)이다. k_1 및 k_2 는 다음과 같다.

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \leq 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \leq d \\ 0 & s > d \end{cases}, \quad k_2 = \begin{cases} 1 & \mu \leq 2 \\ -0.15\mu + 1.3 & 2 < \mu \leq 4 \\ 0.7 & \mu > 4 \end{cases} \quad (7)$$

$$V = k \left(\frac{0.5}{a/d} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right)$$

여기서, $k=1.0$ $\mu \leq 2.0$, $k=0$ $\mu \geq 6.0$ 을 나타낸다.

전단경간비를 고려하기 위해서는 각 부재마다 작용하는 전단력과 모멘트의 상대적인 크기(M/V)를 알아야 하지만, 이는 일반적으로 양단이 고정인 기둥에 있어 $M/V=0.5h$ 를 이용하여 전단경간대 깊이비(h/d)의 변화로 평가하였다.

Table 1은 단면비, 전단경간비, 축하중비에 따른 변수를 나타내고 있다. Group A는 유사한 성능을 지니는 기둥의 단면비를 달리하였고, Group B는 유사한 성능의 기둥의 전단경간비를 달리 하였다. Group C는 유사한 성능의 기둥에 축하중비를 달리하여 해석을 수행하였다. Fig. 4는 각 변수에 해당하는 단면을, Fig. 5는 변수명 표기방법을 나타낸 것이다. 또 철근은 Fig. 6에서 보는 바와 같이 Group A는 D10 철근을 180 간격으로 Group B, C는 D10 철근을 200 간격으로 동일하게 배근하였다.

본 연구에서는 폭발하중을 받는 기둥의 잔류 저항성능을 평가하기 위하여 Fig. 7에서 보는바와 같이 폭발하중을 받기 전 축하중을 받는 기둥이 폭발 후에는 하중을 일정하게 증가시키며 기둥이 극한 하중에 도달할 때 까지 하중을 가하였다. 폭발하중에 의해 손상되지 않은 철근콘크리트 기둥의 연직 하중에 대한 저항력인 압축강도를 P_n 으로 정의하였고, 폭발하중에 의해 손상된 철근콘크리트 기둥의 저항력을 잔류 압

Fig. 4. Cross section details of RC column

Fig. 5. Notation to indicate the type of each specimen

Fig. 6. Transverse reinforcement details

Fig. 7. Loading procedures

축강도 P_r 로 정의하여 그 비(P_r/P_n)로써 기둥의 강도 저하 정도를 평가하였다.

서로 다른 높이의 기둥 중간에서 100 kg의 구형 TNT를 위치시킨 후, 기둥으로부터 TNT 중심까지 10 m 이격시켰다. 공기의 메쉬(mesh)는 1000×1000×1000 mm, 기둥의 메쉬는 40×40×50 mm인 직사각형 솔리드로 구현하였다. 경계조건은 양단을 고정단으로 설정하였지만, 축하중을 고려하기 위하여 축방향에 대한 변위는 구속하지 않았다.

4. 해석결과 및 분석

본 연구에서는 각 변수에 따른 영향을 검토하기 위하여 각 변수마다 회귀분석을 실시하였으며 Eq. (8)을 이용하여 해석 데이터의 다중회귀분석을 실시하였다.

$$P_r/P_n = k_1 a/d + k_2 M/V + k_3 P/(f_{ck} A_g) + C \quad (8)$$

여기서, a/d 는 단면비, M/V 는 전단경간비, $P/(f_{ck} A_g)$ 는 축하중비, $k_1 \sim k_3$ 는 비표준화 계수를 나타낸다.

4.1 단면비

Table 2는 폭발하중을 받기 전, 후의 단면비에 따른 철근 콘크리트 기둥의 내력, 잔류 압축강도와 그 비를 나타낸 표이다. 단면비가 증가함에 따라 잔류 강도비가 증가함을 알 수 있다. 이는 선행연구(최호순 등, 2012)에서도 확인하였듯이 단면비가 증가함에 따라 폭발하중에 저항하는 면의 단면 2차 모멘트가 증가하기 때문으로 사료된다. Fig. 8과 Eq. (9)는 단면비와 잔류 저항능의 관계를 회귀분석에 의해 얻어진 추정식을 보여준다. 단면비와 잔류저항능과의 상관관계는 결정계수가 0.594로 세 변수 중 상관계수가 가장 낮은 것으로 확인되었다.

$$P_r/P_n = 0.039a/d + 0.83 \quad (R^2=0.594) \quad (9)$$

Table 2. Analysis result for aspect ratio

변수명	단면비	P_n [kN]	P_r [kN]	P_r/P_n
A-0.54-2.30-0.20	0.54	5478.19	4585.14	0.84
A-0.67-2.50-0.20	0.67	5716.19	5031.44	0.88
A-0.82-2.70-0.20	0.82	5858.99	5041.60	0.86
A-1.00-3.00-0.20	1.00	5906.59	5140.79	0.87
A-1.22-3.30-0.20	1.22	5858.99	5039.96	0.86
A-1.50-3.80-0.20	1.50	5716.19	5098.88	0.89
A-1.86-4.30-0.20	1.86	5478.19	4970.10	0.91

Fig. 8 Effect of aspect ratio on the residual strength of blast damaged columns

4.2 전단경간비

Table 3은 해석에 의한 전단경간비에 따른 철근콘크리트 기둥의 내력, 잔류 강도와 그 비를 나타낸 표이다. 해석 결과 전단경간비가 증가함에 따라 잔류저항능은 감소하였다. 이는 일반적인 정적하중하에서 단주가 장주에 비해 전단강도가 증가하듯이 폭발하중과 같은 이상극한하중하에서도 단주의 경우 이상극한하중과 같은 횡하중에 더 잘 저항함을 알 수 있다. Fig. 9와 Eq. (10)은 전단경간비와 잔류 저항능의 관계를 회귀분석에 의해 얻어진 추정식을 보여준다. 전단경간비와 잔류저항능과의 상관관계는 결정계수가 0.77로 나타났다.

$$P_r/P_n = -0.02M/V + 0.948 \quad (R^2=0.77) \quad (10)$$

Table 3. Analysis result for shear span-to-depth ratio

변수명	전단 경간비	P_n [kN]	P_r [kN]	P_r/P_n
B-1.00-1.50-0.20	1.50	5906.59	5410.00	0.92
B-1.00-2.00-0.20	2.00	5906.59	5260.00	0.89
B-1.00-2.50-0.20	2.50	5906.59	5380.00	0.91
B-1.00-3.00-0.20	3.00	5906.59	5282.50	0.89
B-1.00-3.50-0.20	3.50	5906.59	5275.00	0.89
B-1.00-4.00-0.20	4.00	5906.59	5200.00	0.88
B-1.00-4.50-0.20	4.50	5906.59	5215.00	0.87
B-1.00-5.00-0.20	5.00	5906.59	4885.00	0.82

Fig. 9 Effect of shear span-to-depth ratio on the residual strength of blast damaged columns

Table 4. Analysis result for axial force ratio

변수명	축하중비	P_n [kN]	P_r [kN]	P_r/P_n
C-1.00-3.00-0.00	0.00	5906.59	3758.39	0.64
C-1.00-3.00-0.10	0.10	5906.59	4309.70	0.73
C-1.00-3.00-0.15	0.15	5906.59	4589.51	0.78
C-1.00-3.00-0.20	0.20	5906.59	5275.00	0.89
C-1.00-3.00-0.25	0.25	5906.59	5292.50	0.90
C-1.00-3.00-0.30	0.30	5906.59	5401.17	0.91
C-1.00-3.00-0.35	0.35	5906.59	5391.75	0.91
C-1.00-3.00-0.40	0.40	5906.59	5622.00	0.95
C-1.00-3.00-0.45	0.45	5906.59	5874.45	0.99

Fig. 10 Effect of axial force ratio on the residual strength of blast damaged columns

4.3 축하중비

Table 4는 해석에 의한 축하중비에 따른 철근콘크리트 기둥의 내력, 잔류 강도와 그 비를 나타낸 표이다. 해석 결과 축하중비가 증가함에 따라 잔류저항 성능이 증가하였다. 이는 일반적인 정적하중하에서와 동일하게 폭발하중과 같은 이상 극한하중하에서도 축하중이 전단강도를 증가시키는 것으로 사료된다. Fig. 10과 Eq. (11)은 축하중비와 잔류 저항성능의 관계를 회귀분석에 의해 얻어진 추정식을 보여준다. 축하중비와 잔류저항과의 상관관계는 결정계수가 0.911로 세 변수 중 상관관계 가장 높은 것으로 나타났다.

$$P_r/P_n = 0.742P/(f_{ck}A_g) + 0.674 \quad (R^2=0.911) \quad (11)$$

4.4 다중회귀분석에 의한 잔류저항성능 추정

Table 5는 각 변수에 따른 다중회귀분석 결과를 정리한 표이다. 단면비, 전단경간비 및 축하중비 등 하나의 변수로 회귀분석을 실시한 결과 축하중비의 결정계수가 0.911로 가장 높은 상관관계를 보였고, 전단경간비가 0.770, 단면비가 0.594로 가장 낮은 상관관계를 보였다. 하지만, 변수를 하나씩 추가하여 다중회귀분석을 실시한 결과, 단면비, 전단경간비, 축하중비의 변수를 모두 추가한 추정식의 결정계수가 0.774로 가장 높게 나타났으며, 단면비와 축하중비가 0.590, 전단경간비와 축하중비가 0.558, 단면비와 전단경간비가 0.060으로 가장 낮은 상관관계를 보였다. 변수를 조합하여 얻어진 추정식은 Eq. (12)~(15)와 같다.

$$P_r/P_n = 0.047a/d - 0.0085M/V + 0.860 \quad (R^2=0.060) \quad (12)$$

$$P_r/P_n = 0.038a/d + 0.435P/(f_{ck}A_g) + 0.749 \quad (R^2=0.590) \quad (13)$$

$$P_r/P_n = 0.00008M/V + 0.433P/(f_{ck}A_g) + 0.788 \quad (R^2=0.558) \quad (14)$$

$$P_r/P_n = 0.048a/d - 0.007M/V + 0.434P/(f_{ck}A_g) + 0.760 \quad (R^2=0.774) \quad (15)$$

5. 결 론

회귀분석에 의한 폭발하중에 의해 손상된 철근콘크리트 기둥의 잔류 저항성능을 평가하는 추정식 제안 및 평가 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 폭발하중에 의해 손상된 철근콘크리트 기둥의 잔류저항성능을 평가하는 식을 유도하기 위하여 단면비, 전단경간비, 축하중비를 영향변수로 산정하였고, 회귀분석결과 축하중비가 결정계수 0.911로 가장 높은 상관성을 보이는 것을 확인하였다.
- 2) 단면비, 전단경간비, 축하중비를 조합하여 회귀분석을 통해 유도된 잔류저항 산정 제안식의 결정계수는 0.774로 회귀분석에 타당한 유효성을 보이는 것으로 나타났다.

감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(2012-0005424).

Table 5. Summary of multiple regression analysis result

변수	추정식	적률 상관관계 (R)	결정계수 (R ²)
단면비	$P_r/P_n = 0.039a/d + 0.83$	0.81	0.59
전단경간비	$P_r/P_n = -0.02M/V + 0.948$	0.88	0.77
축하중비	$P_r/P_n = 0.742P/(f_{ck}A_g) + 0.674$	0.96	0.91
단면비, 전단경간비	$P_r/P_n = 0.047a/d - 0.0085M/V + 0.860$	0.25	0.06
단면비, 축하중비	$P_r/P_n = 0.038a/d + 0.435P/(f_{ck}A_g) + 0.749$	0.85	0.59
전단경간비, 축하중비	$P_r/P_n = 0.0008M/V + 0.433P/(f_{ck}A_g) + 0.788$	0.88	0.56
단면비, 전단경간비, 축하중비	$P_r/P_n = 0.048a/d - 0.007M/V + 0.434P/(f_{ck}A_g) + 0.760$	0.88	0.77

References

- ACI Committee 318M-11 (2011) Building code requirements for structural concrete.
- ANSYS (2005) AUTODYN Theory Manual, Century dynamics.
- Azrul A. Mutalib, Hong Hao (2011) Development of P-I diagrams for FRP strengthened RC columns, *International Journal Of Impact Engineering*, Vol. 38, No. 5, pp. 209-304.
- Bulson, P.S. (1997) Explosive loading of engineering structures, E&FNSPON.
- Carriere M., Heffernan P.J., Wight R.G. and Braimah A. (2009) Behaviour of steel reinforced polymer strengthened RC members under blast load, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, No. 8, pp. 1356-1365.
- Choi, H., Kim, M.-S. and Lee, Y.-H. (2012) Parametric Study on Reinforced Concrete Columns under Blast Load, *Journal of Computational Structural Engineering Institute*, Vol. 25, No. 3, pp. 219-226.
- Department of the Army (1986) Fundamentals of protective design for conventional weapons, Technical manual TM 5-855-1.
- Grote, D., Park, S. and Zhou, M. (2010) Dynamic behaviour of concrete at high strain rates, *Journal of Impact Engineering*, Vol. 25, No. 9, pp. 869-886.
- FEMA356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Kim, H.-S. and Park, J.-P. (2010) An Evaluation of Blast Resistance Performance of RC Columns According to the Shape of Cross Section, *Journal of Computational Structural Engineering Institute*, Vol. 23, No. 4, pp. 387-393.
- Lee, K.-K. (2010) Evaluation of Residual Capacity of Steel Compressive Members Under Blast Load, *Journal of Architectural Institute of Korea*, Vol. 26, No. 10, pp. 37-44.
- Jayasooriya, R., Thambiratnam, D.P., Perera, N.J. and Kosse, V. (2011), Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings, *Engineering Structures*, Vol. 33, No. 12 pp. 3483-3495.
- Nyström, U. and Gylltoft, K. (2009) Numerical studies of the combined effects of blast and fragment loading, *International journal of impact engineering*, Vol. 36, No. 8, pp. 995-1005.
- Sezen, H. and Moehle, J.P. (2004) Shear strength model for lightly reinforced concrete columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, pp. 1692-1703.
- Smith, P.D. and Hetherington, J.G. (1994) Blast and ballistic loading of structures, Laxton's, Great Britain, pp. 336.
- The Japan Building Disaster Prevention Association (2001) Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings.
- Yi, N.H., Kim, S.B., Kim, J.-H.J. and Choi, J.K., (2009) Behavior Analysis of Concrete Structure under Blast Loading: (I) Experiment Procedures, *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 29, No. 5A, pp. 557-564.
- Bao, X. and Li, B. (2010) Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns, *International journal of impact engineering*, Vol. 37, No. 3, pp. 295-308.

© 논문접수일 : 2013년 01월 11일
 © 심사의뢰일 : 2013년 01월 15일
 © 심사완료일 : 2013년 01월 28일