

유연한 지붕으로 된 단층 구조물의 지진 거동과 성능 분석

Seismic Behavior and Performance Assessment of a One-story Building with a Flexible Diaphragm

김 상 철† 오 영 훈* Donald W. White**
Kim, Sang-Cheol Oh, Young-Hun
(논문접수일 : 2003년 4월 19일 ; 심사종료일 : 2003년 9월 25일)

요 지

본 논문에서는 단순화 다자유도 모델링 방법을 이용하여 유연한 지붕을 갖는 1/2 축소 단층 보강조적조 건물의 지진 거동을 분석하였다. 선형 및 비선형 해석에 의한 결과들은 1/2 축소모형 단층 건물의 진동대 실험결과와 비교·분석되었다. 정확한 면내 및 면외 강성과 강도를 산정할 적절한 방법이 없기 때문에 구조모델 보정방법을 적용하여 반복적인 비교·분석 과정에서 각 부재의 강성과 강도변화에 따른 민감도를 평가하였다. 보정된 구조물의 특성을 사용하여 구조 재해석을 수행하였으며, 지붕구조물의 유연성이 전체 건물의 동적 거동에 미치는 영향을 분석하였다. 유연한 지붕은 전단벽의 면외 강성과 강도에 많은 영향을 미치게 되며, 강체 지붕과는 확연히 구분되는 동적 거동을 보여주었다.

핵심용어 : 유한요소모델, 단순화 다자유도 모델, 모델 보정, 유연한 격막, 보강조적조, 면외 전단벽

Abstract

The proposed simplified MDOF model is applied to a half-scale single-story reinforced masonry test building with a single diagonally-sheathed diaphragm. Comparisons of analytical studies to experimental tests can be valuable for understanding the seismic response of these types of buildings and for determining the qualities and limitations of the simplified models. A model calibration process is performed in this paper to determine the required structural properties based on the elastic and inelastic test responses for test building. This approach is necessary since established methods to determine the in-plane and out-of-plane stiffness, strength, and hysteresis do not exist.

Keywords : finite element model, simplified MDOF model, model calibration, flexible diaphragm, reinforced masonry, out-of-plane wall

1. 서 론

미국 육군 건설기술실험실(US Army Construction Engineering Research Laboratory, 이하 CERL이라고 부름)에서는 최근에 유연한 지붕구조로 된 단층 보강조적조 구조물에 대한 진동대실험^{1),2)}을 수행하였다.

본 논문은 CERL에서 수행한 1/2 축소 단층 보강조적조 건물의 진동대 실험결과와 단순화 다자유도 모델의 선

형 및 비선형 동적해석 결과로부터 유연한 지붕으로 된 단층 전단벽 구조물의 동적거동 특성을 분석하였다. 목조 평판지붕을 갖는 단층 건물은 해석모델의 보정에 의한 구조 재해석 결과를 진동대 실험결과와 비교함으로써 동적응답에 대한 구조변수의 영향과 민감도를 분석하였다. 대상 건물은 긴 장방향(L/B=4)의 구조물 형상으로 인해서 단변 방향의 동적거동이 장변방향의 거동보다 더 큰 비선형 지진응답 거동을 나타내었다.

† 책임저자, 정회원 · 미국 조지아공대 토목공학과 연구원
전화: 041-730-5148; Fax: 041-736-4079
E-mail: sckim@engpeople.com

* 건양대학교 건축공학과 교수

** 미국 조지아공대 토목공학과 교수

· 이 논문에 대한 토론을 2004년 3월 31일까지 본 학회에 보내주 시면 2004년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

이러한 건물은 유연한 지붕의 영향을 적절히 고려한 연구가 부족한 까닭에 현재 제안된 설계식으로 전단벽의 강성과 강도를 예측한다는 것은 매우 어려운 일이다. 특히, 단변방향의 전단벽과 장변방향의 전단벽이 상호 연결되어 있을 경우에는 직교하는 벽이 플랜지로서 역할을 하기 때문에 강성과 강도를 산정하는 것은 더욱 곤란해진다. 또한, 평판지붕의 유연성은 장변방향 전단벽의 면외거동과 단변방향 전단벽의 면내 거동에 모두 상당한 영향을 미치게 된다. 따라서 전단벽의 면내거동과 면외거동을 함께 고려할 수 있는 모델링 방법이 필요하게 된다. 본 논문에서는 전단벽의 강성과 강도를 예측하기 위하여 약진동에서부터 강진동까지의 진동대 실험결과를 사용하여 해석모델의 구조변수에 대한 보정을 수행하였다. 이 방법에 의해 결정된 전단벽의 면내 및 면외 강성과 강도를 이용하여 각 부재의 구조 특성 변화에 따른 응답거동의 민감도 해석을 수행하였다. 이를 위하여 선형과 비선형 해석이 수행되었으며, 부재의 해석모델은 ABAQUS⁹⁾의 사용자개발코드(user element library)를 사용하여 저자가 개발한 모델^{3),4)}을 사용하였다. 본 논문은 이러한 결과를 바탕으로 유연한 평판지붕을 갖는 단층 건물의 동적거동 특성을 설명하고 있다.

2. 진동대 실험결과를 이용한 해석모델의 보정방법

CERL에서 수행한 1/2 축소 단층 보강조적조 건물은 장방형의 평면형상을 갖고 있으며, 건물의 외주부에는 각각 1개의 보강조적조 전단벽을 갖고 있다. 이러한 전단벽들은 각각 방위에 따라 동, 서, 남, 북의 전단벽으로 호칭하고 있다. 대상 건물은 긴 장방향(L/B=4)의 구조물 형상으로 인해서 단변방향(동서방향)의 동적거동이 지배적으로 나타났다. CERL에서 수행한 1/2 축소 단층 보강조적조 건물에 대한 11회의 진동대실험 중 4개의 동서방향 진동대실험(3, 5, 9, 10번 실험) 결과와 비교하기 위한 동적 해석을 수행하였다.

구조물의 특성은 그림 1에 나타나 있는 모델 보정방법을 사용하여 파악하였다. 그림 1에 나타난 1단계는 선형거동을 보인 3번 진동대실험의 지진응답기록을 사용하여 구조물의 선형 강성을 산정하는 과정을 나타낸 것이다. 2단계에서는 장변방향 면외 전단벽(동쪽과 서쪽 외주부에 위치한 전단벽)이 손상을 나타내기 시작한 5번 진동대실험을 사용하여 면외 전단벽의 비선형 강성과 강도를 추정한 과정을 나타낸 것이다. 3단계에서는 면외 전단벽의 균열이 심해지면서 발생한 남쪽 전단벽의 균열 현상을 이용하여 전단벽의 비선형 강성과 강도를 예측하고, 복원력 특성을 정하는 방법을 보여주고 있다. 각 단계에서는 보다 성공적

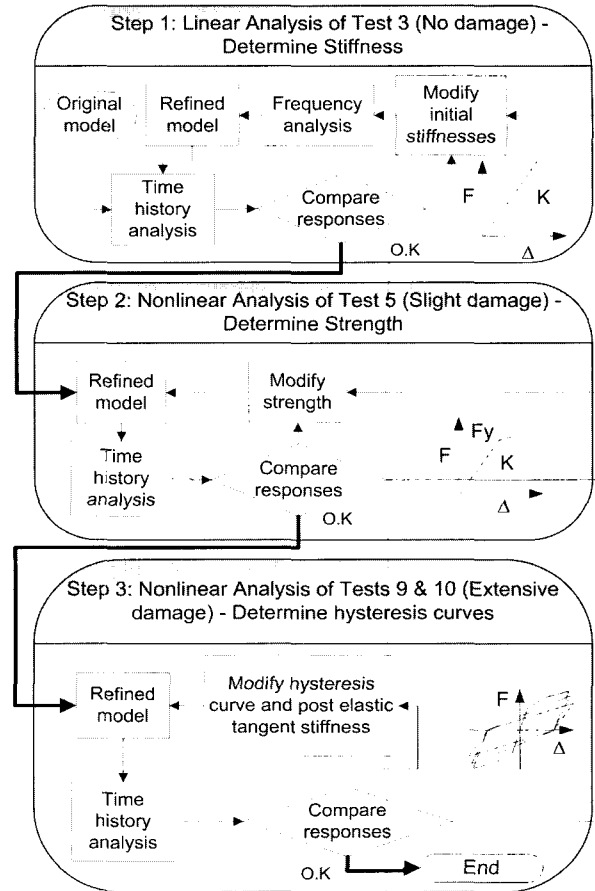


그림 1 진동대 실험결과를 이용한 구조물의 해석모델 보정

인 비교분석을 위하여 선형 및 비선형 해석시 구조물의 주요 변수(강성, 강도 그리고 복원력 특성)들을 변화시키며 반복적인 해석을 수행하였다. 이러한 다수의 선형 및 비선형 해석을 단기간에 효율적으로 수행하기 위해서는 구조물의 자유도를 최소화시킨 단순화 다자유도 모델이 필요하다고 판단된다.^{3),4)}

각각의 선형 및 비선형 동적해석 결과는 진동대실험시 3개의 지점(남쪽, 북쪽, 지붕구조물의 중앙지점)에서 기록된 가속도와 변위기록과 비교·분석되었다. 이것은 단순히 최대응답(가속도와 변위)만을 비교하는 것이 아니라 전체 응답시간 동안의 결과들을 면밀히 검토한 것이다. 이는 감쇠비와 복원력 특성 등과 같은 변수에 의해 시간영역의 응답에서 초기, 중간 그리고 마지막 단계에서 해석결과와 진동대 실험결과 사이에 나타날 수 있는 차이를 최소화하기 위한 것이다. 진동대실험과 대응하는 단계별로 100회 이상의 동적해석 결과를 비교·분석하고, 3지점에서 측정된 6개의 기록(가속도와 변위)을 효율적으로 비교·분석하기 위하여 2개의 파형신호(실험결과와 해석결과)와 3개의 가속도이력과 3개의 변위이력곡선을 동시에 비교·분석할 수 있는 그래픽 소프트웨어를 개발하여 사용하였다.³⁾

3. 면내와 면외 전단벽의 1단계 선형 강성의 보정

그림 1에 나타난 1단계에서는 전단벽의 면내 및 면외 선형 강성을 예측하였다. 이 과정에서 사용된 3번 진동대실험의 최대지반가속도는 0.5g이다. 이 최대지반가속도는 원래의 최대지반가속도(인공지진파 C02_09s)⁵⁾를 75%로 축소하여 사용한 것이다. 3번 진동대실험은 구조물의 균열을 발생시키지 않았다.

남과 북쪽 면내 전단벽의 초기 강성은 플랜지 효과를 고려하지 않을 경우 유한요소 해석과 강성 계산식으로부터 모두 70kN/cm 이상으로 추정되었다. 면외 전단벽의 강성은 0kN/cm에서 단계적으로 강성을 증가를 시키면서 보정 방법을 적용하였다. 강성의 변화에 따른 반복적인 해석에서 레일리 감쇠계수는 수정된 강성을 바탕으로 계산되었다. 진동대실험에서 지붕의 상단에서 기록된 가속도 응답과 서쪽 전단벽의 3지점 상부에서 기록된 상대변위 이력들은 전체 응답시간에 대하여 각 시간 단계별로 해석결과와 비교함으로써 모델 보정의 기준으로 활용하였다.

3.1 전단벽의 면내 및 면외 강성

표 1에서는 선형 및 비선형 동적해석을 수행하고, 그 결과들을 사용하여 전단벽의 강성을 보정한 결과를 보여주고 있다. 남쪽과 북쪽에 각각 위치한 전단벽에 대하여 보정된 면내 강성은 플랜지 효과와 보강근을 고려하지 않을 경우의 강성 70kN/cm 보다 25% 정도 증가한 88kN/cm으로 결정되었다. 한편, 이 값은 보강근을 고려하고, 플랜지 효과를 고려하지 않은 경우의 강성 93kN/cm 보다 조금 작은 값이다. 모델 보정과정을 통해서 동쪽과 서쪽에 위치한 전단벽은 28kN/cm의 면외 강성을 갖는 것으로 평가되었다.

모델 보정의 각 단계에서 사용한 지붕구조체의 강성과 복원력 특성은 강성저하, 강도저하 및 핀칭의 영향을 3개의 변수(α, β, γ)를 사용하여 간편하게 모델링할 수 있는 3변수모델⁶⁾로 나타내었다. 지붕구조물의 정적 실험에서 구해진 이력거동²⁾으로부터 해석모델의 이력거동형태를 결정하는 3변수(즉, 강성저감에 사용된 α 변수값은 3, 강도저감에 사용된 β 변수값은 0.01, 그리고 핀칭효과를 나타내는 γ 변수값은 0.478)를 사용하여 지붕구조물의 해석 이력거동을 나타내었다.³⁾

이 건물의 외주부에 배치된 4개의 전단벽에 대한 면내 및 면외 강성들을 합한 전체 횡강성은 203kN/cm으로 산정되었다. 이 값은 코헨¹⁾이 2자유도 모델을 이용하여 예측한 560kN/cm과 강체 지붕구조체를 가정한 유한요소 해

표 1 모델 보정방법에 의해 각 단계에서 예측한 강성과 강도

Component		Model Calibration Step		
		Step 1	Step 2	Step 3
PGA		0.5g	0.67g	1.00g, 1.33g
IP ^a	Stiffness (kN/cm)	88	88	88
	Strength (kN)	-	-	7.78 (South wall)
OP ^b	Stiffness (kN/cm)	28	K ₁ =28 K ₂ =16 ^c	K ₁ =19.26 K ₂ =3.5 ^c
	Strength (kN)	-	2.67	1.78
Equivalent diaphragm Properties		- Equivalent Stiffness K ₀ = (G _e t) ₀ = 15.46 kN/cm. K ₁ = (G _e t) ₁ = 10.88 kN/cm K ₂ = (G _e t) ₂ = 3.42 kN/cm. - Strength V ₀ = 2.89 kN, V ₁ = 19.84 kN - Three parameters for hysteresis curve $\alpha = 3, \beta = 0.01, \gamma = 0.478$		

- a. IP : 남과 북쪽 전단벽의 면내 강성과 강도
- b. OP: 동과 서쪽 전단벽의 면외 강성과 강도
- c. 그림5참조

석결과로 구한 450kN/cm 보다 훨씬 작은 값이다. 따라서 건물의 전체 횡강성은 지붕구조체의 유연성에 따라 큰 변화를 보여주고 있음을 알 수 있고, 아울러 간략한 해석모델(단자유도 모델 또는 2자유도 모델)로는 유연한 평판지붕을 갖는 구조체의 횡강성과 동적거동을 정확히 예측할 수 없다는 사실을 확인할 수 있다.

3.2 진동대 실험과 해석결과의 응답이력 비교

표 1에 정리된 1단계 모델 보정과정에 구한 강성과 강도를 사용하여 동적해석을 수행한 결과와 진동대 실험결과와의 최대응답치를 표 2에 정리하였다. 표 2에 나타난 선형 해석의 결과는 진동대 실험결과와 비교할 때 최대응답치가 조금 작은 값으로 평가되고 있다. 이것은 동적해석시 실험체 하단의 3개 지점에서 기록된 가속도들의 평균값을 사용하였기 때문이라고 판단된다. 해석에 사용한 레일리 감쇠계수는 면내 전단벽의 경우 3%의 감쇠비를 사용하여 질량비례계수(a₀)와 강성비례계수(a₁)를 각각 2.932와 0.00097로 설정하였다. 면외 전단벽은 지붕구조체의 이력거동과 상호연관되어 있으므로 지붕구조체와 같은 강성비례계수(a₁=0.00028)를 사용하였다.

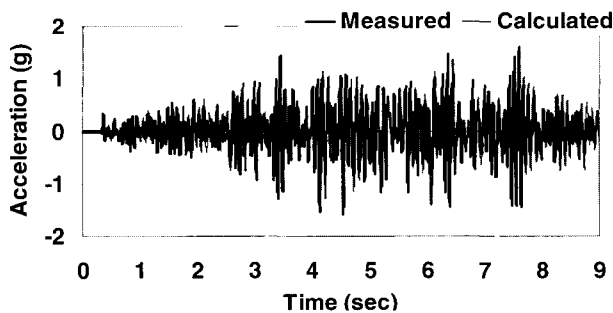
그림 2는 진동대실험(최대응답가속도=1.60g)과 해석결과(최대응답가속도=1.48g)에서 지붕구조체의 중앙에서

표 2 모델보정으로 구한 구조특성을 적용한 해석결과와 진동대 실험(3번 진동대실험, PGA=0.5g) 결과의 비교

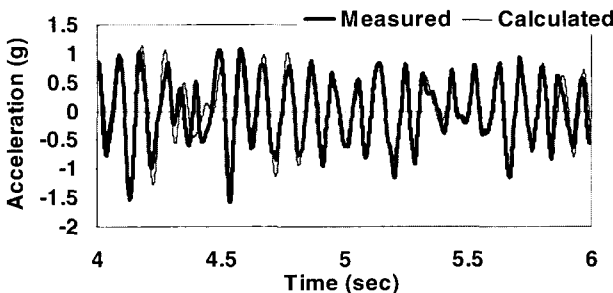
Compared Items	Measured	Calculated		
		2DOF ¹⁾	MDOF	
frequency (natural period)	14 Hz (0.07 sec)	10.5 Hz (0.10 sec)	12 Hz (0.08 sec)	
diaphragm deflection	-	-	0.236 cm	
center of diaphragm	acceleration	1.60 g	1.50 g	1.48 g
	displacement	0.305 cm	0.381 cm	0.279 cm
south wall	acceleration	0.78 g	-	0.70 g
	displacement	0.066 cm	-	0.051 cm
north wall	acceleration	0.72 g	-	0.70 g
	displacement	0.066 cm	-	0.051 cm

나타난 가속도이력을 비교한 것이다. 그림 2(b)에 나타난 바와 같이 비록 최대가속도가 0.12g의 차이가 있지만, 각 시간단계에서 위상이 잘 일치되고 있다. 그림 3은 지붕구조체 중앙지점의 상대변위를 비교한 것으로서 진동대실험의 최대변위는 0.305cm이고, 해석결과는 0.279cm로 9%의 차이를 보이고 있지만 양자의 응답변위 기록은 양호한 수준으로 위상이 일치하는 것을 확인할 수 있다.

만일 동쪽과 서쪽에 위치한 면의 전단벽의 강성과 강도를 무시하였을 경우, 지붕구조체 중앙에서의 최대가속도는 1.48g에서 1.59g로 큰 차이를 보이지 않지만 최대상대변위는 3배가 증가한 0.98cm로 산정되었다.(그림 4 참조) 이는 동쪽과 서쪽에 위치한 면의 전단벽의 강성이 남쪽과 북쪽에 있는 면내 전단벽의 강성보다는 작지만 지붕구조체

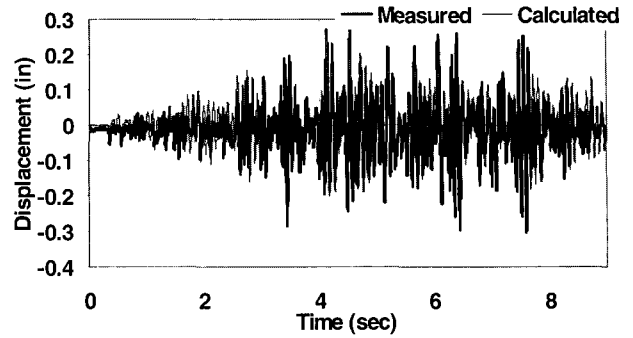


(a) 0초에서 9초사이의 가속도이력

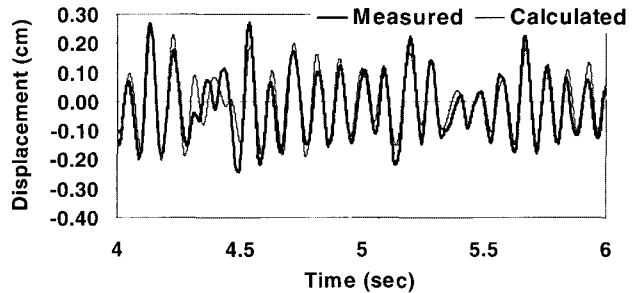


(b) 4초에서 6초사이의 가속도이력

그림 2 지붕구조체 중앙에서의 응답가속도 이력(PGA=0.5g)



(a) 0초에서 9초 사이의 상대변위 이력



(b) 4초에서 6초 사이의 상대변위 이력

그림 3 지붕구조체 중앙에서 상대변위 이력 (PGA=0.5g)

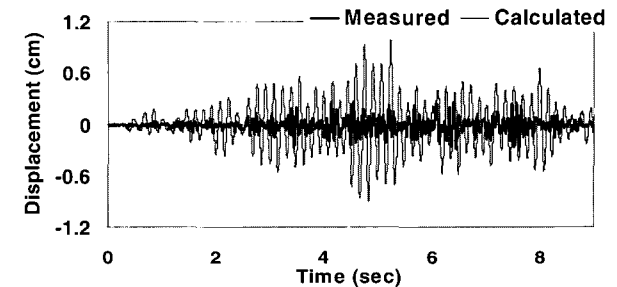


그림 4 면의 전단벽의 강성을 고려하지 않을 경우 중앙부에서의 상대변위 비교(PGA=0.5g)

표 3 구조부재의 전단력과 밀면전단력(3번 실험, PGA=0.5g)

Element	Shear Force (kN)
1. South Wall	4.8
2. North Wall	4.8
3. Out-of-plane wall (= East + West wall)	7.2
Total Base Shear	
MDOF model (=1+2+3)	16.8
2DOF model1)	16.5

의 횡방향 변위를 감소시키는데 큰 역할을 하고 있음을 보여주는 것이다.

표 3은 보정된 구조강성을 가지고 해석한 구조부재의 전단력과 밀면전단력을 요약한 것이다. 본 연구의 단순화 다자유도(MDOF) 모델은 밀면전단력이 16.8kN이었으며, 코헨¹⁾에 의한 2자유도 모델의 밀면전단력 16.5kN과 비교적 정확하게 일치하는 결과를 보여주고 있다. 그러나 단순

화된 2개의 해석모델링 방법은 표 2에 나타난 바와 같이 응답변위에서 큰 차이를 보이고 있다. 이는 2자유도 모델에서는 면외와 면내 전단벽이 동일한 요소로 고려되기 때문에 정확한 지붕구조체의 변위와 면외 전단벽의 거동을 예측할 수 없기 때문인 것으로 판단된다.

4. 면외 전단벽에 대한 2단계 강성과 강도의 보정

그림1에 나타난 2단계의 모델보정 과정으로서 동쪽과 서쪽에 위치한 면외 전단벽의 강도와 비선형 강성을 예측하였다. 여기에 사용된 5번 진동대실험의 최대지반가속도는 0.67g이다. 이 진동대실험 과정에서 면외 전단벽은 미소한 균열이 발생하기 시작하였으며, 전단벽의 구조물의 초기 선형강성은 표1에 보여진 수치를 그대로 사용하였다.

4.1 동쪽과 서쪽 전단벽의 면외 강도

동쪽과 서쪽에 위치한 전단벽의 면외 강도를 예측하기 위하여 일련의 비선형 동적해석을 수행하였다. 그림 5와 6은 동쪽과 서쪽 전단벽의 강도를 변화(F_s' 를 4.45kN에서 0.89kN씩 1.78kN까지 감소시켰음)시킴에 따라 얻어진 가속도와 변위이력의 변모를 보여주고 있다. 여기서 사용된 비선형 강성($K_1=16kN/cm$, 표 1 참조)은 2단계의 모델보정 과정으로 구한 값이다. 면외 전단벽은 균열이 미소하게 발생하였지만 동서방향의 거동에서 원래의 위치를 거의 유지하고 있으므로 잔류변위가 미소하게 나타나는 흔들림(rocking) 모델을 사용하였다.

그림 5에서부터 그림 7까지의 결과에 의하면, 전단벽의 면외강도가 4.45kN 이상인 경우 전단벽은 선형 거동을 보여주고 있다. 4.45kN에서 0.89kN씩 감소시켰을 때 면외

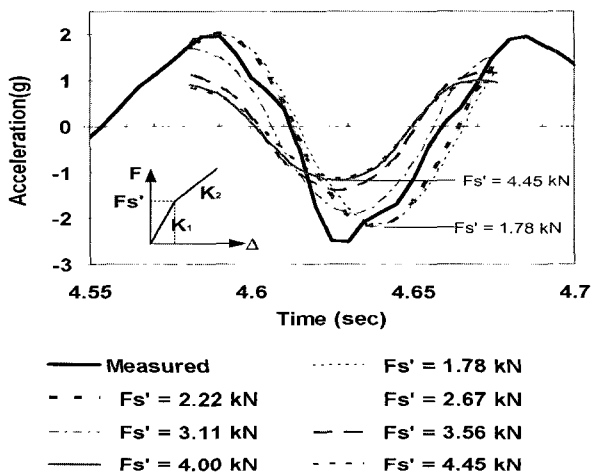


그림 5 면외 전단벽의 강도변화에 따른 지붕구조체 중앙에서의 응답가속도 비교(PGA=0.67g)

전단벽은 비선형 거동을 보이기 시작하였다. 면외 강도가 2.22kN에 도달하였을 때 지붕구조체도 비선형 거동을 시작하기 때문에 1.78kN으로 감소시키더라도 이력가속도와 이력변위의 변화는 거의 없었다. 실제 진동대실험에서는 지붕구조체의 손상이 관측되지 않았으므로 면외 강도를 2.67kN으로 예측하였다.(표 1 참조) 이 값은 ACI 530-99 설계식⁷⁾을 적용하여 예측한 면외 강도 3.07kN 보다 작은 값이다.

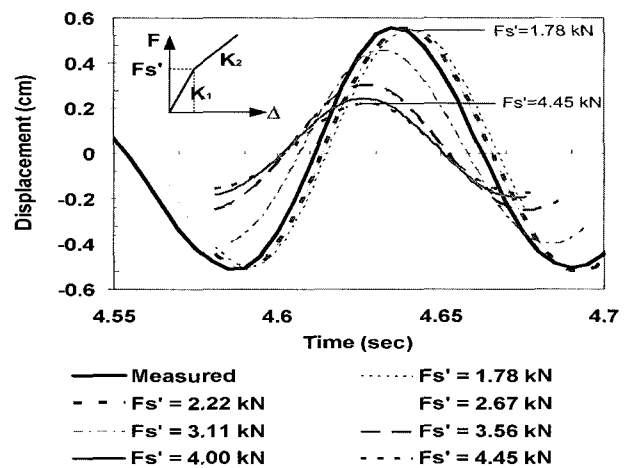


그림 6 면외 전단벽의 강도변화에 따른 지붕구조체 중앙에서의 상대변위의 변화(PGA=0.67g)

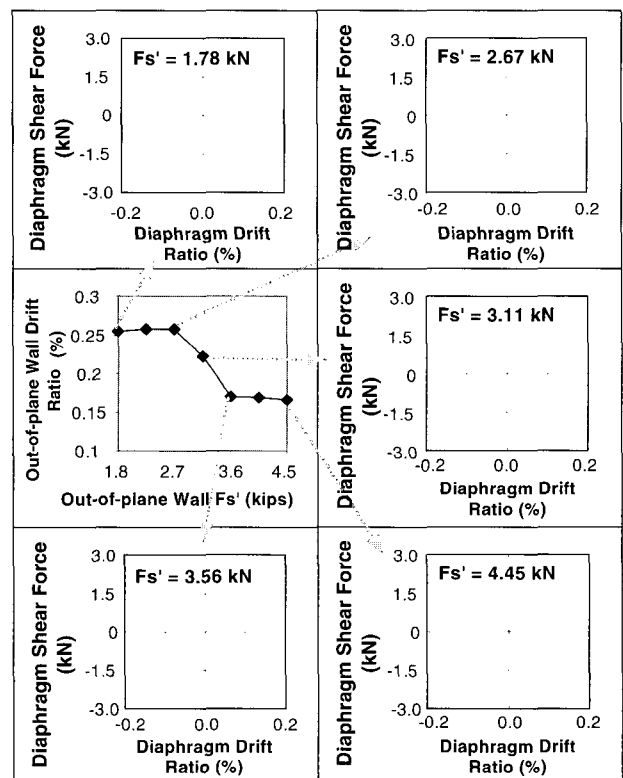


그림 7 면외 전단벽의 강도변화에 따른 지붕구조체의 이력 거동 변화(PGA=0.67g)

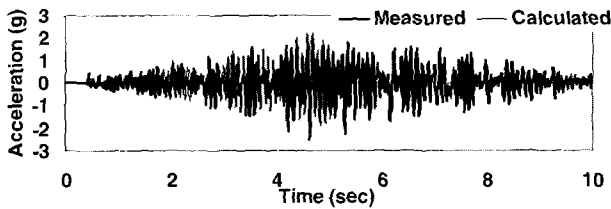
4.2 진동대실험과 해석결과의 응답이력 비교

표 4는 진동대실험과 2단계 동적해석의 결과를 요약한 것이다. 해석모델의 초기강성은 변하지 않았으므로 진동수 값은 1단계의 값과 동일하지만 진동대실험시 구한 실험체의 진동수는 14Hz에서 13Hz로 감소하였다. 진동대실험으로 지붕구조체의 중앙지점에서 측정된 최대응답가속도는 2.51g이며, 해석결과는 2.32g이다. 그림 8은 지붕구조체에 대한 진동대실험과 해석결과의 응답가속도를 비교한 것이다. 중앙지점에서의 최대변위는 진동대실험과 해석결과가 0.58cm로 일치하였다. 그림 9는 중앙지점에서의 상대변위를 비교한 것이다. 그림 8과 9에서 보여주는 바와 같이 해석결과의 응답가속도와 상대변위는 진동대실험시 측정된 기록과 위상이 잘 일치하고 있다. 코헨¹⁾의 연구는 선형해석만을 하였으므로 이 과정에서는 비교할 수 없었다.

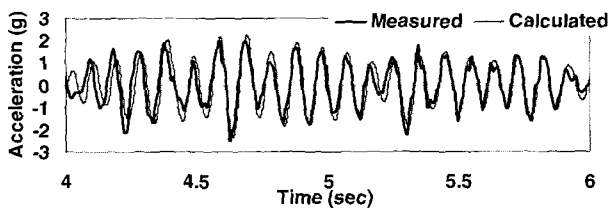
이 단계에서 면외 전단벽은 일부 미소한 균열이 발생하였지만 현저한 강성저하 없이 큰 강성을 유지하고 있기 때

표 4 진동대 실험과 보정된 구조 특성을 이용한 해석결과의 비교 (PGA=0.67g)

Compared Items		Measured	Calculated (MDOF)
frequency (natural period)		13 Hz (0.077 sec)	12 Hz (0.08 sec)
diaphragm deflection		-	0.56 cm
center of diaphragm	acceleration	2.51 g	2.32 g
	displacement	0.58 cm	0.58 cm
south wall	acceleration	0.82 g	1.0 g
	displacement	0.071 cm	0.066 cm
north wall	acceleration	1.00 g	1.0 g
	displacement	0.091 cm	0.066 cm

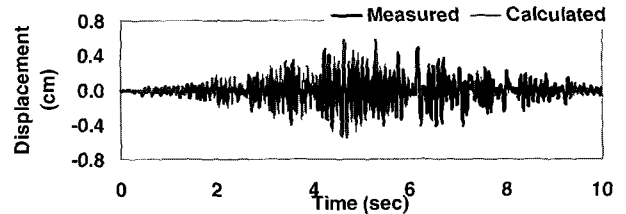


(a) 0초에서 10초사이의 가속도이력

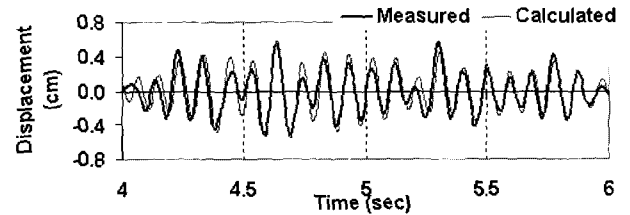


(b) 4초에서 6초사이의 가속도이력

그림 8 지붕구조체 중앙에서 응답가속도 비교(PGA=0.67g)



(a) 0초에서 10초사이의 상대변위 이력



(b) 4초에서 6초사이의 상대변위 이력

그림 9 지붕구조체 중앙에서 4초에서 6초 사이의 상대변위 비교 (PGA=0.67g)

표 5 구조부재의 전단력과 밀면전단력(PGA=0.67g)

Element	Shear Force (kN)
1. South Wall	5.8
2. North Wall	5.8
3. Out-of-plane wall (= East + West wall)	10.2
Total Base Shear MDOF model (=1+2+3)	21.8

문에 표 5에 보인바와 같이 10.2kN의 전단력을 저항하고 있다. 해석대상 실험체의 밀면전단력은 21.8kN이므로 거의 절반의 횡력을 면외 전단벽이 분담하고 있다는 것을 확인할 수 있었다. 이러한 현상은 이구조물이 긴장방향의 형태를 가지고 있으며 전단벽의 질량의 지붕구조물의 질량보다 상대적으로 크며, 유연한 지붕구조물을 가지고 있기 때문이다. 이 구조물의 지붕이 강체격막으로 해석되어질 경우, 표 2에 나타난 전단벽의 상대강성비에 의해 면외 전단벽보다 남쪽과 북쪽의 면내 전단벽으로 전단력이 더 많이 분배되는 것과는 대조적인 것이다.

5. 면내 및 면외 전단벽에 대한 3단계 강성과 강도 보정

그림 1에 나타난 3단계 모델보정의 과정을 설명하였다. 그림 1의 2단계에서 면외 전단벽의 손상은 3단계의 해석 모델과 영향을 미치게 되므로 2단계의 해석 과정중 구해진 면외 전단벽의 강성과 강도를 재평가하였다(그림 1과 표 1 참조).

3단계 보정방법을 이용하여 남쪽 전단벽의 면내 강도와 동쪽과 서쪽의 면외 전단벽의 강성과 강도를 보정한 결과를 설명하였다. 동쪽과 서쪽에 위치한 면외 전단벽은 5번 실험에서 발생한 면외 전단벽의 미소한 균열과 더불어 5번

실험과 9번 실험 사이에 진행된 남북방향 진동대실험(6, 7, 8번 실험)을 거치면서 손상이 증가하였으므로 면외 강성과 강도가 재보정이 요구되었다. 9번 실험의 최대지반가속도(PGA)는 1.00g이고, 10번 실험의 PGA는 1.33g이다. 이러한 PGA는 건물이 위치할 미국 중부지방에서 예상되는 인공지진과⁵⁾의 PGA(0.67g)를 150%와 200% 정도로 증가시킨 것이다. 9번 실험중에는 남쪽 전단벽의 밑면에 균열이 발생하였고, 10번 실험에서는 지붕에 미미한 손상이 관측되었다.

5.1 면내와 면외 전단벽의 강도와 강성

면내와 면외 전단벽의 강도와 강성은 비선형 동적해석을 수행한 결과로부터 진동대실험결과를 비교분석하면서 보정 과정을 적용하여 강성과 강도를 산정하였다. 북쪽 전단벽에서는 특별히 손상을 목격할 수 없었기 때문에 남쪽 전단벽의 면내 전단강도만을 예측하였다.

그림 10은 남쪽과 북쪽 전단벽의 이력거동을 보여주고 있다. 남쪽 전단벽의 이력모델은 흔들림(rocking) 모델을 사용하였으며, 남쪽 면내 전단벽의 보정된 강도는 7.78kN이다. 이것은 관측된 밑면 균열의 특징이 흔들림현상이 일어나기 전에 발생하는 균열형태로 판단되었기 때문이다. 남쪽에 위치한 면내 전단벽은 그림 10과 그림 11에 나타난 바와 같이 무한 강도에서부터 강도를 감소시키기 시작하여 7.78kN에 도달하였을 때 비선형 거동을 보이기 시작하였다. 하지만 이때의 손상은 미미하기 때문에 강도의 변화에 따른 이력변위의 변화는 그림 11에서 볼 수 있듯이 확연히 구분할 수 없었다. 면내 전단벽의 보정된 강도 7.78kN은 ACI 530-99 설계식⁷⁾을 적용하여 예측한 8.9kN보다는 작은 값이다.

그림 12는 위의 보정과정에서 사용된 감쇠비의 영향을 보여주고 있다. 진동대실험에서 구한 3%의 감쇠비는 지붕 구조물에 사용하였지만, 이 감쇠비를 면내 전단벽에도 사용하였을 경우에는 그림 12(a)에 나타난 것처럼 4.5초 구간에서 심한 위상의 불일치를 보여주고 있다. 그러나 면내 전단벽에 대해서 10%의 감쇠비를 적용하였을 경우 진동대 실험의 결과와 위상이 잘 일치하고 있다. 반면에 면내 전단벽의 감쇠비 변화는 그림 12(b)에서 볼 수 있는 것처럼 지붕구조체 중앙지점에서의 이력변위에는 큰 영향을 미치지 않고 있다.

면외 전단벽은 5번 진동실험에서 이미 손상이 시작되었고, 6, 7, 8번 진동실험을 거치면서 손상이 증가되었기 때문에 5번 실험에서 구한 강성 $K_0=28 \text{ kN/cm}$ 는 19.26 kN/cm 로 감소되었고, $K_1=16\text{kN/cm}$ 는 3.5kN/cm 로 감소하여 사용하였다. 또한 면외 강도는 1.78kN 으로 감소시켜 사용하였다.

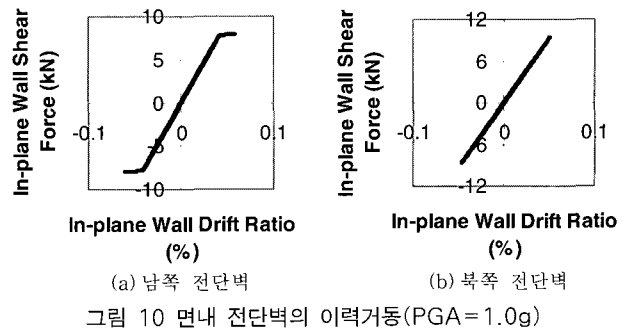


그림 10 면내 전단벽의 이력거동(PGA=1.0g)

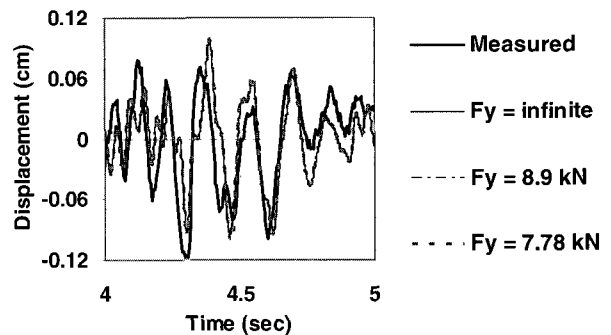
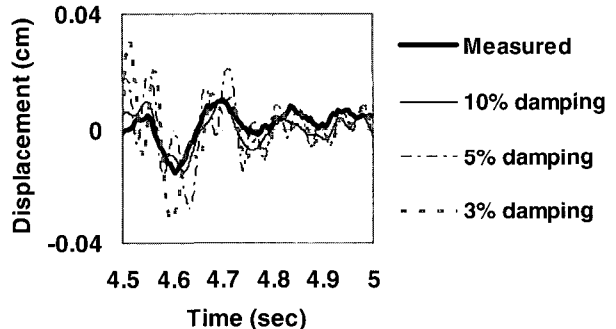
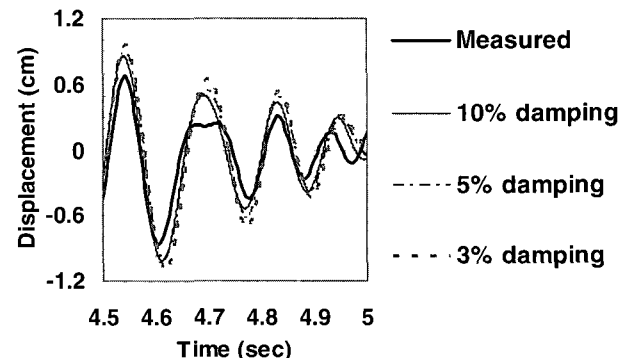


그림 11 남쪽 전단벽의 강도 변화에 따른 변위이력의 변화(PGA = 1.0g)



(a) 남쪽 전단벽 상부에서의 변위이력



(b) 지붕구조체 중앙지점에서의 변위이력

그림 12 면내 전단벽 감쇠비의 변화에 따른 변위이력의 변화(PGA = 1.0g)

5.2 진동대실험과 해석결과의 응답이력 비교

표 6은 진동대실험과 비선형 동적해석의 결과중에서 최

대응답을 정리하여 비교한 것이다. 진동대실험에서 남쪽 전단벽 상부의 최대응답가속도와 변위는 각각 1.37g와 0.135cm로 나타났으며, 해석결과는 1.38g와 0.130cm로 계산되었다. 모델보정을 통하여 얻어진 강도와 강성을 사용하여 면내 전단벽의 동적거동을 비선형 해석으로 평가한 결과는 그림 13과 그림 14에 나타낸 것처럼 진동대실험 결과와 잘 일치하는 것으로 판단된다.

그림 15에 의하면 진동대실험에서 지붕구조체 중앙지점의 최대응답가속도(3.28g)는 해석결과(2.10g) 보다 큰 값을 보여주고 있지만, 응답가속도 이력의 각 위상은 잘 일치하는 것으로 나타났다. 이러한 지붕구조체 중앙지점의 최대응답가속도 차이는 그림 16에 나타낸 바와 같이 10번 실험(PGA=1.33g)에서도 유사한 수준의 오차가 발생하고 있다. 이러한 오차는 10번 실험에서 관측된 지붕구조체의 손상에서 그 원인을 찾을 수 있다고 사료된다. 표 6과 그림 17에 나타낸 바와 같이 최대응답변위(1.14cm)와 변위이력은 진동대실험 결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다. 이때 지붕구조체의 상대변위는 서쪽 전단벽의 중앙 상부에서 기록한 것이기 때문에 지붕구조물의 손상에 따른 측정상의 간섭을 직접적으로 받지 않은 것으로 판단할 수 있다. 그러나 지붕구조체의 응답가속도 기록은 지붕구조체의 중앙 상부에서 기록한 것이기 때문에 지붕구조체의 손상에 따른 영향을 받은 것이라고 사료된다.

한편, 면외 전단벽의 변위비(0.54%)는 FEMA 356⁸⁾에서 제시한 건물의 성능단계 중 즉시사용(immediate occupancy) 단계에 해당하는 보강조적조의 처짐제한(2%) 보다 훨씬 작은 값을 보이고 있다. 즉, FEMA 356의 처짐 제한에 의하면 0.54%의 처짐에서는 미미한 균열이 발생되어져야 한다는 것이지만 실제 이 건물에서는 상당한 균열이 발생하고 있다.

최대지반가속도 1.0g를 가하였을 때 해석결과에서 나타난 밀면전단력은 3번 실험의 결과(16.8kN) 보다 66% 증가한 22.5kN으로 산정되었다. 남쪽과 북쪽 면내 전단벽의 전단력(7.99 kN)은 138% 증가하였지만 동쪽과 서쪽 면

외 전단벽의 전단력(5.1 kN)은 29% 증가하였다. 면외 전단벽의 손상으로 인하여 66% 증가한 전체 밀면전단력 중에서 대부분이 상대강성비가 큰 면내 전단벽으로 전달된 것을 확인할 수 있다.

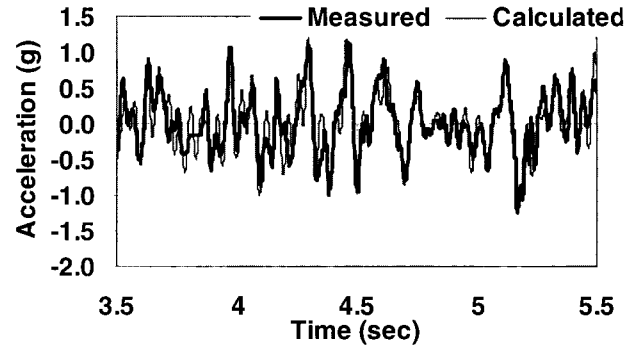


그림 13 남쪽 면내 전단벽의 응답가속도 비교(PGA=1.00g)

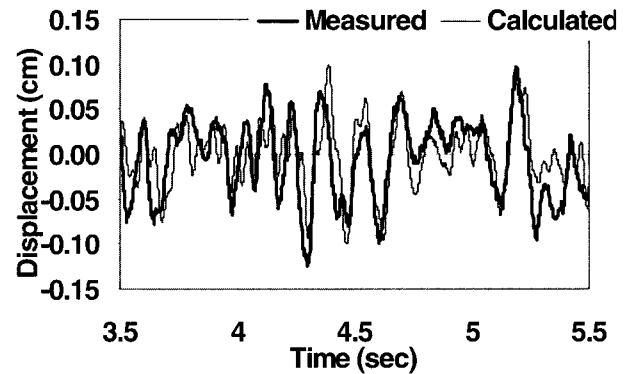


그림 14 남쪽 면내 전단벽의 변위이력 비교(PGA=1.00g)

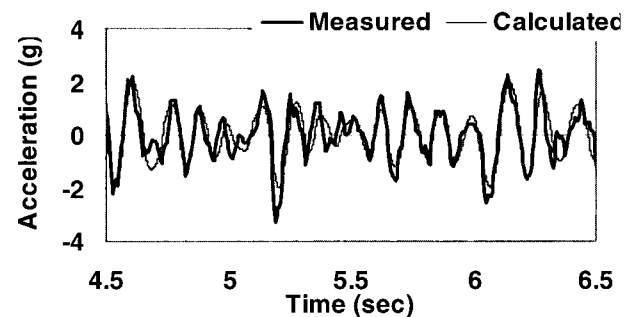


그림 15 지붕구조체 중앙지점의 응답가속도(PGA=1.00g)

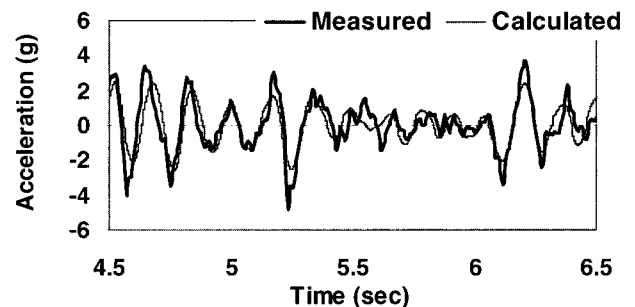


그림 16 지붕구조체 중앙지점의 응답가속도(PGA=1.33g)

표 6 진동대실험과 보정된 구조 특성을 이용한 해석결과의 비교 (PGA=1.00g)

Compared Items		Measured	Calculated (MDOF)
Center of Diaphragm	acceleration	3.28 g	2.10 g
	displacement	1.14 cm	1.04 cm
South wall	acceleration	1.37 g	1.38 g
	displacement	0.135 cm	0.130 cm
North wall	acceleration	1.32 g	1.39 g
	displacement	0.135 cm	0.110 cm

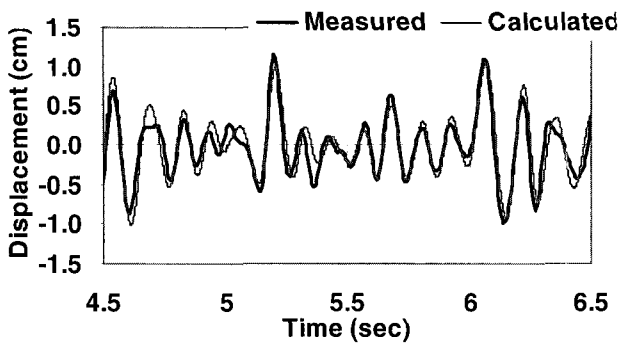


그림 17 지붕구조체 중앙지점의 상대변위 비교(PGA=1.00g)

표 7 구조부재의 전단력과 밀면전단력(PGA=1.00g)

Element	Shear Force (kN)
1. South Wall	7.99
2. North Wall	9.45
3. Out-of-plane wall (= East + West wall)	5.10
4. East Wall	0.73
5. West Wall	0.69
Total Base Shear MDOF model (=1+2+3)	22.55

한편, 동쪽과 서쪽 전단벽은 남쪽 전단벽의 손상으로 인하여 표 7에 보인바와 같이 각각 0.73kN과 0.69kN의 면내 전단력이 발생하였다. 지붕구조체의 강성이 증가할 경우 더 큰 비틀림 작용이 발생할 것이며, 이러한 비틀림 작용에 의해 동쪽과 서쪽 면내 전단벽에 발생하는 면내 전단력도 증가하게 될 것이다.

6. 결 론

본 논문에서는 유연한 평판지붕을 갖는 단층 보강조적조 건물을 단순화 다자유도 해석모델을 이용하여 선형 및 비선형 동적해석을 수행하였다. 구조 재해석기법을 적용한 동적해석의 결과는 대상 구조물의 진동대실험 결과와 비교·분석하였으며, 결과적으로 유연한 평판지붕을 갖는 단층 보강조적조 건물의 지진거동 특성과 성능을 평가하였다. 이 과정에서 얻어진 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 대상 건물과 같이 유연한 지붕구조체를 갖는 전단벽 건물은 지진하중의 작용방향에 직각으로 놓인 전단벽에서 면의 손상이 먼저 발생하고 있으며, 해석결과에서도 이러한 거동 특성을 포착할 수 있었다. 한편 강체 지붕구조물과 달리 유연한 지붕구조물의 경우, 횡하중은 면내 및 면외 전단벽의 강성비에 따라 분배되지 않고 분포

질량의 위치에 따라 그 크기와 분포가 결정되는 특성을 해석적으로 적절히 고려할 수 있었다. 그리고 최대지반 가속도가 증가할 경우, 면외 전단벽의 손상으로 인해 면외 전단강성과 강도가 감소하면서 결과적으로 면내 전단벽의 손상과 지붕구조물의 손상이 발생하는 거동을 해석결과에서도 잘 반영할 수 있었다.

- 2) 면외 전단벽의 손상을 방지하기 위해서는 지붕구조물의 강성 혹은 면외 전단벽의 강성과 강도를 크게 해야 할 것이다. 지붕구조체의 강성을 증가한 경우, 횡하중은 구조물의 상대강성에 따라 면내 전단력이 증가하고, 면외 전단력은 감소하게 된다. 그러나 면내 전단력의 증가없이 면외 전단벽의 강성과 강도를 크게 하는 쪽이 면내 전단력의 증가없이 면외 횡변위를 감소시킬 수 있는 합리적인 방법이 될 것이다. 따라서 지붕 혹은 바닥 판의 강성을 실제 강성보다 크게 예상하여 내진설계를 수행한다면 면내 전단벽은 과다 설계, 면외 전단벽은 과소 설계될 수 있으므로 실제 구조물의 설계에서는 본 연구에서 다루고 있는 것처럼 바닥구조체의 적절한 강성을 고려하여야 한다.
- 3) 선형 및 비선형 동적해석을 위한 감쇠행렬은 각 구조부재의 실제적인 감쇠비를 고려하는 형성되어야 할 것이다. 비선형 동적해석에서 실제 구조물의 감쇠특성 보다 작은 감쇠비를 사용하였을 경우 해석된 최대응답은 과대평가될 가능성이 있다. 따라서 본 논문에서는 비선형 동적해석을 위하여 비비례 감쇠행렬을 사용하였지만, 구조부재의 비선형 거동에 따른 이력감쇠를 정확히 반영할 수 있는 연구가 추후 필요하다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 미국과학재단 (과제번호: EEC-9701785) 연구비 지원에 의해 수행된 것으로서 저자는 재단의 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Cohen, G. L., *Seismic Response of Low-rise Masonry Buildings with Flexible Roof Diaphragms*. M.S. Thesis, University of Texas, Austin, 2001
2. Cohen, G. L. and Klingner, R. E. "Seismic Behavior and Evaluation of Flexible Roof Diaphragms". US Army CERL Report, Univ. of Texas, Austin, 2001
3. Kim, S. C., *Seismic Assessment of Low-rise*

- Buildings with Non-rigid Diaphragms, Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2003
4. 김상철, 비강체 격막을 가진 저층 전단벽 구조물의 단순화 다자유도 모델링 방법, 대한건축학회 논문집, 19권 4호, 2003
 5. Wen, Y. K. and Wu, C. L., *Generation of Ground Motions for Mid-America Cities*, Projects RR-1 and RR-2, MAE Center, Univ. of Illinois at Urbana- Champaign. IL., 1999
 6. Park, Y.J., Reinhorn, A.M., and Kunnath, S. K., "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, SUNY at Buffalo, 1987
 7. MSJC, "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, by The Masonry Standards Joint Committee, 1999
 8. ASCE, FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Publication No.356, prepared by ASCE, funded by FEMA, ASCE, Washington, DC, 2000
 9. HKS, *ABAQUS Theory and User's Manual - Ver.6.1*, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Providence, 2001
 10. 김진구, 방성혁, 강성 및 감쇠 비대칭 구조물의 모드 특성, 한국전산구조공학회 논문집, 15권 3호, 2002
 11. 김희철, 최성우, 홍원기, 유한요소법을 이용한 주상복합건물의 강막작용에 의한 영향 평가, 한국전산구조공학회 논문집, 16권 1호, 2003