

횡방향 가력실험 및 충격실험을 통한 강판콘크리트(SC) 전단벽의 감쇠비 평가

Investigation of Damping Ratio of Steel Plate Concrete (SC) Shear Wall by Lateral Loading Test & Impact Test

조성국^{1)*} · 소기환¹⁾ · 박웅기¹⁾

Cho, Sung Gook^{1)*} · So, Gi Hwan¹⁾ · Park, Woong Ki¹⁾

¹⁾제이스코리아 기술연구소

¹⁾R&D Center, JACE KOREA Company

/ A B S T R A C T /

Steel plate concrete (SC) composite structure is now being recognized as a promising technology applicable to nuclear power plants as it is faster and suitable for modular construction. It is required to identify its dynamic characteristics prior to perform the seismic design of the SC structure. Particularly, the damping ratio of the structure is one of the critical design factors to control the dynamic response of structure. This paper compares the criteria for the damping ratios of each type of structures which are prescribed in the regulatory guide for the nuclear power plant. In order to identify the damping ratio of SC shear wall, this study made SC wall specimens and conducted experiments by cyclic lateral load tests and vibration tests with impact hammer. During the lateral loading test, SC wall specimens exhibited large ductile capacities with increasing amplitude of loading due to the confinement effects by the steel plate and the damping ratios increased until failure. The experimental results show that the damping ratios increased from about 6% to about 20% by increasing the load from the safe shutdown earthquake level to the ultimate strength level.

Key words: SC structure, Seismic design, Dynamic characteristic, Damping ratio, Shear wall, Cyclic load test, Vibration test

1. 서론

현재 건설되어 있거나 건설 중인 원전의 안전관련 구조물은 대부분이 철근콘크리트(reinforced concrete 이하, RC) 구조이고, 콘크리트의 타설을 위하여 임시 거푸집을 사용한다. 원전 격납건물의 벽면 안쪽에는 철판을 이어붙인 라이너가 부착되고, 내부 구조물에서 유체를 저장하는 부분에도 강재 라이너가 설치되므로 이런 경우에는 강판이 거푸집의 역할을 대신할 수도 있다. 이러한 사실을 좀 더 확장하여, 현재 국내에서 연구 중인 강판콘크리트(steel plate concrete 이하, SC) 구조는 면요소(plate element) 부재의 양면에 강판을 배치하고, 그 내부에 콘크리트를 타설하는 합성구조형식이다. SC 구조는 기존 RC 구조에서 사용하던 철근을 대신하여 강판을 보강함으로써 부재에 필요한 인장강도와 휨강도를 보완하고 거푸집의 역할까지 기대하는 구조이다. 이로 인하여 RC 구조에 비해 건설공기를 단축할 수 있

고, 전체적인 시공 품질관리에 유리하다. SC 구조의 역학적 장점을 원활하게 이용하기 위해서는 강판과 콘크리트의 합성작용이 중요한 역할을 하여야 한다. 따라서 SC 구조를 합리적으로 설계하기 위해서는 합성구조의 동적 특성과 역학적 특성이 규명되어야 한다.

SC 구조는 비교적 최근에 개발된 구조형식으로서 연구의 역사가 짧고, 관련 설계자료의 축적이 일반 RC 구조나 혹은 강구조에 비하여 상대적으로 부족하다. 원전의 안전관련 구조물에 SC 구조를 적용하기 위해서는 강판과 콘크리트의 합성작용으로 인한 정적 설계식의 개발에 관한 연구뿐만 아니라 동적특성과 내진성능에 대한 연구가 추가적으로 필요하다. SC 구조에 대한 내진설계 연구는 2000년대 초반부터 주로 일본에서 이루어지고 관련 연구결과가 발표되었다[1-3]. 일본전기협회에서는 2008년도에 강판콘크리트 내진설계규정을 발표하였다[4]. 카시와자키 가리와 원전에서는 실제 SC 구조를 적용한 고체폐기물소각로 건물을 시범건물로 완공하고, 진동실험을 이용하여 이 건물의 동특성에 대한 연구[5,6]를 수행하였다. 이 시범건물에 하중해석을 수행하고, SC 구조의 합성작용에 의한 면대 거동을 해석적 방법으로 분석한 연구 사례[7]도 보고되어 있다.

*Corresponding author: Cho, Sung Gook

E-mail: sgcho@jacekorea.com

(Received 16 December 2012; Accepted 15 February 2013)

국내에서 진행된 SC 구조의 거동 특성에 대한 연구로는 강판콘크리트 합성 기둥의 연성에 관한 정적 실험 연구[8]와 SC 벽체의 폭 두께 비에 따른 압축강도 및 파괴 양상 분석 연구[9], 비보강 강판콘크리트 시편을 제작하여 벽체의 횡하중 성능 및 강도특성 분석에 대한 실험적 연구[10] 등이 있다. 해석적 방법을 이용한 연구로는 SC 구조의 등가판요소 모델을 개발하는 연구[11] 등이 수행되었다. 반면에 국내에서 SC 구조 벽체에 대한 동특성 연구는 거의 진행되지 않은 상황이다. 이승준 등[12]이 자유진동 실험결과를 분석하여 SC 구조의 내진설계를 위한 감쇠비를 제시한 연구가 있지만, 구조물의 항복응력 수준보다 훨씬 낮은 응력상태의 감쇠비를 분석하였다. 원전의 내진설계에서는 콘크리트 구조와 강구조에 대하여 각각 구조부재의 항복강도 또는 극한강도를 기준으로 감쇠비를 구분하여 설계에 사용한다[13]. 즉, 콘크리트 구조인 경우에는 부재 단면력이 콘크리트 극한강도의 1/2 수준 이상 또는 그 미만에 해당될 때의 하중 상태에서 결정된 감쇠비를 사용하고, 강구조는 항복강도의 1/2 수준 이상 또는 그 미만 수준에 해당될 때의 하중 상태에서 결정된 감쇠비를 설계에 사용한다.

이 연구에서는 SC 구조의 동적 특성 중 감쇠비를 분석하기 위하여 원전 구조물에 적용하는 관련 설계기준의 감쇠비 규정을 비교하였다. 그리고 SC 구조의 감쇠능력을 분석하기 위하여 전단보강이 없는 SC 전단벽 시편을 제작하고 횡방향 반복하중 가력실험과 충격해머를 이용한 진동실험을 수행하였다. 이 논문은 실험에서 측정된 가속도 신호와 하중 변위 관계 곡선을 이용하여 대상 시편의 고유진동수와 감쇠비를 규명하고 관련 설계 규정에 제시한 감쇠비 값을 비교 분석하고 있다.

2. 구조물의 감쇠비

2.1 감쇠비의 결정 방법

감쇠비란 자연계에 존재하는 저항으로 인하여 구조물 내의 에너지의 손실과 응답이 감소하는 현상으로 재료감쇠와 마찰감쇠로 구분한다. 재료감쇠는 구조물의 재료를 구성하는 분자사이의 관계에 의한 감쇠이며, 마찰감쇠는 구조물의 접합부 등에서 구조부재 및 구성요소들 간의 마찰력에 의해 발생하는 감쇠를 말한다. 감쇠는 구조물의 동적거동에 중요한 영향을 미치는 변수중 하나로서 동적시스템을 표현하는 운동방정식[14]에서 다음과 같이 감쇠비의 항으로 표현한다.

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = f(t) \tag{1}$$

여기서, u 는 구조물의 변위, ξ 는 감쇠비, ω_n 는 고유진동수, $f(t)$ 는 외부하중이다.

감쇠가 커지게 되면 지진응답 가속도와 하중이 낮아지므로 감쇠는 구조 응답을 지배하는 중요한 요인의 하나로 취급된다. 구조물의 감쇠는 발생요인이 불확실하고 계산하기가 어렵다. 미국 원자력규제위원회에서 제시한 보고서(NUREG/CR-6011)[15]에는 구조물의 진동응답을 얻을 수 있는 가진 시험방법과 감쇠비를 계산하는 방법이 제시되어 있다. 구조물의 감쇠를 측정하기 위한 실험 방법은 구조물에 직접 외력을 가하여 가진시키는 강제진동방법과 구조물에 초기 변위를 유발하고 해방시킴으로써 자유진동

하게 하는 자유진동방법으로 구분된다.

자유진동시험이나 혹은 강제진동시험으로부터 측정한 자료로부터 여러 가지 방법으로 구조물의 감쇠비를 규명할 수 있다. 미국 국립지진공학연구센터(NCEER)[16]는 콘크리트 프레임 시편의 감쇠비를 규명하는 연구에 이용된 방법으로, 전달함수를 이용하는 방법, 파워반감대역폭을 이용하는 방법, 그리고 자유진동신호의 대수감소율을 이용하여 감쇠비를 결정하는 방법을 소개하고 있다. 이외에 구조물에 항복응력을 유발하는 큰 하중상태에서의 감쇠비를 구하기 위해서는 조화운동 실험을 통하여 힘-변위 이력곡선을 측정하고, 이력곡선의 면적으로부터 등가점성감쇠를 결정하는 방법이 이용된다.

2.2 계측신호의 감쇠비 추출 기법

(1) 파워반감대역폭(half-power bandwidth)을 이용하는 방법

파워반감대역폭을 이용하면 가진 하중의 특성을 모르더라도 강제진동 시험 결과로부터 감쇠비를 계산할 수 있다는 특징이 있다. 잘 알려진 바와 같이, 이 방법은 Fig. 1에 보인 동적증폭계수 곡선의 꼭대기에 해당하는 값의 $1/\sqrt{2}$ 에 대응되는 두 점의 진동수 값을 이용하여 식 (2)와 같이 감쇠비를 결정한다.

$$\xi = \frac{\beta_b - \beta_a}{2} \tag{2}$$

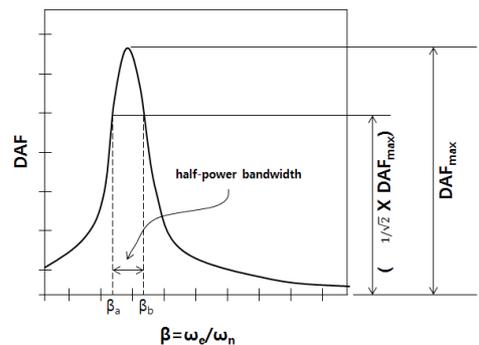


Fig. 1. Half-power bandwidth

(2) 대수감소를 이용하는 방법

이 방법은 자유진동하는 시스템의 시간이력 변위 기록으로부터 감쇠비

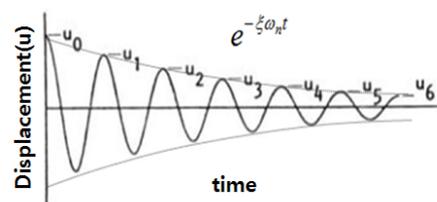


Fig. 2. Displacement response of free vibration

를 결정하는 방법이다. 대수감소관 자유진동의 한 주기가 지난 후 진폭이 대수비율로 감소되는 정도를 나타낸다. Fig. 2의 그래프에 자유진동하는 구조물의 변위응답을 나타내었다. 그래프에서 지수식의 ξ 값이 구조물의 감쇠비를 나타낸다.

감쇠비 계산을 위해 n 개의 주기가 지난 후의 대수감소를 식으로 나타내면 식 (3)과 같다[17].

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{u_1}{u_{n+1}} \right) = 2\pi\xi \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (3)$$

자유진동신호의 진폭이 반으로 줄었을 때, 즉 $(u_1/u_{n+1} = 2)$ 의 주기는 식 (4)과 같다.

$$n = \ln(2) \cdot \frac{\sqrt{1-\xi^2}}{2\pi\xi} \quad (4)$$

위 식을 이용하여 자유진동 시간기록의 진폭이 반이 되는 주기의 수를 알면 감쇠비를 계산 할 수 있다.

(3) 다항식회귀분석방법

식 (1)의 운동방정식을 다자유도로 확장하고 라플라스변환하여 전달함수로 표현하면 다음과 같다.

$$\{X(s)\} = [H(s)] \{F(s)\} \quad (5)$$

여기서, s 는 라플라스 변수, $[H(s)]$ 는 전달함수 행렬, $\{X(s)\}$ 는 변위의 라플라스 변환, $\{F(s)\}$ 는 하중의 라플라스 변환 행렬이다. 전달함수 행렬은 다음과 같은 부분분수(partial fraction)의 형태로 전개할 수 있다[18].

$$[H(s)] = \sum_{k=1}^N \left(\frac{[r_k]}{(s-p_k)} + \frac{[r_k^*]}{(s-p_k^*)} \right) \quad (6)$$

여기서, N 은 전체 모드의 수이고, k 는 k 번째 모드번호이다. $[r_k]$ 는 k 번째 모드의 유수행렬(residue matrix), $p_k = -\sigma_k + i\omega_k$ 는 k 번째 모드의 극(pole)의 위치, σ_k 는 k 번째 모드의 감쇠비, ω_k 는 k 번째 모드의 고유진동수, *은 공액복소수(complex conjugate), i 는 $\sqrt{-1}$ 이다.

전달함수의 s -평면에서 진동수축 ($s = i\omega$)을 따라 평가하면, 진동수응답함수가 얻어진다. 그러므로 식 (6)으로부터 k 번째 모드를 선택하고, $s = i\omega$ 을 대입하면, k 번째 모드의 진동수응답함수 $H_k(i\omega)$ 가 생성된다.

$$H_k(i\omega) = \frac{r_k}{(i\omega - p_k)} + \frac{r_k^*}{(i\omega - p_k^*)} \quad (7)$$

식(7)의 우변 첫 번째 항은 양의 진동수구간에서, 또 두 번째 항은 음의 진동수구간에서의 모드진동 특성을 나타낸다. 이들 값들은 원점을 중심으

로 대칭관계에 있다. 그러므로 양의 진동수구간 진동수 특성만을 선택하여도 모드특성을 추출할 수 있다. 전달함수에서 양의 진동수 특성만을 선택하면, 아래 식과 같은 진동수응답함수를 얻는다.

$$H(i\omega) = \frac{r_k}{2i(i\omega - p_k)} \quad (8)$$

진동수응답함수의 회귀분석을 위해서 진동수응답함수는 식 (9)와 같이 다항식으로 전개할 수 있다.

$$H_k(i\omega) = \frac{r_k^2 \sigma_k + r_k \omega_k + ir_k^2 \omega}{\sigma_k^2 + \omega_k^2 - \omega + 2i\sigma_k \omega} + A_0 + A_1(i\omega) + A_2(-\omega^2) \quad (9)$$

여기서, ω_k , σ_k , $r_k = r_{1k} + ir_{2k}$ 는 각각 k -번째 모드의 고유진동수, 모드 감쇠 값 및 복소수 유수(residue)로서 회귀분석결과 얻어지는 동특성 값들이다. 그리고 A_0 , A_1 및 A_2 는 계산과정에서 구해지는 나머지함수의 상수들이다.

(4) 등가점성감쇠에 의한 방법

감쇠는 에너지를 소산시키는 특징이 있으므로 이점을 이용하면 감쇠비를 추정할 수 있다. 조화하중에 의한 진동실험으로 얻은 일반 이력곡선의 면적인 한 주기당 소산에너지(E_D)가 등가점성감쇠(equivalent viscous damping)에 의한 소산에너지를 나타내는 Fig. 3의 타원의 면적과 같다고 가정하여 등가점성감쇠를 구할 수 있다[17].

Fig. 3의 한 주기당 소산에너지, E_D 는 다음 식과 같이 구할 수 있다.

$$E_D = \pi c_{eq} \omega_d A^2 = \pi (2m\xi_{eq}\omega_e) \omega_d A^2 = 2\pi\xi_{eq}\beta k A^2 \quad (10)$$

여기서, m 과 k 는 구조물의 질량과 강성이고, c_{eq} 는 등가점성감쇠, ξ_{eq} 는 등가점성감쇠비, ω_d 는 감쇠고유진동수, ω_e 는 가진진동수, β 는 진동수비($=\omega_e/\omega_d$)이다. 그리고 A 는 Fig. 3에서 빗금친 부분의 면적이다.

식 (10)에 정적변형에너지(E_{S0})를 대입하면, 공진 시($\beta=1$)의 등가점성

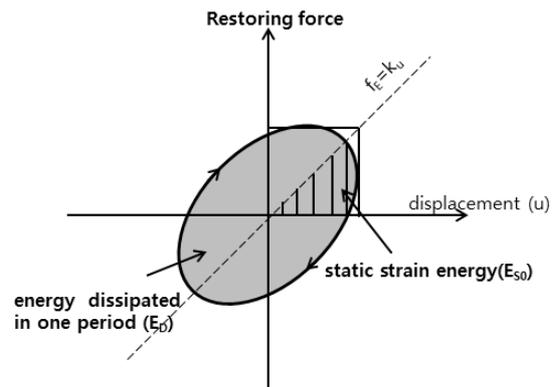


Fig. 3. Hysteresis curve for viscous damping

감쇠비는 아래 식과 같이 구한다.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi\beta} \frac{E_D}{E_{S0}} \Big|_{\beta=1} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{11}$$

여기서, $E_{S0} = \frac{1}{2}kA^2$ (12)

2.3 SC 구조물의 감쇠비 규정

국내 원자력발전소의 감쇠비 규정은 미국 원자력규제위원회(USNRC)에서 발간한 규제기준[19,20]의 규정을 따르고 있다. 원전에 적용되는 감쇠비는 운전기준지진(Operating-Basis Earthquake, OBE)과 안전정지지진(Safe-Shutdown Earthquake, SSE)에 대하여 구분하여 제시하고, 사용되는 구조물의 형식에 따라서도 구분하여 규정하고 있다. 미국 산업기준인 ASCE 4[13]에 따르면, USNRC에서 규정[19]하는 SSE 수준에 해당하는 감쇠비는 콘크리트 구조부재 단면의 극한강도의 1/2을 초과하는 하중에 해당하는 감쇠이고, OBE는 극한강도의 1/2 미만 구간에 해당하는 지진하중에 대한 감쇠이다. 반면에 강구조인 경우에 SSE와 OBE 수준에서의 감쇠비 구분은 항복강도의 1/2을 기준으로 구분한다.

우리나라의 전력산업기술기준(KEPIC) SN 원자력구조의 SNG 강판콘크리트구조[21]에서 SC 구조의 설계감쇠비를 제시하고 있고, 일본의 설계기준인 JEAC-4618[4]에서도 SC 구조의 설계감쇠비를 제시하고 있다. Table 1에 각 국가의 설계기준에서 제시하는 SC 구조의 감쇠비 값을 비교하였다. 현재 미국의 원자력규제위원회에서는 아직까지 SC 구조에 대한 감쇠비는 제시하고 있지 않으므로 철근콘크리트(RC)와 프리스트레스콘크리트(PSC) 구조에 대한 감쇠비 값을 비교하였다.

Table 1에서 보는 바와 같이, 미국의 규제기준과 국내의 전력산업기술 기준에서 RC 구조에 대하여 SSE 수준의 경우에 7%, OBE 수준의 경우에 4%로 감쇠비를 정하고 있다. 그리고 제시된 구조형식 이외의 경우에는 점성감쇠에 의해 소산되는 에너지를 추정하여 감쇠비를 정할 수 있도록 규정하고 있다. 우리나라의 전력산업기술기준 KEPIC-SNG[19]에서 OBE 수준에 대한 SC 구조의 감쇠비는 미국 원자력규제위원회에서 제시한 RC 구조와 동일하게 4%로 규정하고, SSE 수준에서는 RC 구조보다 1% 작은 6%로 규정하고 있으며, 이는 SC 구조의 콘크리트 균열 발생이 RC 구조에 비해 작기 때문이라고 설명하고 있다. 일본전기협회의 원자력규격위원회에서 발행한 강판콘크리트구조 내진설계규정(JEAC 4618-2009)[4]에서는 SC 구조의 감쇠비를 RC와 동일하게 5%로 규정하고 있다. 아울러 SC 구조의 감쇠는 콘크리트의 감쇠 메커니즘을 주체로 한 RC 구조와 유사하다고 보기 때문이라는 설명을 부연하고 있다.

Table 1. SC structure design criteria of the damping ratio

Code	Type	SSE	OBE
USNRC (KEPIC-STB)	RC	7%	4%
	PSC	5%	3%
KEPIC-SNG	SC	6%	4%
JEAC-4618	SC	5%	

3. 감쇠비 추정 실험

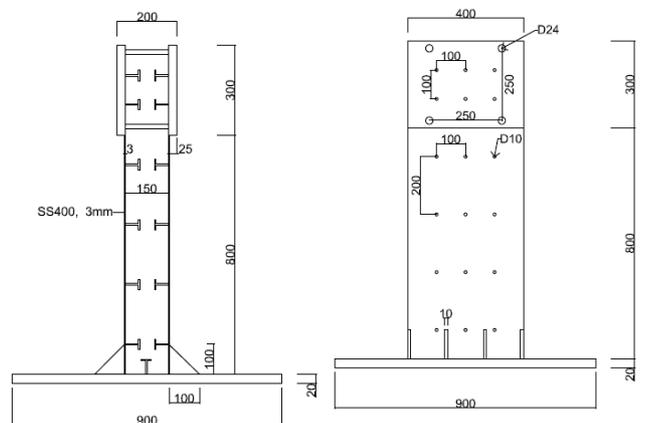
이 연구에서는 SC 구조의 감쇠비를 규명하기 위하여 전단보강이 없는 단순한 형태의 비보강 SC 벽체의 시편을 제작하고 충격진동실험과 횡방향 반복하중 가력실험을 실시하였다. 충격진동실험으로 얻어진 전달함수를 다항식회귀분석방법으로 분석하고, 시편의 고유진동수와 감쇠비를 계산하였다. 아울러, 횡방향 반복하중 가력실험을 통하여 얻어진 힘-변위 이력 곡선으로부터 반복하중의 주기별로 소산되는 에너지를 계산하고, 이로부터 등가점성감쇠에 의한 방법으로 시편의 감쇠비를 결정하였다.

3.1 SC 벽체 시편

시편은 좌우측에 강판이 부착되고, 그 사이에 콘크리트가 타설된 강판콘크리트 벽체이다. 시편의 제원은 Fig. 4에 보인 바와 같이, 높이 1100 mm, 길이 400 mm, 두께 150 mm이다. 시편의 머리 부분에는 유압 가력장치(actuator)를 고정하고, 벽체의 동특성을 조정하기 위하여 질량을 추가하기 위한 목적으로 25 mm 두께의 강판을 벽체 양쪽에 보강하였다. 시편 내부에 타설된 콘크리트의 배합설계 압축강도는 35 MPa이다. 시편에 부착한 강판의 재질은 SS400이고, 두께는 3 mm이다. 실험에 앞서, 중량 저울을 이용하여 계량한 시편의 중량은 193±0.5 kg이다.

비보강 강판콘크리트의 스티드 배열은 강판의 좌굴에 영향을 미치며, KEPIC-SNG[21]의 SNG 4.1.1 절에서 스티드의 간격과 직경에 대하여 규정하고 있다. 즉, 스티드의 수평간격은 연직간격과 동일하거나 작아야 하고, 연직간격의 비율 B/t_p (폭/강판 두께)는 $1.8\sqrt{E_s/F_{yp}}$ 이하이어야 한다. 여기서, E_s 는 강재의 탄성계수, F_{yp} 는 강판의 설계기준항복강도이다.

이 연구에서는 KEPIC-SNG[21]의 조건에 부합되도록 스티드의 직경과 간격을 결정하였다. 시편의 강판 내면에는 길이방향으로 3개, 벽체 높이를 따라 6줄의 스티드가 용접으로 접합되어 있다. 시편의 고정을 위하여 시편의 바닥에는 20 mm 두께의 강판을 부착하였고, 이 바닥판의 중앙에도 3개의 스티드가 용접되었다. 각 스티드의 직경은 8 mm이고, 길이는 45 mm



(a) Front view (b) Side view

Fig. 4. Dimension of specimen[10]

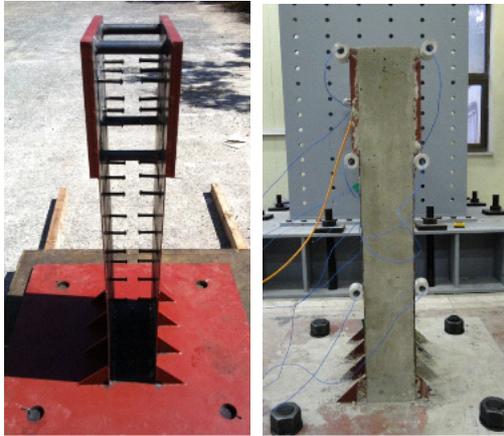


Fig. 5. SC wall specimen

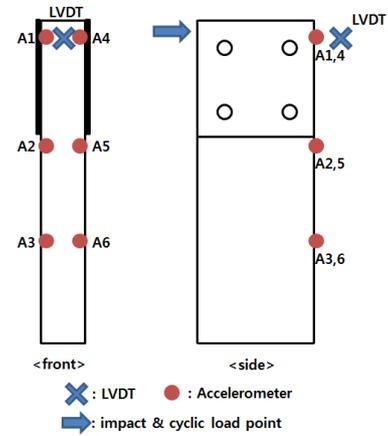


Fig. 6. Measuring points

Table 2. Titles of specimen

	Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3
Name	SXC1	SXC2	SXC3

이다. 벽체의 하단에는 보강을 위하여 좌우측에 각각 4개의 리브(rib)를 용접으로 부착하였다. 실험이 진행되는 동안 시편의 바닥판은 반력기초에 고정력 볼트로 고정하였다. 콘크리트를 타설하기 전후의 시편의 형상을 Fig. 5에서 확인할 수 있다. 시편은 동일한 규격으로 총 3개를 제작하고 각각의 실험결과를 비교하였다. 각 시편의 명칭은 Table 2와 같이 정하였다.

3.2 충격진동실험

시편의 고유진동수를 분석하고, 낮은 응력 수준에서의 감쇠비를 검토하기 위해 충격해머를 이용한 진동실험을 수행하였다. 충격실험은 반복하중 가력실험에 앞서 Fig. 5에 보인 동일한 시편을 대상으로 수행하였다.

Fig. 6에서 보는 바와 같이, 충격실험에서는 시편의 좌우, 상중하 6곳에 1축 가속도계를 부착하였다. 가속도계는 PCB PIEZOTRONICS 사의 PCB 393B04 모델로서 계측 진동수범위(± 3 dB)는 0.02 ~ 1700 Hz이다. 실험에 사용된 충격망치는 머리 중량이 1.36 kg(3lb)인 DYTRAN 사의 5802A 모델이다. Fig. 6에서 LVDT는 충격진동실험을 위해서 부착한 것이 아니며, 이후에 진행되는 반복하중 실험에서 시편의 변위를 계측하기 위하여 부착한 것이다.

충격진동실험에서는 각 시편의 상단 중앙부를 3회 타격하여 가속도 응답신호를 기록하고, 전달함수로 변환하여 세 개의 전달함수의 평균을 기록하였다. Fig. 7은 충격실험 광경을 보이고 있다.

3.3 반복하중 실험

충격하중실험 이후에 동일한 시편을 대상으로 횡방향 반복하중 가력실험을 수행하고 힘-변위 이력곡선을 기록하였다. 반복하중은 시편의 길이방향으로 벽체의 중앙부에 가력하였다. 시편은 볼트를 이용하여 반력기초와 반력벽에 단단히 고정하였다. Fig. 8은 실험장치의 구성도와 실험광경을 보이고 있다. 실험에 사용된 가력장치는 500 kN 용량의 유압식 서보 가력

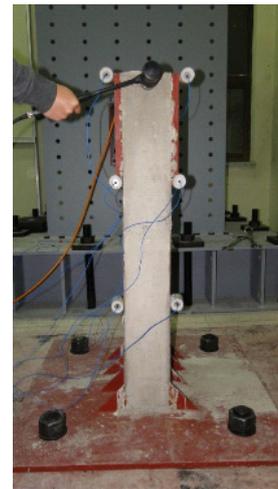


Fig. 7. Impact hammer test

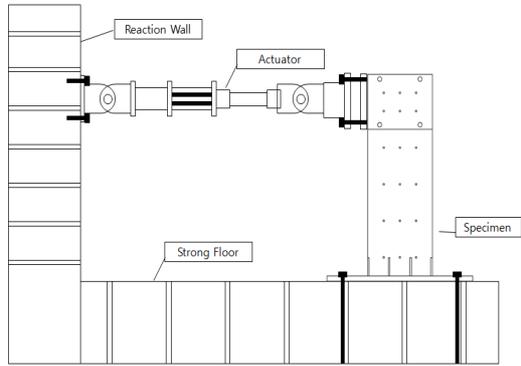
기(servo actuator)이다. 시편에 대한 가력은 변위제어를 통하여 통제하였으며, Fig. 9의 그래프에서 보이는 바와 같이, 파괴 시까지 변위를 점차적으로 증가시키면서 정방향과 부방향으로 반복하였다.

대상 시편의 변위를 측정하기 위해 시편의 상부에는 선형변위계인 LVDT를 Fig. 6과 같이 설치하였다. 아울러 하중 가력시 시편의 양측면으로 두 개의 LVDT를 추가로 설치하고, 시편의 측면 방향으로 변위가 생기는지의 여부를 감시하였다.

3.4 실험 결과

(1) 충격진동 실험결과

충격실험을 통하여 기록된 충격신호와 최상단 좌측 가속도계(A1)에서 계측한 시간이력 가속도 응답 신호를 Fig. 10에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이, 충격 후에 진동은 약 2.2 초 후에 완전히 멈추는 것을 알 수 있다. 충격해머 실험을 통해 계측된 가속도시간이력은 가력하중에 대한 응답가속도의 전달함수로 변환하였으며, 대표적으로 A1 응답에 대한 전달함수를 Fig. 11에 나타내었다. 다른 위치에서 계산된 전달함수는 이 논문에 함께



(a) Schematic drawing



(b) Actuator setup

Fig. 8. Experimental setup for cyclic loading test[10]

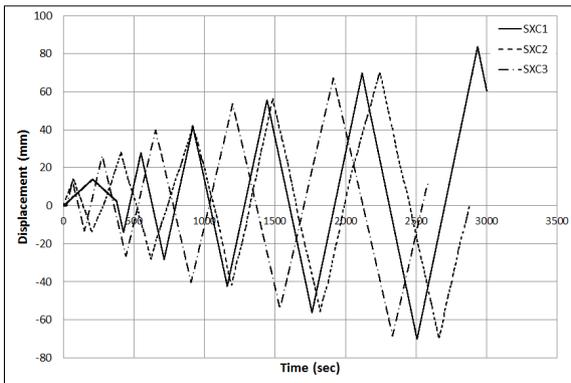
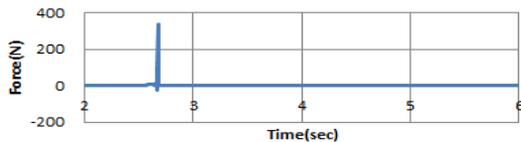
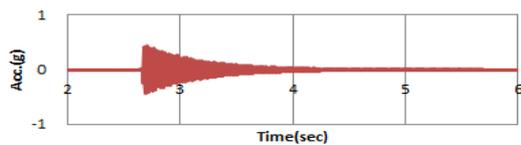


Fig. 9. Input function for cyclic load test

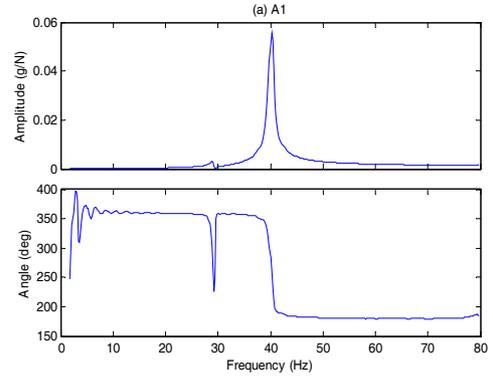


(a) Impact load

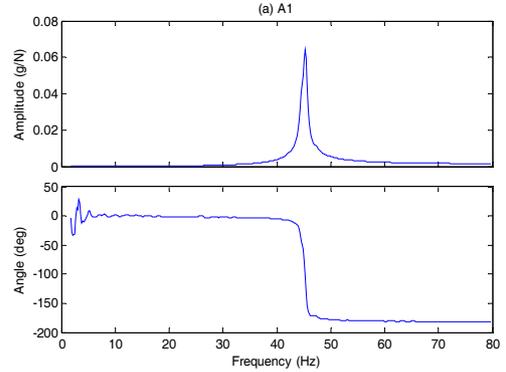


(b) A1 Acceleration response

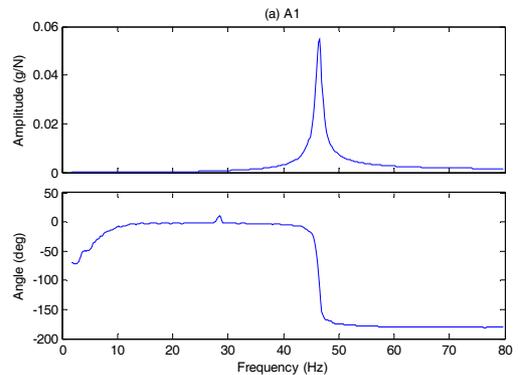
Fig. 10. Time history response from impact test



(a) SXC1



(b) SXC2



(c) SXC3

Fig. 11. Transfer function at the top of specimen obtained from impact test

제시하지 않았으나, 진폭의 크기만 다를 뿐, 모두 동일한 형태를 보인다.

전달함수로부터 Fig. 12에 보인 바와 같이, 다항식곡선적합(polynomial curve fitting)을 통하여 식(9)의 다항식 계수를 결정하고 시편의 모드특성을 계산하였다. 규명된 시편의 모드특성은 Table 3에 정리하였다. 충격실험으로 분석된 고유진동수는 동일한 형태와 무게의 시편이라도 시편에 따라서 약간의 차이가 발생하고 있다. 이는 시편의 내부에 충전된 콘크리트와 강판의 부착 정도가 건조수축 또는 다짐의 정도 차이 등의 영향으로 시편마다 약간씩 다르기 때문인 것으로 판단된다. 모드특성분석결과 시편의 감쇠비는 0.72 ~ 0.95%로 규명되었다. 충격실험을 통하여 분석된 감쇠비는 낮은 응력 상태의 감쇠비로서 저감쇠이고, 실제 지진과 같은 큰 진동 하에서 시편의 감쇠비는 증가할 것이다. 콘크리트부재 등의 감쇠비를 규명하기 위

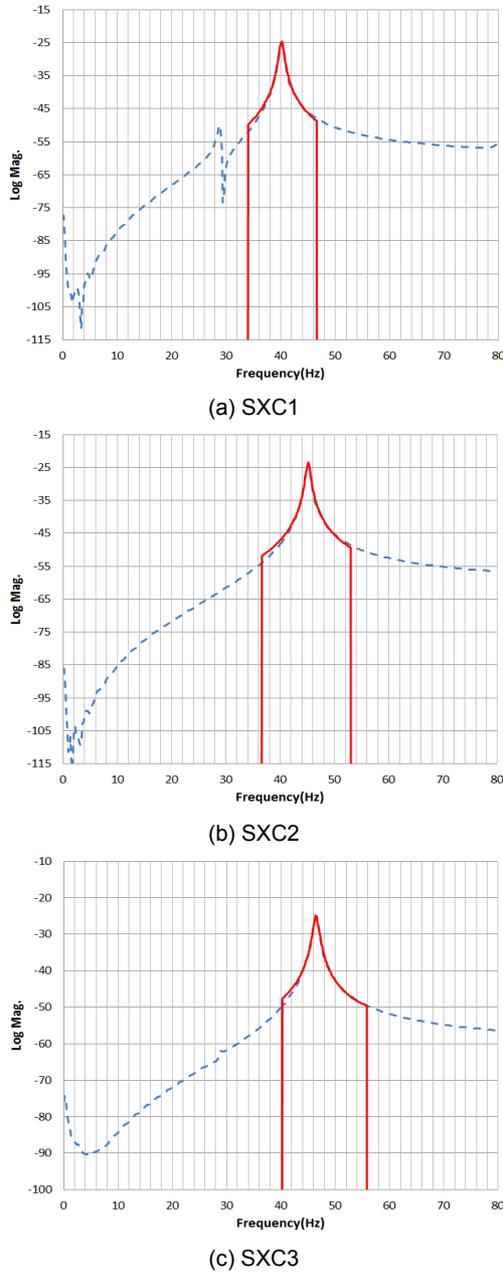


Fig. 12. Polynomial curve fitting results of transfer functions

Table 3. Fundamental modal properties identified from impact hammer test

	SXC 1	SXC 2	SXC 3
Frequency (Hz)	40.2	45.1	46.5
Damping ratio (%)	0.93	0.80	0.95

해서는 자유진동실험 또는 충격진동실험보다는 더 큰 에너지를 가할 수 있는 대형 실험이 필요함을 알 수 있다.

(2) 반복하중 실험결과

가력하중의 초기에 시편의 콘크리트에는 휨균열이 발생하기 시작하고

이후에 강판에 국부 좌굴이 발생하면서 콘크리트와 측면 강판이 분리되면서 휨-전단 파괴형태로 시편이 파괴되었다. 이는 이전의 정적가력실험연구 [10]에서 분석된 바와 동일한 형태의 파괴 양상을 보인 것이다. 이미 예상한 바와 마찬가지로 강판콘크리트의 거동은 스티드의 연결력이 크게 지배하고 있음을 다시 확인하였다.

반복하중 실험을 통하여 계속한 각 시편의 하중-변위 이력곡선은 Fig. 13에 보인 바와 같다. Fig. 13에 보인 이력곡선의 최대하중과 최대하중 점의 변위를 Table 4에 정리하고 Fig. 14에 나타내었다. 실험에서 시편에 가

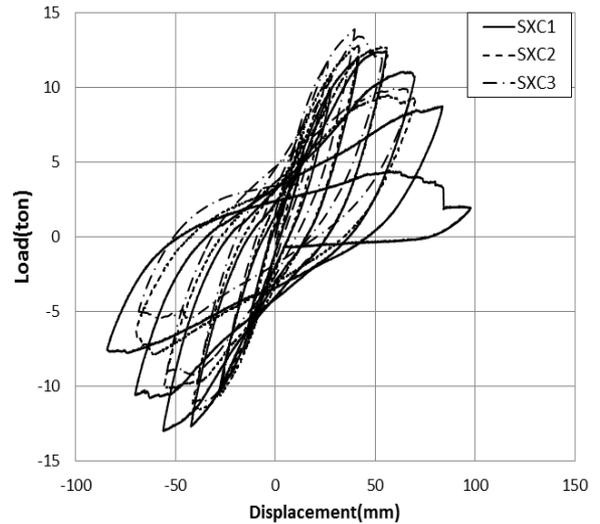


Fig. 13. Hysteresis curves measured from cyclic load test

Table 4. Maximum loads and displacements measured from cyclic load test

	forward		backward	
	Max. load (kN)	Max. disp.(mm)	Max. load (kN)	Max. disp.(mm)
SXC 1	124.4	55	129.9	56
SXC 2	128.1	42	115.5	42
SXC 3	138.8	40	111.2	37
Avg.	130.4	46	118.8	45

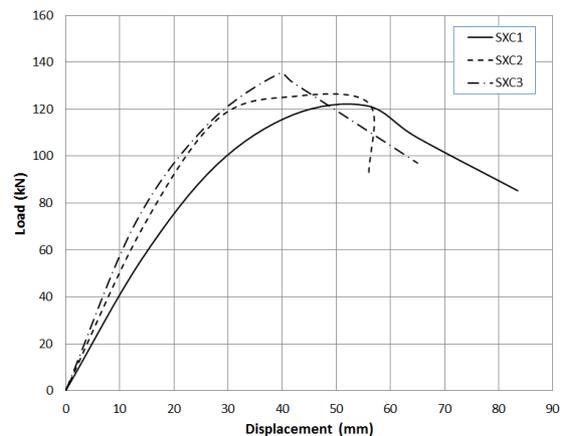


Fig. 14. Load-displacement relationship measured from cyclic load tests

력한 정방향 최대 하중의 평균은 130.4kN이고, 부방향의 최대하중의 평균은 118.8 kN이다. 정방향 최대 하중이 작용할 때의 변위의 평균은 약 46 mm이며, 부방향 최대하중이 작용할 때의 변위의 평균은 45 mm이다. Fig. 13의 하중-변위 이력곡선은 하중의 반복 횟수별로 분리하여 Fig. 15 ~ Fig. 17에 나타내었다.

하중-변위 이력곡선에서 가력하중의 반복횟수가 증가할수록 타원의 크기가 커지는 것을 알 수 있다. 각 하중-변위 이력곡선의 반복 횟수별 하중의 크기를 Table 5에 정리하였다. 반복하중시험으로부터 얻어진 이력곡선을 대상으로 앞서 기술한 등가점성감쇠에 의한 방법으로 각 이력 루프의 감쇠비를 계산하였다. 즉, 각 타원의 면적을 이용하여 식 (10)에 따라 소산되는

에너지를 계산하고, 식 (11)에 따라 각 하중 상태의 감쇠비를 계산하였다.

분석된 감쇠비를 가력 하중의 반복횟수별로 Table 6에 정리하였다. Table 6의 분석결과를 Fig. 18에 나타내었으며, 표와 그림에서 각 시편의 감쇠비는 가력 하중의 반복횟수가 증가할수록 약 6%에서 약 20%까지 증가하고 있음을 알 수 있다. 첫 번째 주기에서 분석된 각 시편의 감쇠비는 각각 6.95%, 6.14%, 6.5%이며, 이때 작용한 하중은 최대 하중 즉, 시편의 극한강도에 비하여 각각 47.7%, 54.6%, 52.6%에 이른다. 즉, 가력하중의 첫 번째 반복 하중의 크기는 부재의 극한강도의 약 47.7% ~ 54.6% 정도이므로 극한강도의 약 50%정도의 수준에서 SC 벽체의 감쇠비는 6%를 상회한다고 표현할 수 있다. 그리고 두 번째 반복하중에서 가력된 하중의 크기는

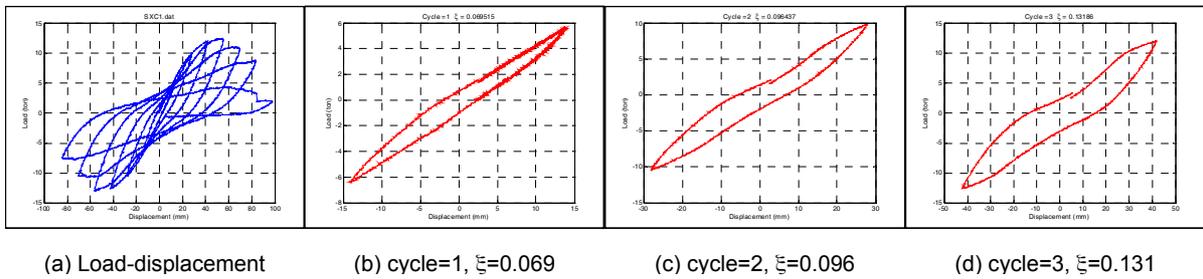


Fig. 15. Damping ratio analysis of SXC1

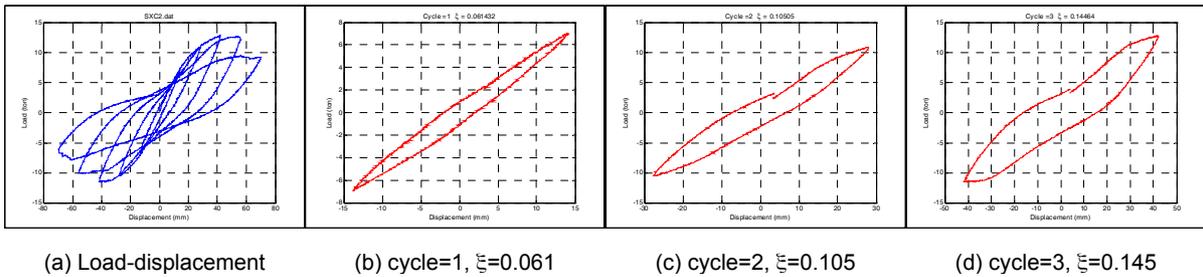


Fig. 16. Damping ratio analysis of SXC2

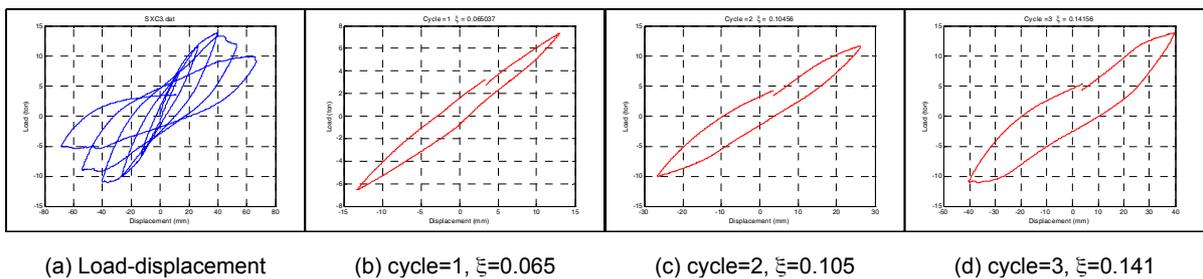


Fig. 17. Damping ratio analysis of SXC3

Table 5. Maximum loads and load ratios obtained from hysteresis curves

Number of cycle	Maximum input load (kN)			Load ratio ^{*)} (%)		
	SXC 1	SXC 2	SXC 3	SXC 1	SXC 2	SXC 3
1	62	70	73	47.7	54.6	52.6
2	101	110	120	77.8	85.9	86.5
3	124	126	139	95.5	98.4	99.8
4	125	126	140	96.2	98.4	99.8
5	110	95	100	84.7	74.2	72.0

^{*)} Load ratio = Max. load of each cycle / Maximum load of entire hysteresis curve

Table 6. Damping ratios identified from hysteresis curves

cycle	Damping ratio (%)		
	SXC 1	SXC 2	SXC 3
1	6.95	6.14	6.5
2	9.64	10.51	10.46
3	13.29	14.46	14.16
4	16.85	17.75	19.02
5	20.43	20.92	19.84

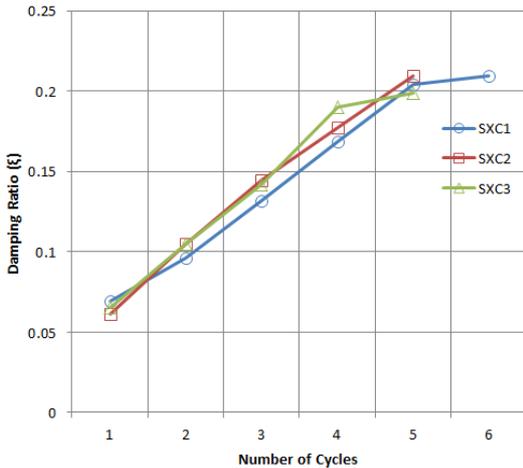


Fig. 18. Variation in damping ratios due to increment of cycle for cyclic loads

최대 하중의 약 77.8%에서 86.5%에 이르는데, 이때의 감쇠비 값은 9.64%, 10.51%, 10.46%로서 9.0%를 상회한다. 앞서 설명한 바와 같이, SSE 수준의 감쇠는 콘크리트 구조의 극한강도의 1/2을 초과하는 수준의 지진하중에 해당하는 감쇠이고, OBE는 극한강도의 1/2 미만에 해당하는 지진하중에 대한 감쇠이다. 이에 근거하면, SC 벽체의 SSE 수준의 감쇠비는 약 6%와 10% 사이에 존재한다고 판단할 수 있다. 이 값은 KEPIC-SNG에서 규정하는 SC 구조의 감쇠비(6%)보다 크고, USNRC에서 규정하는 RC 구조의 감쇠비(7%)에 근접한다.

두 번째 주기 이후에는 항복강도 이상의 하중이 가력되고 있으며, 연성 파괴가 일어나는 구간이다. 3번째 주기 이후 가력 하중은 점차적으로 줄어들고 있으나 감쇠비는 계속 증가하고 있다. SC 벽체에 하중이 증가할수록 내부의 콘크리트에 균열이 증가하고 양쪽에 배치된 강판에 의해 구속력이 증가한다. 이로 인해 강판이 좌굴될 때까지, 부재의 에너지소산이 증가하기 때문에 부재의 감쇠비가 계속해서 증가하고 있다.

4. 결론

SC 구조 벽체의 동적 특성중 하나인 감쇠비를 규명하기 위해 시편을 제작하고 반복하중 실험과 충격방지를 이용한 진동실험을 수행하고, 실험에서 측정된 자료를 분석하였다. 이를 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1) 충격실험을 통하여 SC 벽체 시편의 동특성을 분석한 결과, 시편에 따라

고유진동수가 서로 약간의 차이를 보인다. 이는 시편에 콘크리트를 타설할 때부터 양생 기간 중에 발생하는 여러 요인에 의해 강판-콘크리트의 부착이 시편마다 서로 다르기 때문으로 판단된다. 따라서 SC 부재의 강성 특성은 강판과 콘크리트의 부착 여부에 따라 달라질 수 있으므로 품질관리에 유의하여야 한다.

- 2) 작은 진동을 이용한 실험에서 분석된 감쇠비는 낮은 응력상태의 감쇠비이므로 SC 부재와 같이 강성이 큰 구조물의 감쇠비 실험에는 설계지진 수준에 해당하는 진동을 가할 수 있는 보다 큰 규모의 자유진동실험 혹은 강제진동실험이 필요하다.
- 3) 반복하중 가력실험에서 측정한 하중-변위 이력곡선을 분석한 결과에 의하면, 극한강도의 1/2 수준에 해당하는 하중 상태 하에서 SC 벽체 시편의 감쇠비는 약 6.1%를 상회한다. 부재 단면의 극한강도의 1/2을 초과하는 구간에서 극한강도가 작용하는 구간까지 SC 벽체 시편의 감쇠비는 약 6.14%에서 14.46%까지 지속적으로 증가한다.
- 4) 우리나라 전력산업기술기준에서는 SC 구조에 대하여 안전정지진 수준의 감쇠비를 6%로 규정하고 있으며, 이는 SC 구조의 균열 발생이 RC 구조에 비해 적기 때문이라 설명하고 있다. 하지만 이 연구의 실험 결과, SC 벽체 내부에서 발생하는 콘크리트의 균열이 RC에 비하여 특별히 적다고 판단할 수 없으며, 오히려 SC 구조는 구조적 특성상 콘크리트 외부에 설치된 측면 강판의 구속력이 작용하고, 콘크리트와 강판의 합성작용으로 인해 부재가 항복 후에도 큰 연성능력을 발휘한다. 이러한 거동을 통하여 내부 콘크리트의 균열이 증가할수록 에너지소산이 증가하고, 이에 따라 부재가 파괴되기 전까지 감쇠비가 증가한다.
- 5) 이 연구의 시편은 소규모이므로 원전 구조물에 보다 적합하고, 합리적인 감쇠비 규정을 연구하기 위해서는 실제 규모에 근접하는 SC 부재 시편을 대상으로 운전기준지진과 안전정지진 수준에서의 진동실험과 분석이 필요하다. 또한 이 연구는 전단보강이 없는 비보강 SC 벽체를 대상으로 수행한 제한된 연구이므로 여러 형식의 SC 구조를 대상으로 하는 확장된 연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2010년도 지식경제부의 재원으로 한국에너지기술연구원 (KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구과제(과제번호: 20101620100230)의 연구결과입니다.

/ REFERENCES /

1. Ozaki M, Akita S, Niwa N, Matsuo I, Usami S. Study on Steel Plate Reinforced Concrete Bearing Wall for Nuclear Power Plants Part1: Shear and Bending Loading Tests of SC Walls, SMiRT 16 Conference, 2001; Aug 12-17; Washington, DC, USA.
2. Akita S, Ozaki M, Niwa N, Matsuo I, Hara K. Study on Steel Plate Reinforced Concrete Bearing Wall for Nuclear Power Plants Part2: Analytical Method to Evaluate Response of SC Walls, SMiRT 16 Conference, 2001; Aug 12-17; Washington, DC, USA.
3. Ozaki M, Akita S, Osugac H, Nakayamad T, Adachic N. Study on

- Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear, *Journal of Nuclear Engineering and Design*, 2004;228:225-244.
4. Japan Electric Association Code, Seismic design of steel plate concrete technical regulations, JEAC 4618-2009, 2009.
 5. Niousha A, Naito Y, Miyasaka E, Uchiyama S. Dynamic Characteristics of a SC Building in Kashiwazaki NPP site using Vibration Test - Part 1: Data analysis and system identification, *Transactions, SMiRT 19*, 2007 Aug;Toronto.
 6. Miyasaka E et al., Dynamic Characteristics of a SC Building in Kashiwazaki NPP site using Vibration Test - Par 2: Simulation Analysis, *Transactions, SMiRT 19*, 2007 Aug;Toronto.
 7. Danay A, Response of steel-concrete composite panels to in-plane loading, *Nuclear Engineering and Design*, 2012;242:52-62.
 8. Song JY, Kwon YB, Kim SK, A Study of the Ductility of Concrete-Filled Composite Columns under Cyclic Loading, *Earthquake Engineering Society of Korea*, 2001;5(6):11-19.
 9. Han HS, Choi BJ, Han KG, Compression Behavior of Steel Plate-Concrete Structures with the Width-to-Thickness Ratio, *Korean Society of Steel Construction*, 2011;23(2):229-236.
 10. Cho SG, So GH, Kim DK, Kwon MH, Experimental Investigation on Lateral Load Capacity and Strength Characteristics of Steel Plate Concrete (SC) Shear Wall, *Earthquake Engineering Society of Korea*, 2012;16(5):23-32.
 11. So GH, Cho SG, Investigation of Dynamic Characteristics of SC Wall Structures by Difference Modeling Techniques, *KSCE 2011 Conference*, Songdo, Incheon, 2011: 427-430.
 12. Lee SJ, Kim WK, Damping Ratios for Seismic Design of SC Structures, *Korean Society of Steel Construction*, 2010;22(5):487-496.
 13. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary, ASCE 4-98, *American Society of Civil Engineers*; c2000.
 14. Paz, M, *Structural Dynamics*, 5th edition, Kluwer Academic Publishers;c2004, p.153-154.
 15. Hashimoto PS, Steele K, Johnson JJ, Mensing RW, Review of Structure Damping Values for Elastic Seismic Analysis of Nuclear Power Plants, NUREG/CR-6011, EQE Engineering Consultants for the U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1993 Mar.
 16. Bracci JM, Reinhorn AM, Mander JB, Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Design Only for Gravity Loads, Part I - Desing and Properties of a One-Third Scale Model Structure, Technical Report NCEER-92-0027, National Center for Earthquake Engineering Research;c1992.
 17. Kim DK, *Dynamics of Structures*, 2nd edition, Goomibook;c2009.
 18. STAR Modal Operation Manual, Spectral Dynamics Inc.;c1996.
 19. USNRC Regulatory Guide 1.61, Damping Values for Seismic Design Of Nuclear Power Plants, U.S. Nuclear Regulatory Commission;c2007.
 20. Morante RJ, Recommendations for Revision of Seismic Damping Values in Regulatory Guide 1.61, NUREG/CR-6919, BNL-NUREG-77174-2006, Brookhaven National Laboratory for the U.S. Nuclear Regulatory Commission;2006.
 21. KEPIC-SNG Steel-Plate Structure, Korea Electric Association;c2010.