

# 비보강 조적벽체의 면내거동 해석

## Analysis on In-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls

김 장 훈\*  
Kim, Jang Hoon

권 기 혁\*\*  
Kwon, Ki Hyuk

### 국문요약

비록 제한된 범위내에서나마 일련의 유한요소해석을 통하여 비보강 조적조 벽체의 면내방향 내진성능을 조사하였다. 이를 위하여 비보강 조적벽체는 연속체로 가정하여 등방성 평면응력요소로 취급하였으며, 비보강 조적조의 균열거동을 위하여 균열특성이 요소내에 분포하는 것으로 가정하는 분포균열모델을 사용하였다. 모두 70가지 서로 다른 경우의 비보강 조적벽체 모델을 해석하였는데, 축력비, 형상비 및 유효단면적비 등의 변수를 고려하였다. 해석결과 이들 변수가 비보강 조적벽체의 극한강도에 지대한 영향을 미치며 상호 작용하는 것으로 확인되었다. 비보강 조적벽체의 여러 가지 취성적 요인과 복합적인 파괴형태의 가능성을 감안하여 현재 우리나라 규준에서 사용하고 있는 반응수정계수의 크기를 재고하여야 함이 지적되었다.

주요어 : 비보강 조적조, 비선형 정적해석, 유한요소법, 유효단면적비, 축력비, 형상비

### ABSTRACT

A series of unreinforced masonry(URM) walls were analytically investigated by FEM for a limited version of seismic in-plane performance. For this, URM walls were assumed to be continuum and modeled as isotropic plane stress elements, within which the nature of cracking was propagated. Accordingly, behavioral mode of cracking in URM was modeled by smeared-crack approach. Total of 70 cases were considered for various parameters such as axial load ratio, aspect ratio and effective section area ratio due to the existence of opening, etc. The analysis results indicate that these parameters significantly and interactively influence over the ultimate strength of URM walls. Finally, it is suggested that the response modification factor for URM adopted in the current Korean Standard should be validated considering various forms of brittleness and probable failure modes in URM.

Key words : unreinforced masonry, push-over analysis, FEM, effective section area ratio, axial load ratio, aspect ratio

## 1. 서 론

비보강 조적조 건물은 재료를 구하기 쉽고 건립에 특별한 기술을 요하지 않기 때문에 우리나라뿐 아니라 세계 여러 나라 곳곳에 저층건물을 위한 가장 전형적인 건물형태로 간주되어 왔다. 하지만 1933년 발생한 미국 캘리포니아 롱비치 지진의 결과 캘리포니아주의 학교건물을 비롯하여 공공건물의 건립에 비보강 조적조의 사용이 금지된 이래로 지금까지 지진에 의한 피해가 발생할 때마다 지진피해 지역에 위치한 조적조 건물들의 심각한 피해상황이 부각되곤 하였다.<sup>(1)-(3)</sup> 이러한 여파로 우리나라를 비롯한 여러 나라에서 비보강 조적조 건물의 건립이 눈에 띄게 줄어들고 있지만 아직도 도처에 존재하며 사용되고 있는 기존의 비보강 조적조 건물이 적지 않기 때문에 비보강 조적조 건물의 지진에 대한 거동 예측은 엔지니어들이나 관련 부서 공무원들에게 중요한 관심의 대상이 된다. 특히 비보강 조적조 건물은 벽돌이나 블록 또는 돌 및 모르터 등과 같이 취성적인 재료들로 구성되어 있으므로 비탄성 구간의 거동까지 고려하여야 하는 내진 성능평가에 어려움을 더하고 있다.

비보강 조적벽체의 거동은 보강조적조나 조적채움골조의 조적조와는 전적으로 다르므로 해석에 앞서 이에 대한 이해

가 필요하다. 지진피해지역에서 빈번하게 관찰되는 비보강 조적조 건물의 파괴형태로는 정착과 관련된 파괴, 면내(in-plane)파괴, 면외(out-of-plane)파괴, 면내 및 면외파괴의 복합형태 그리고 바닥횡격막(diaphragm)과 관련된 파괴가 있다.<sup>(3)</sup> 이러한 파괴유형은 조적벽체의 형상비, 즉 길이에 대한 높이의 비, 경계조건, 작용하는 중력방향 하중의 크기, 정착강도(즉 철물에 의한 정착력 또는 우리나라에서 많이 사용되는 조적조의 경우 벽돌과 모르터와 철근콘크리트 바닥면간의 부착력), 재료의 강도, 시공의 질, 그리고 무엇보다도 지진의 세기 등에 의하여 결정되므로 파괴모드 및 그 거동의 정확한 예측이 대단히 어려운 현실이다. 또한 파괴모드간 주고받는 영향 및 지진에 의한 지반운동의 다(多)방향성을 고려하면 문제는 더욱 복잡해진다.

Bruneau<sup>(3)</sup>, Costley와 Abrams<sup>(4)</sup>, 및 Tomazevic<sup>(5)</sup>들이 정리한 참고문헌에 의하면 비보강 조적조의 내진성능에 대한 실험 및 해석연구는 1970년대 말부터 본격적으로 시작되어 1980년대와 1990년대에 많은 성과를 이룬 것으로 되어 있다. 그 결과 비보강 조적조의 내진성능평가를 위한 방법으로 ABK, ATC-22 및 NEHRP Guideline 등이 등장하여 실무에 사용되고 있지만 비보강 조적벽체 거동의 복잡성 및 불확실성으로 인하여 그 적용에 있어서 엔지니어들간의 견해가 일치되지 않은 실정이다.<sup>(6)</sup> 우리나라의 경우 비보강 조적벽체의 전단내력에 대한 시험<sup>(7)</sup>, 1/3 축소 2층 비보강 조적조 건물 진동대 실험<sup>(8)</sup>, 실물크기 비보강 시멘트 조적벽의 준정적 하중실험<sup>(9)</sup>, 그리

\* 정회원 · 아주대학교 환경도시공학부, 부교수(대표저자 : kimjh@ajou.ac.kr)

\*\* 서울시립대학교 건축과, 조교수

본 논문에 대한 토의를 2002년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2001. 10. 9 / 심사종료일 : 2002. 6. 5)

고 비보강 조적조의 재료특성에 대한 실험<sup>(10)</sup> 등이 보고되어 있다. 최근에는 서울시내에 존재하는 조적조 건물에 대한 실사와 더불어 축소모델에 대한 준정적 실험, 진동대 실험 및 보강방안<sup>(11)</sup> 연구가 보고되었지만 우리나라 조적조 건물의 내진성능에 대한 결론을 내릴 수 있을 정도의 충분한 실험자료가 축적되었다고 보기는 어려운 형편이다. 특히 비보강 조적조의 해석이론에 대한 연구가 극히 활발치 못한 것이 본 연구의 동기라고 할 수 있다.

그러므로 본 논문에서는 비보강 조적벽체의 면내거동만을 고려하되 비선형 비탄성 유한요소해석에 대하여 논하고자 한다. 이때 면내파괴 이외의 다른 모든 파괴유형에 대하여는 충분한 강도와 강성이 있다고 가정하여 문제를 간단히 할 수 있지만, 실제로는 면내파괴유형에도 재료의 강도, 휨, 전단, 미끄러짐 및 rocking 등 다양한 파괴유형이 있음을 염두에 두어야 한다. 이 중에서 조적조 재료의 응력-변형률에 근거한 면내거동을 해석적으로 고려하고자 한다. 해석결과는 축력에 대하여 무차원화 한 전단강도(밀면전단계수)와 벽체 높이에 대하여 무차원화 한 횡변위(횡변위각)간의 관계로 정리하여 축력비, 형상비 및 벽체 유효단면적비 등의 변수를 고려하여 정리하였다. 또한 해석결과 얻은 조적벽체의 밀면전단력 보유능력을 하중규준에 따른 지진하중 요구량과 비교하여 비보강 조적벽체의 설계 및 내진평가에 도움이 되도록 하였다.

## 2. 비보강 조적조 구조물의 유한요소 해석모델

선형 탄성 유한요소 해석은 역사적 가치를 지닌 복잡한 비보강 석조 건축물의 응력상태를 추정하는데 주로 사용되고 있다. 선형 탄성 해석은 균열전 조적조 구조물의 거동, 탄성구간의 범위, 조적조 구조물의 기본주기 및 이에 따른 모드형태 그리고 모드기여도 등을 알아내는데 유용하다. 실제로 선형 탄성 유한요소 해석을 통하여 고대 로마 콜로세움의 부분적 파괴를 유발하였던 역사지진에 대하여 연구한 사례가 보고되어 있다.<sup>(12)</sup> 그러나 이러한 해석은 조적조 건물의 극한강도 및 지진에 의한 극한거동을 예측하는데 있어서 충분치 않을 뿐만 아니라 필연적으로 국부응력집중을 수반하게 되므로 제한적일 수밖에 없다. 이러한 선형 탄성 해석의 제한성을 극복하고 동시에 지진에 의한 구조물의 극한거동을 추정하고자 재료의 비선형성 및 균열효과를 고려할 수 있는 유한요소 모델이 사용되는데 이에는 분리균열(discrete crack)모델과 분포균열(smearred crack)모델이 있다.

분리균열모델에서는 접촉면요소(interface element 또는 gap element)를 사용하여 접촉면에서의 응력이 재료의 인장강도를 초과하게 되면 접촉면을 중심으로 한 요소들이 접촉면으로부터 서로 미끄러지거나 분리된다. 즉 조적벽은 등방성 탄성요소로, 모르타르줄눈은 접촉면요소로 놓고 해석하게 되어 조적조의 손상은 모르타르에 집중하게 되며, 분리된 후에는 접촉에 의한 압축응력과 Coulomb 마찰기구에 의한 전단응력이 전달된다. 그러므로 적절한 인장강도와 마찰계수의 선정은 조적벽의 거동예측에 중요한 변수가 된다. 그러나 이

러한 모델링기법은 접촉면요소의 적절한 위치선정을 위한 조적조의 극한거동에 대한 사전지식이 필요하고, 경우에 따라서는 모든 조적벽과 모르타르층을 일일이 모델링하여야 하기 때문에 실용적이지 못하며 사용하기에도 편리한 모델은 아니다. 다만 분명한 균열면의 위치가 확실할 경우에는 해석치가 실험결과에 매우 근사하게 예측될 수 있다.<sup>(13)</sup>

분리균열모델의 대안으로 분포균열모델이 사용될 수 있는데 균열의 벌어짐과 닫힘에 의한 비선형 효과를 요소에 포함시킨 해석방법이다. 이 모델에서는 요소내 응력이 재료의 인장강도를 초과하게 되면 주인장응력에 따라 균열이 발전하는 것으로 간주하며, 이때 균열성분은 요소내에 고르게 분포된 것으로 간주한다. 따라서 요소망(mesh)의 크기가 작을수록 조적조내 균열의 분포를 더욱 자세히 묘사할 수 있게 된다.

그러나 취성재료로 구성된 구조물의 유한요소해석은 항상 신빙성 있는 결과를 낼 수 있을 정도로 충분히 개발된 것이 아님을 염두에 두는 것이 중요하다고 하겠다. 또한 균열 발생을 고려하기 위하여 분리균열모델이나 분포균열모델을 사용할 때에 고도의 다발적인 비선형성으로 인하여 수치적인 불안정성이 나타날 수도 있다. 무엇보다도 비보강 조적조의 예측하기 어려운 복잡하고 다양한 파괴모드를 포괄적으로 고려할 수 있는 비선형 유한요소해석법은 적어도 현재로서는 존재하지 않는다고 할 수 있다.<sup>(6)</sup> 하지만 유한요소해석을 통하여 기하학적으로 복잡한 구조물의 응력상태를 어느 정도 추정할 수 있는 장점도 있다.

## 3. 비보강 조적조 벽체의 해석

### 3.1 비보강 조적벽체의 해석모델

면내거동 연구를 위하여 고려한 비보강 조적벽은 그림 1과 같이 2.4m 높이의 1.0B(두께 200mm) 시멘트 벽돌벽 1개 층이며, 1000mm×450mm 철근콘크리트(RC) 보-슬랩 시스템에 의하여 위·아래에서 받쳐지고 있다. 하부 RC 보-슬랩 밑면은 수평·수직변위에 대하여 구속하였으며 상부 RC 보-슬랩은 중력방향 하중과 수평력을 전달하도록 하였다. 해석에 고려된 변수는 축력비( $P/f_m A_g$ ), 개구부의 유무 및 크기( $A_e/A_g$ ) 그리고 형상비( $H/L$ )로 모두 35가지 경우이며 정리하면 표 1과 같다. 여기서  $P$ 는 벽체의 자중을 제외한 벽체상부로부터 전달되는 총 수직하중,  $f_m$ 은 조적벽의 압축강도,  $A_g$ 는 수평단면적,  $A_e$ 는 개구부의 폭을 제외한 벽체의 수평단면적,  $H$ 와  $L$ 은 각각 조적벽의 순높이와 길이이다. 그러므로 개구부가 없는 벽체의 경우  $A_e = A_g$ 가 된다. 기준이 되는 벽체는  $H=2.4m$ ,  $L=3.6m$ 로서 개구부가 없는 벽체는 형상비 0.67, 0.89, 1.33 및 2.67 등이 고려되었으며, 개구부가 있는 경우에는 0.75, 0.5 및 0.25 등의 유효단면적비( $A_e/A_g$ )가 고려되었다. 개구부가 없는 벽체의 형상비를 얻기 위하여 조적벽체의 높이는  $H=2.4m$ 로 일정하게 두고 길이를 변화시켰으며, 개구부가 있는 벽체의 유효단면적비를 얻기 위하여는 벽체 길이와 개구부 높이를 각각 3.6m 및

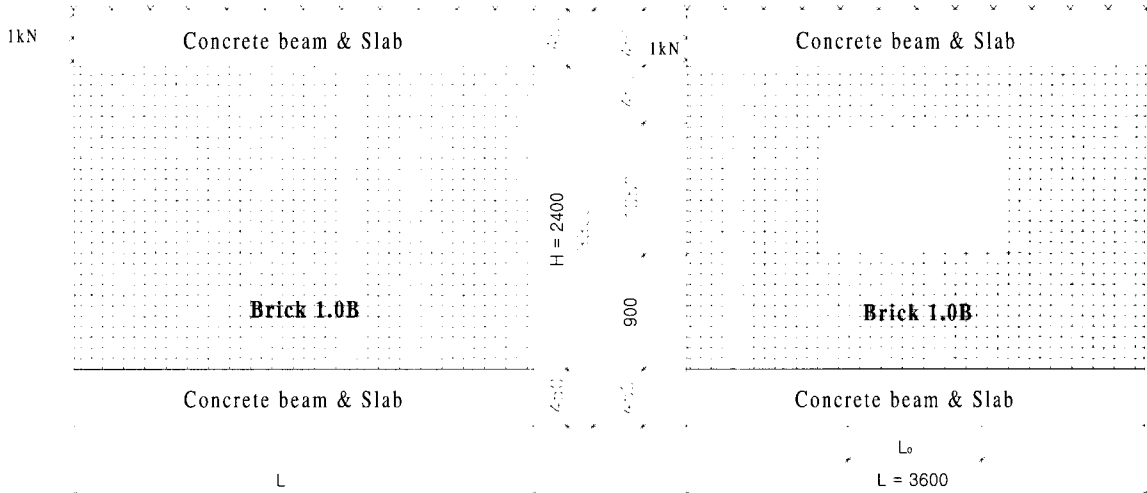


그림 1 비보강 조적조 벽체 해석모델

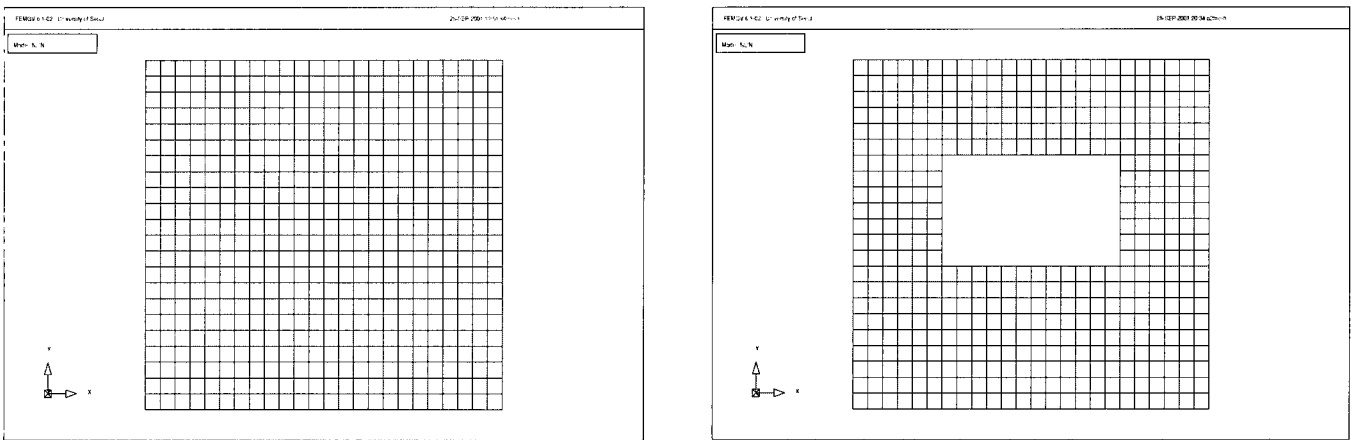


그림 2 비보강 조적조 벽체 유한요소모델 요소망 생성

1.05m로 일정하게 두고 개구부의 폭을 변화시켰다.

사용된 유한요소 해석프로그램은 DIANA(Displacement method ANALyser)<sup>(14)</sup>이며 RC 보-슬랩 시스템 및 조적벽체를 모델링하기 위하여 공히 8절점 사각형 평면응력요소 CQ16M 을 사용하였다. 본 논문에서는 조적벽체의 극한거동에 대한 사전지식이 필요치 않은 분포균열모델을 사용하였다. 사용된 요소망의 크기는 150mm×150mm이며, 벽체모델의 격자(grid)는 균이 조적벽체 줄눈의 형상을 따라서 나누지 않고 통줄눈의 형태로 그림 2와 같이 나누었다. 이는 벽체를 평면 응력요소를 사용하여 연속체로 간주하였기 때문에 격자 간격이 충분히 작을 때에는 해석결과에 크게 영향을 주지 않을뿐더러 통줄눈 형태의 격자가 편리하기 때문이다.

### 3.2 재료의 성질

조적벽체 상·하단의 RC 보-슬랩 시스템은 해석 전과정을 통하여 탄성영역내에 남아있을 것이므로 탄성계수  $E_c=28000\text{MPa}$ , Poisson비  $\nu=0.15$ 를 가정하였다. 조적벽체의 균열 후 성상을 위하여는 Rankine/Von Mises 모델 및 total strain-based 모델을 고려하였다. Rankine/Von Mises 모델은 콘크리트와 같은 취성재료의 모델링을 위하여 압축과 인장의 두 가지 항복면(yield surface)이 합쳐진 것으로 그림 3(a)와 같이 압

축영역은 Von Mises 한계를, 인장영역은 Rankine 한계를 적용하는데 본 연구에서는 취성재료로 구성된 비보강 조적조 벽체 재료의 성질을 위하여 사용하였다. 조적벽체의 소성 인장영역의 거동은 그림 3(b)와 같이 지수함수형상의 연화거동(exponential softening)을 가정하였으며, 소성 압축영역의 거동은 그림 3(c)와 같이 포물선형 경화/연화거동(hardening/softening)을 가정하였다. Total strain-based 모델의 인장 및 압축영역은 각각 그림 4(a) 및 4(b)와 같은 거동을 가정하였으며 고정 응력-변형률(fixed stress-strain)모델을 사용하였다. 이 모델 역시 그림 3(b) 및 3(c)와 마찬가지로 콘크리트나 조적조 등과 같이 취성적 성질을 띠는 재료의 일반적인 이상화된 응력-변형률 곡선이다. 두 가지 재료거동모델을 사용한 것은 2축응력상태(Rankine/Von Mises 모델)를 고려하였을

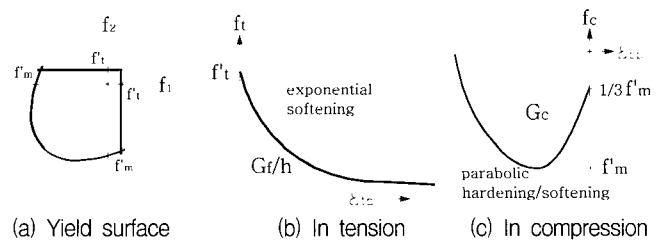


그림 3 Rankine/Von Mises 파괴한계 및 소성거동모델<sup>(14)</sup>

경우와 고려하지 않았을 경우(Total strain-based 모델)를 비교하기 위함이다. 그러므로 표 1에 정리된 35가지 경우에 대

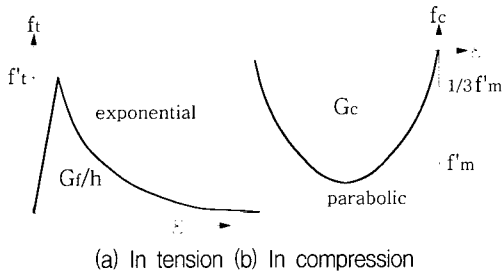


그림 4 Total strain-based 모델의 응력-변형률 관계<sup>(14)</sup>

표 1 비보강 조적조 벽체 해석모델 제계수

Model	L (mm)	H/L	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> /A <sub>g</sub>	P/(f' <sub>m</sub> A <sub>g</sub> )
S1L00	900	2.67	180000	1.0	0.0
S1L025	900	2.67	180000	1.0	0.025
S1L05	900	2.67	180000	1.0	0.05
S1L10	900	2.67	180000	1.0	0.1
S1L20	900	2.67	180000	1.0	0.2
S2L00	1800	1.33	360000	1.0	0.0
S2L025	1800	1.33	360000	1.0	0.025
S2L05	1800	1.33	360000	1.0	0.05
S2L10	1800	1.33	360000	1.0	0.1
S2L20	1800	1.33	360000	1.0	0.2
S3L00	2700	0.89	540000	1.0	0.0
S3L025	2700	0.89	540000	1.0	0.025
S3L05	2700	0.89	540000	1.0	0.05
S3L10	2700	0.89	540000	1.0	0.1
S3L20	2700	0.89	540000	1.0	0.2
S4L00	3600	0.67	720000	1.0	0.0
S4L025	3600	0.67	720000	1.0	0.025
S4L05	3600	0.67	720000	1.0	0.05
S4L10	3600	0.67	720000	1.0	0.1
S4L20	3600	0.67	720000	1.0	0.2
O1Q00	3600	0.67	540000	0.75	0.0
O1Q025	3600	0.67	540000	0.75	0.025
O1Q05	3600	0.67	540000	0.75	0.05
O1Q10	3600	0.67	540000	0.75	0.1
O1Q20	3600	0.67	540000	0.75	0.2
O2Q00	3600	0.67	360000	0.5	0.0
O2Q025	3600	0.67	360000	0.5	0.025
O2Q05	3600	0.67	360000	0.5	0.05
O2Q10	3600	0.67	360000	0.5	0.1
O2Q20	3600	0.67	360000	0.5	0.2
O3Q00	3600	0.67	180000	0.25	0.0
O3Q025	3600	0.67	180000	0.25	0.025
O3Q05	3600	0.67	180000	0.25	0.05
O3Q10	3600	0.67	180000	0.25	0.1
O3Q20	3600	0.67	180000	0.25	0.2

하여 각각 두 가지씩의 재료모델을 적용하였으므로 모두 70가지 해석모델을 고려한 셈이 된다.

해석에 사용한 조적조의 기계적 성질은 압축강도  $f'_m=12\text{MPa}$ , 탄성계수  $E_m=12000\text{MPa}$ , Poisson비  $\nu=0.15$ 를 가정하였다. 비보강 조적조의 압축강도는 주어진 여건에 따라 넓은 범위에 걸쳐 그 값이 분포될 수 있는데, 본 연구에서는 서울시의 연구보고서<sup>(11)</sup>에 근거하여 정하였다. 조적조의 인장강도는 압축강도의  $0.03 f'_m \sim 0.09 f'_m$  정도라는 실험보고로부터  $f'_t \approx 0.06 f'_m = 0.72\text{MPa}$ 로 가정하였다.<sup>(5)</sup> 조적벽의 인장파괴 에너지는  $G_f=0.015\text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}^2$ 로 가정하였으며, 압축파괴 에너지는 인장값의 100배라고 가정하여  $G_c \approx 1.5\text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}^2$ 로 가정하였다. 균열 후에는 5%의 전단강성이 일정하게 유지된다고 가정하여 잔류전단강성계수  $\beta=0.05$ 를 사용하였다.

### 3.3 해석

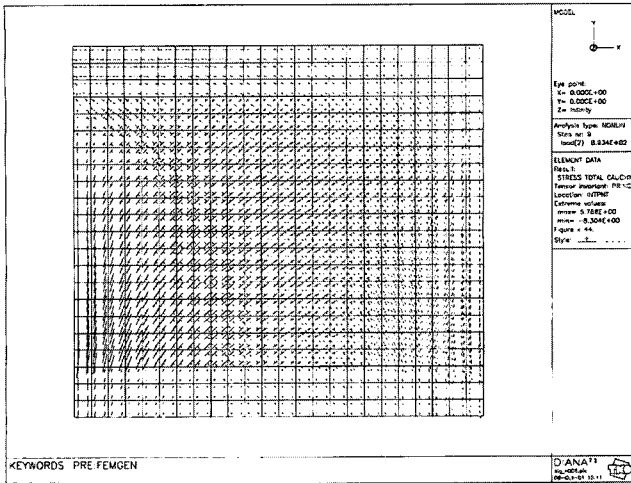
컴퓨터 프로그램을 사용하여 비선형 해석을 수행하는데 있어서 주의할 점은 하중제어 방법이라고 하겠다. 이는 대개의 비선형 해석시 부딪히는 문제로서 해석이 끝나기 전에는 해석모델의 강도(strength)를 알 수 없을 뿐만 아니라 극한 강도에 도달 후 강도감소모드(descending branch mode)를 정확히 알 수 없기 때문이다. 특히 유한요소해석에서는 조적벽체를 많은 수의 유한요소로 나누어 해석하게 되므로 균열 발생이 시작되면서부터는 고차의 비선형성이 나타나게 된다. 그러므로 조적벽체의 비선형 거동특성을 동역학해석으로 해결하기에는 컴퓨터용량의 한계상 적절치 않으므로 일반적으로 비선형 정적해석(push-over analysis)에 의하여 휨-변위 보유능력곡선을 구하게 된다.

본 논문에서는 DIANA<sup>(14)</sup>에 내장된 변위제어법(arc-length control)에 의한 자동 하중증감기능을 사용하여 해석을 수행하였으며, 중력방향 하중을 먼저 가하여 정적 해석을 마친 상태에서 횡방향으로 비선형 하중을 가하였다. 이를 위하여 그림 1과 같이 초기 횡방향 하중은 1kN이 조적벽 상단 RC 보-슬랩의 좌측으로부터 우측으로 작용하도록 하였다. 이렇게 함으로써 하중증분이 가하여짐에 따라 증감되는 하중계수(load factor) 자체를 별도의 계산과정 없이 횡방향 하중으로 간주할 수 있는 편리함이 있다.

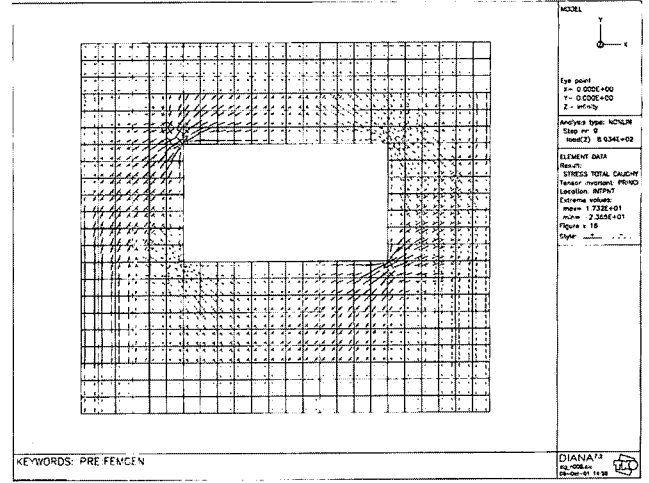
## 4. 해석 결과

### 4.1 주응력분포

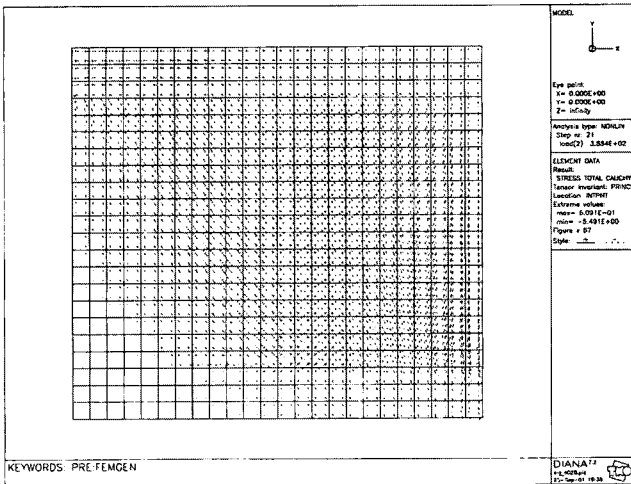
여러 가지 해석모델 중 개구부 없는 경우와 개구부 있는 경우의 균열 전·후 비보강 조적벽체내 주응력분포와 변형된 모습을 보여주기 위하여 S4L10 및 O2Q10 모델을 택하여 정리하면 그림 5와 같다. 개구부의 유·무 및 균열발전 상황에 따라 조적벽체 내 주응력 분포가 상이하게 됨을 알 수 있다. 특히 균열 전·후 주응력분포는 파괴기구를 이용한 비보강 조적벽체의 소성해석 가능성을 암시하고 있으므로 중요하다 하겠다.



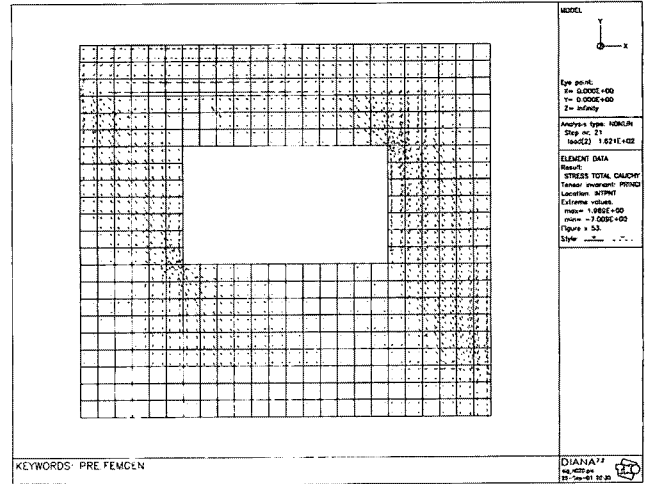
(a) 균열 전 S4L10



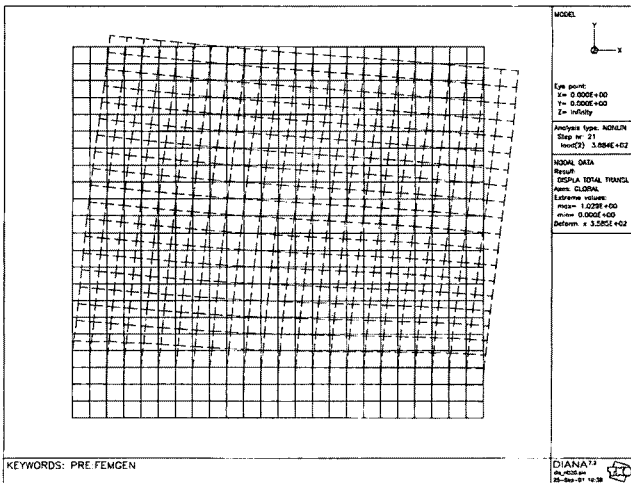
(b) 균열 전 O2Q10



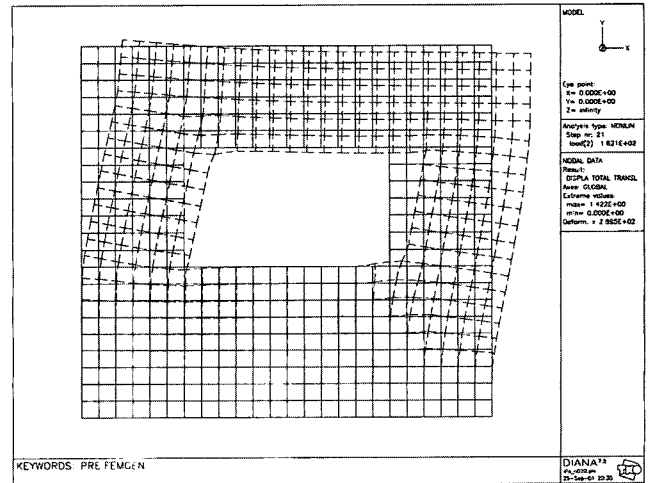
(c) 균열 후 S4L10



(d) 균열 후 O2Q10



(e) 변형된 S4L10



(f) 변형된 O2Q10

그림 5 해석결과 벽체의 균열 전·후 응력분포 및 변형

개구부 없는 벽체의 경우 균열 전에는 가력면 벽체 하단으로부터 수직 및 오르막 경사방향으로 큰 인장응력이 존재하며 우측을 향하여 떨어질수록 인장응력의 크기가 감소함을 볼 수 있다. 좌측 상단 가력부로부터 벽체 중앙부에 이르도록 인장과 압축응력이 함께 존재하다가 벽체 우측 단부에

서는 압축응력이 더 우세하게 됨을 볼 수 있으며 우측으로 갈수록 내리막 경사가 더욱 심해짐을 볼 수 있다. 균열 후에는 균열을 가로지르는 인장응력이 거의 존재하지 않으며, 횡하중은 가력부로부터 벽체 중앙부 우측에 이르는 사선방향으로 형성된 압축대와 우측 단부에 수직으로 형성된 압축대

를 통하여 전달됨을 볼 수 있다. 벽체 우측의 응력분포는 균열 전과 후에 관계없이 거의 일정함을 볼 수 있다.

개구부 있는 벽체의 경우 균열 전에는 벽체 좌측 하단부로부터 수직으로 개구부가 시작되는 높이까지 그리고 벽체 좌측 상부 가력면으로부터 벽체 우측 하단부를 잇는 대각선과 만나는 개구부 구석 부분에 큰 인장응력이 존재함을 볼 수 있다. 특히 개구부 좌측 상단 구석과 우측 하단 구석에는 인장응력 집중현상이 명백하게 나타남을 알 수 있다. 그러나 균열 후에는 균열 전 그 부분의 인장응력이 사라져 횡하중 하에서 더 이상 하중전달기구에 참여하지 못함을 알 수 있다. 균열 후 개구부 양측 조적조 피어(pier)내의 응력분포는 마치 철근콘크리트 단주의 응력분포와 흡사하게 피어 좌측 상단 구석으로부터 우측 하단 구석을 잇는 대각선을 따라 분포됨을 볼 수 있다.

#### 4.2 힘-변위 관계

본 절에서는 비보강 조적조 벽체 해석결과를 각 조적벽체의 축력비, 형상비 및 개구부를 제외한 벽체의 유효단면적비 등에 대하여 힘-변위 관계로 정리하여 비교함으로써 이들 변수가 비보강 조적벽체의 내진성능에 미치는 상대적인 영향에 대하여 생각하고자 한다. 이를 위하여 해석결과 조적벽체의 횡방향 강도는 중력방향 하중에 대하여 무차원화 하여 밀면전단력계수 ( $V/W$ )로 나타내었으며, 횡변위는 조적벽체의 순높이에 대하여 무차원화 하여 변위각(drift angle)으로 나타내었다. 그림 6과 7은 각각 개구부 있는 경우와 개구부

없는 경우의 힘-변위 관계곡선을 정리한 것이며, 상대적 비교를 위하여 각 곡선의  $V/W$  및 변위각 구간을 모두 일치시켰다. 그림에서 2축응력상태를 고려한 Rankine/Von Mises 모델과 이를 고려하지 않은 total strain-based 모델간에 큰 차이 없이 비슷한 결과를 보이고 있다.

그림 6의 개구부 없는 벽체의 경우 형상비가 높을수록 (즉  $H/L$ 이 클수록) 벽체가 취성재료로 구성된 비보강 조적벽체임에도 불구하고 연성적으로 거동하는 듯 보이는데, 이는 형상비가 커지면서 벽체가 세장하게 되어 휨강성 및 전단강성이 감소되어 낮아진 강도(剛度)로 인하여 나타나는 현상으로 사료된다. 축력비의 크기가 비보강 조적벽체의 밀면전단력계수에 미치는 영향은 형상비가 작은 벽체일수록 두드러짐을 볼 수 있다. 즉 형상비가 큰 세장한 벽체에서는 축력비가 밀면전단력의 크기에 미치는 영향이 작은 반면, 형상비가 작은 기다란 벽체에서는 축력비의 증가에 따라 밀면전단력비가 큰 폭으로 감소되고 있다. 또한 동일한 형상비 하에서는 축력비가 증가할수록 강성이 크게 감소하여 최대 강도(強度)에 도달하기까지의 변위가 증가되지만, 형상비가 줄어들어 따라 이러한 경향이 둔화되고 있음을 볼 수 있다.

그림 7은 개구부를 제외한 감소된 유효단면적을 갖는 벽체를 유효단면적의 크기에 따른 횡력전달성능의 감소를 비교하기 위하여 같은 형상비의 개구부 없는 벽체의 거동과 함께 보여주고 있다. 여기서 유효단면적이라 함은 벽체면적과 개구부면적에 관련된 것이 아니라 벽체의 수평단면적 중 개구부를 제외한 수평전단력을 부담할 수 있는 부분의 단면적비를 의미한다. 개구부 있는 벽체의 경우 개구부가 커질수

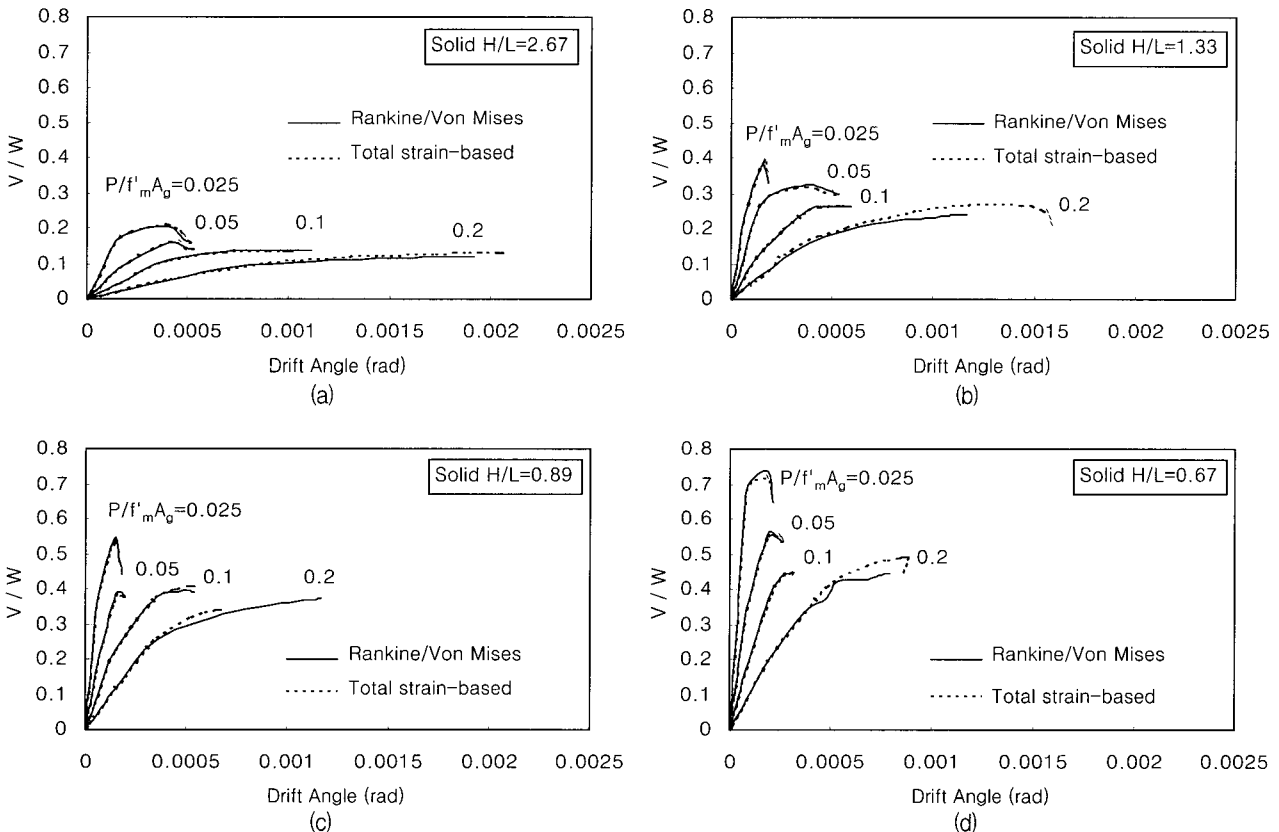


그림 6 개구부 없는 비보강 조적벽체의 횡하중-변위 관계

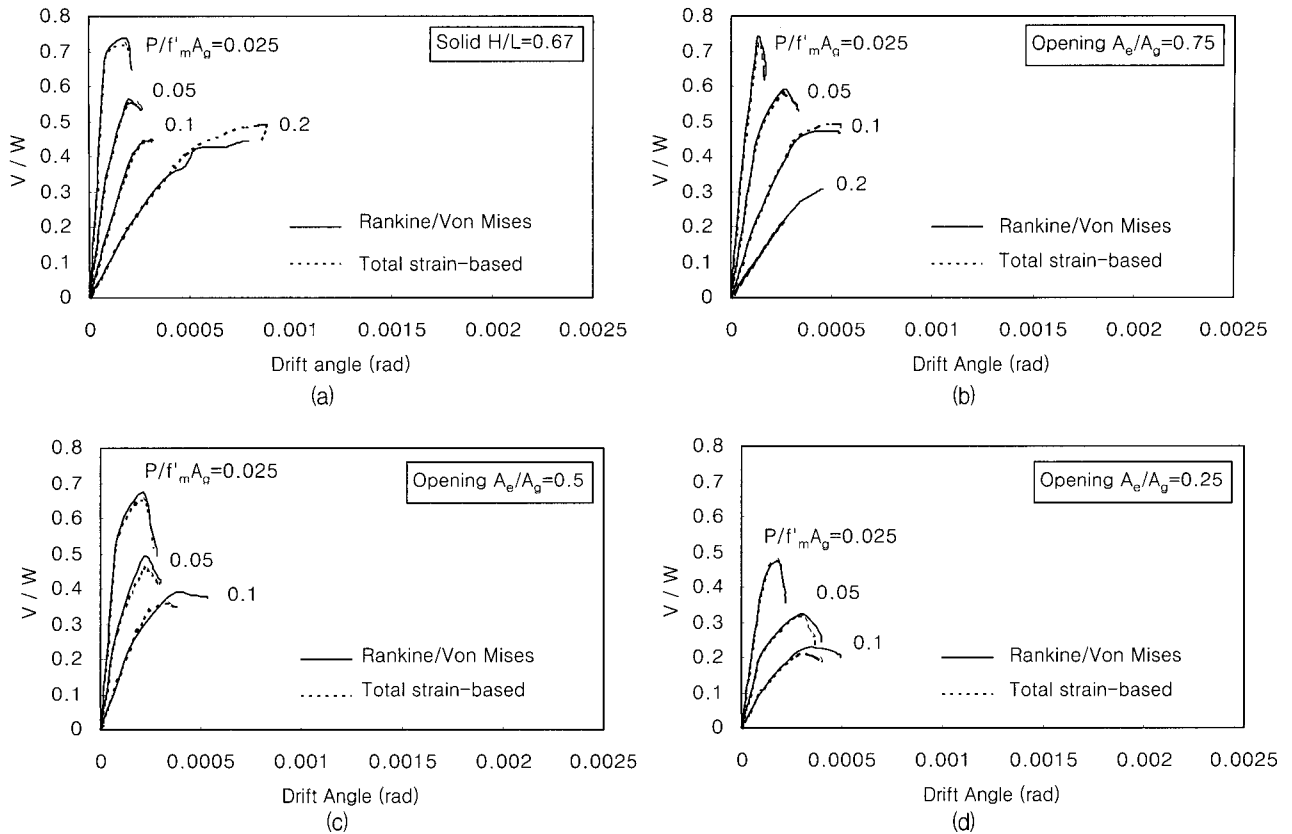


그림 7 개구부 있는 비보강 조적벽체의 횡하중-변위 관계

록, 즉 유효단면적이 작아질수록 밀면전단력계수는 감소되지만 최대강도에 도달할 때의 변위는 크게 차이나지 않음을 볼 수 있다. 유효단면적이 75% 정도 유지될 때까지는 탄성구간의 강성이나 밀면전단력계수가 큰 감소 없이 유지되지만, 유효단면적이 50% 이하로 줄어들면서는 강성과 밀면전단력계수가 감소됨을 볼 수 있다. 특히 축력비가 0.2인 경우에는 유효단면적비가 75%일 때 이미 개구부 없는 벽체의 밀면전단력계수의 30% 정도를 잃었으며, 유효단면적이 50% 이하에서는 무시할 정도로 감소됨을 보여주고 있다.

### 4.3 규준의 요구강도와 비교

규준의 밀면전단력계수는 SDOF 선형탄성해석에 의한 변위응답 스펙트럼의 값과 구조체의 강도(stiffness)를 곱하여 계산된 힘을 구조물의 비선형 거동을 고려하여 감소시킨 후 구조체의 중량으로 나누어 무차원화 한 구조체 질량의 유사가속도(pseudo-acceleration)이다. 본 절에서는 유한요소해석 결과 비보강 조적벽체의 힘-변위 보유능력곡선 최대치와 하중규준에서 요구하는 설계 밀면전단력계수를 비교하여 비보강 조적벽체 설계시 참고하도록 하고자 한다. 이를 위하여 고려한 규준은 우리나라 건축물 하중기준<sup>(15)</sup>과 Eurocode 8<sup>(16)</sup>이며, 압반 위 비보강 조적조에 대한 설계 스펙트럼이 표 2 및 그림 8에 정리되어 있다. 두 규준이 요구하는 설계용 밀면전단력계수가 상당한 차이를 보이는 것은 동적계수의 최대한도(우리나라 1.75, Eurocode 2.5)와 비보강 조적조의 반응수정계수(우리나라 3.0, Eurocode 1.5)의 차이에 기인한다.

표 2의 방법에 따라서 벽체 및 개구부의 치수로부터 해석 모델 벽체의 기본주기를 계산하면 벽체 개개의 요구되는 밀면전단력계수를 구할 수 있으며 표 3에 정리되어 있다. 이를 유한요소해석 결과(Rankine/Von Mises 모델) 구한 보유능력곡선의 밀면전단력계수 최대치와 함께 정리하면 그림 9와 같다. 그림에서 구한 규준별 요구량은 벽체 종류별로 굵은 가로선으로 표기되어 있고, 해석에 의하여 구한 보유능력은 축력비에 따라 각각 다른 모양으로 표기되어 있으며, 규준별 탄성요구량도 파선으로 함께 그려져 있다.

개구부 없는 벽체의 경우 모든 벽체가 우리나라 하중규준에서 요구하는 밀면전단력계수 이상의 보유능력을 보였다. 하지만 이는 비보강 조적벽체의 반응수정계수가  $R=3.0$ 이라는 가정하에 유효한 것임을 염두에 두어야 하겠다. 물론 경우<sup>(9)</sup>에 따라서는 이보다 큰 반응수정계수도 기대할 수 있지만, 여러 가지 취성적 요인을 가지고 있으며 복잡한 파괴형태의 가능성이 있는 비보강 조적조의 일반적인 성질로 받아들이기에는 무리이다. 이러한 논리는 그림 6, 그림 7의 취성적 성향을 보이는 힘-변위 관계로부터 명백해진다. 그러므로 탄성요구량을 기준으로 보면, 최대축력비 0.2까지 고려할 경우 비보강 조적조 벽체의 형상비는 1.33 이하로 제한되어야 하며, 그 이상의 형상비를 사용할 경우에는 축력비가 0.05 이하로 제한되어야 하겠다. Eurocode 8에 비추어 보면 형상비 2.67 이면서 축력비 0.05 이상의 경우를 제외한 모든 벽체가 규준에서 요구하는 밀면전단력 이상의 보유능력을 보인다. 탄성요구량을 기준으로 할 때 축력비 0.2까지를 고려할 경우 벽체의 형상비를 0.89 이하로 제한하여야 하며, 형상비 1.33에

표 2 규준에 의한 비보강 조적조 설계스펙트럼

변수	우리나라 규준 <sup>(15)</sup>	Eurocode 8 <sup>(16)</sup>
밀면전단력계수	$\frac{V}{W} = \frac{AI_E C}{R}$ $C = \frac{S}{1.2\sqrt{T}} \leq 1.75$	$\frac{F_b}{W} = S_d(T_1)$ $0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \left( \frac{\beta_o}{q} - 1 \right) \right]$ $T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_o}{q}$ $T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_o}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)^{k_{d1}} \geq 0.2\alpha$ $T_D \leq T : S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_o}{q} \left( \frac{T_C}{T_D} \right)^{k_{d1}} \left( \frac{T_D}{T} \right)^{k_{d2}} \geq 0.2\alpha$
지역계수	$A = 0.11$	$\alpha = 0.11$
중요도계수	$I_E = 1.0$	이 단계에서는 해당사항 없음.
지반	Class 1 (암반)	Class A (암반)
기본주기(sec)	$T = 0.0743 (h_n)^{\frac{3}{4}} / \sqrt{A_c}$	$T_1 = C_t H^{\frac{3}{4}}, C_t = 0.075 / \sqrt{A_c}$
유효전단단면적(m <sup>2</sup> )	$A_c = \Sigma A_e [0.2 + (D_e/h_n)^2], D_e/h_n < 0.9$	$A_c = \Sigma [A_i (0.2 + l_{wi}/H)^2], l_{wi}/H < 0.9$
반응수정계수	$R = 3.0$	$q = 1.5$

\* Class A :  $S = 1.0, \beta_o = 2.5, T_B = 0.1s, T_C = 0.4s, T_D = 3.0s, k_{d1} = 2/3, k_{d2} = 5/3$

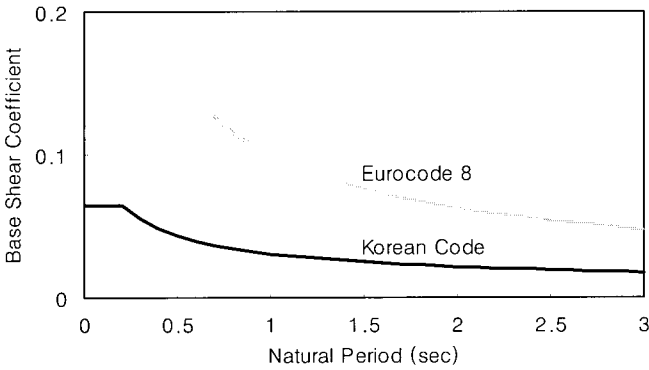


그림 8 하중기준에 의한 설계 스펙트럼

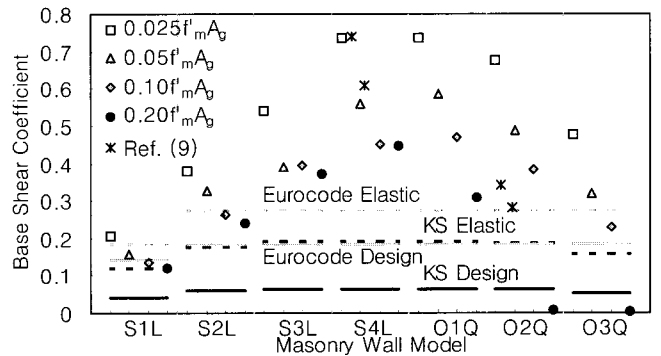


그림 9 보유능력과 요구량 비교

표 3 설계 밀면전단력계수

우리나라 규준 <sup>(15)</sup>						
벽체 그룹	$D_e/h_n$	$A_c (m^2)$	$T$	$C$	Design $V/W$	Elastic $V/W$
S1L	0.375	0.0613	0.5786	1.0956	0.0402	0.1205
S2L	0.75	0.2745	0.2734	1.5936	0.0584	0.1753
S3L	0.9	0.5454	0.194	1.75	0.0642	0.1925
S4L	0.9	0.7272	0.168	1.75	0.0642	0.1925
O1Q	0.9	0.5454	0.194	1.75	0.0642	0.1925
O2Q	0.9	0.3636	0.2375	1.7096	0.0627	0.1881
O3Q	0.9	0.1818	0.336	1.4376	0.0527	0.1581
Eurocode 8 <sup>(16)</sup>						
벽체 그룹	$l_{wi}/H$	$A_c$	$C_t$	$T_1$	Design $V/W$	Elastic $V/W$
S1L	0.375	0.0595	0.3074	0.5928	0.141	0.1856
S2L	0.75	0.3249	0.1316	0.2537	0.1833	0.275
S3L	0.9	0.6534	0.0928	0.1789	0.1833	0.275
S4L	0.9	0.8712	0.0804	0.1549	0.1833	0.275
O1Q	0.9	0.6534	0.0928	0.1789	0.1833	0.275
O2Q	0.9	0.4356	0.1136	0.2191	0.1833	0.275
O3Q	0.9	0.2178	0.1607	0.31	0.1833	0.275

서는 축력비가 0.05 이하로, 형상비 2.67에서는 축력비가 0.025 이하로 제한되어야 함을 알 수 있다.

개구부 있는 벽체의 경우 유효단면적비가 0.75 이상인 경우 두 규준의 탄성 및 비탄성 밀면전단력 요구량을 만족시키지만, 개구부가 증가하여 유효단면적비가 줄게 되면 유효단면적비에 따라 축력비가 제한되어야 함을 보이고 있다. 즉 유효단면적비가 0.5에서는 축력비가 0.1 이하로 제한되어야 하며 유효단면적비 0.25에서는 우리나라 규준에 따르면 축력비가 역시 0.1 이하로 제한되어야 하지만, Eurocode에 따르면 비탄성 밀면전단력 요구량을 만족시키기 위하여는 축력비가 0.1 이하로 제한되어야 하고 탄성요구량을 만족시키기 위하여는 축력비가 0.05 이하로 제한되어야 함을 보여주고 있다.

#### 4.4 선행실험결과와 비교

비록 파괴형태는 다르게 나타났지만 비보강 조적벽체에 대한 선행연구<sup>(9)</sup> 실험결과를 본 해석연구결과와 연계하면 비보강 조적벽체의 극한강도에 대한 일반적인 경향을 찾을 수 있다. 언급한 선행연구는 개구부 없는 벽체 두 개와 개구부 있는 벽체 두 개 실제 크기 비보강 조적벽체를 서로 다른 축력비 하에서 준정적 반복가력 실험을 수행한 것으로 실험



결과 얻은 최대강도를 밀면전단력계수와 축력비 및 형상비에 따라 표 4에 정리하였으며 그림 9에도 표기하였다. 미끄러짐에 의한 파괴형태를 보인 개구부 없는 벽체(G3)의 경우에는 본 연구의 해석결과와 근사한 밀면전단력계수를 보였으며, 개구부 옆 피어의 rocking-미끄러짐에 의한 파괴형태를 보인 개구부 있는 벽체(G2)의 경우 밀면전단력계수는 상당한 차이를 보였지만 하중규준의 탄성 및 비탄성 요구량을 만족시키는 점에서는 일치하였다. 이러한 비교는 형상비, 축력비 및 유효단면적비가 비보강 조적벽체의 면내 밀면전단력 보유능력을 결정하는 중요한 요소임을 암시하고 있다.

표 4 비보강 조적벽체 실험실험결과<sup>9)</sup>

시험체	두께	$f'_m$ (MPa)	$\frac{P}{f'_m A_g}$	$\frac{H}{L}$	$\frac{A_e}{A_g}$	$\left(\frac{V}{W}\right)_{avg}$
G2A	1.5B	8.3	0.032	0.93	0.4	0.34
G2B	1.5B	8.3	0.046	0.93	0.4	0.28
G3A	1.0B	7.4	0.039	0.43	1.0	0.74
G3B	1.0B	7.4	0.061	0.43	1.0	0.61

#### 4.5 평균전단응력도

비탄성 유한요소해석에 의하여 구한 최대 수평전단력을 조적벽체의 단면적(개구부 있는 벽체의 경우 유효단면적)으로 나눈  $V_u/A_e$ 는 평균전단응력도이며 각 해석모델별로 축력비에 따라 그림 10에 나타낸 바와 같다. 이는 조적벽체의 수평전단력 보유능력으로서 앞서 언급한 밀면전단력계수를 달리 표현한 것이 된다. 따라서 평균전단응력도는 하중기준의 밀면전단력에 의한 전단응력 요구량을 능가하도록 조적벽체 단면적을 정하여야 하는 설계기준이 된다. 그림에서 보듯이 개구부 없는 벽체에서는 축력비가 증가함에 따라 그리고 형상비가 감소함에 따라 평균전단응력도가 거의 선형적으로 증가하였다. 개구부 있는 벽체의 경우 축력비가 0.1 이하에서는 개구부 없는 벽체와 마찬가지로 축력비가 증가할수록 그리고 유효단면적이 증가할수록 평균전단응력도가 증가하였지만, 축력비가 0.1을 초과하게 되면 유효단면적비가 0.75에서는 평균전단응력도의 증가세가 둔화되었으며, 유효단면적비가 0.5 이하가 되면 평균전단응력도가 심하게 감소됨을

알 수 있다. 그림은 또한 평균전단응력도와 조적조의 인장강도 간의 관계를 보여주고 있다. 대개의 경우 평균전단응력도가 조적조의 인장강도에 미치지 못함을 보여준다.

#### 5. 결 론

본 연구에서는 비탄성 비선형 유한요소법 해석을 이용하여 횡방향 정적 단조하중에 대한 70가지 비보강 조적벽체 모델의 면내거동을 조사하였으며 이로부터 축력비, 형상비, 개구부의 유무 및 개구부를 제외한 벽체의 유효단면적비 등이 비보강 조적벽체의 극한강도에 지대한 영향을 미치는 것으로 확인되었으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 개구부 없는 벽체의 경우 축력비의 크기가 비보강 조적벽체의 극한강도에 미치는 영향은 형상비의 크기에 반비례하였다. 또한 동일한 형상비 하에서는 축력비가 증가할수록 강성이 크게 감소하여 최대강도(強度)에 도달하기까지의 변위가 증가되지만, 형상비가 줄어들어 따라 이러한 경향이 둔화되었다.
- (2) 개구부 있는 벽체의 경우 유효단면적이 75% 정도 유지될 때까지는 탄성구간의 강성이나 강도(強度)가 큰 감소 없이 유지되었지만, 유효단면적이 50% 이하로 줄어들면서는 강성과 강도가 감소되었다.
- (3) 비보강 조적조의 여러 가지 취성적 요인과 복합적인 파괴형태를 감안할 때 현재 우리나라 하중기준에서 지진하중 산정을 위하여 제시된 반응수정계수  $R=3.0$ 의 사용은 재고되어야 한다.
- (4) 비보강 조적벽체의 타당한 면내거동해석을 위하여는 조적조의 응력-변형률 관계와 더불어 조적벽에서의 미끄러짐이 함께 고려될 수 있도록 현재의 FEM 해석프로그램의 개선이 요망된다.

#### 감사의 글

본 연구는 서울시의 '조적조 건축물에 대한 내진보강 방안'을 위한 연구의 일환으로 수행되었음을 밝히며, 연구지원에 대하여 감사드린다.

#### 참고 문헌

1. Mehrain, M., "A reconnaissance report on the Iran earthquake," *NCEER Bulletin*, Vol. 5, No. 1, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1991, pp. 1-4.
2. Khater, M., "Reconnaissance report on the Cairo, Egypt, earthquake of October 12, 1992," *NCEER Bulletin*, Vol. 7, No. 1, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1993, pp. 1-6.

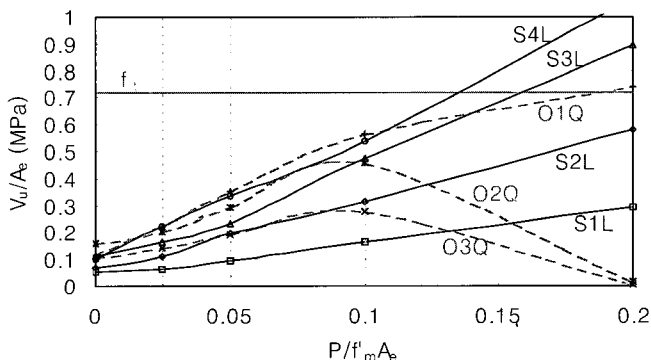


그림 10 비보강 조적벽체의 평균전단응력도

3. Bruneau, M., "State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 1, 1994. 1, pp. 230-251.
4. Costley, A. C. and Abrams, D. P., "Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms," *Technical Report*, NCEER-96-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1996.
5. Tomazevic, M., *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Series on Innovation in Structures and Construction—Vol. I*, Imperial College Press, 1999, p. 268.
6. Bruneau, M., "Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings—A state-of-the-art report," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 3, 1994, pp. 512-539.
7. 정병주, 김윤일, "조적벽의 전단내력과 보수효과에 관한 연구", 대한건축학회논문집, 제14권, 제1호, 1998, pp. 307-318.
8. 김재관, 김남희, 류 혁, 채윤병, "비보강 주거용 조적조의 지진 거동 실험", 1999년도 추계학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 1999, pp. 383-387.
9. 김장훈, 장태희, 김재관, 이종립, "비보강 시멘트벽돌 건물의 내진성능 실험연구", 2000년도 추계학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 2000, pp. 298-307.
10. 김희철, 김관중, 박진호, 홍원기, "지진하중을 고려한 조적조의 재료특성 평가에 관한 실험연구", 한국지진공학회논문집, 제5권, 제2호, 2001, pp. 93-101.
11. 권기혁외 10인, 조적조 건축물에 대한 내진조강 방안, 서울시립대학교 지진·방재연구소, 2001.
12. Croci, G. and D'Ayala, D., "Recent developments in the safety assessment of the colosseum," *IABSE Symposium—Structural Preservation of the Architectural Heritage*, Rome, 1993, pp. 425-432.
13. Mosalam, K., "Seismic behavior of infilled frames," *MCEER Bulletin*, Vol. 12, No. 2, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1998, pp. 4-7.
14. DIANA, *User's Manual—Nonlinear Analysis*, Release 7, TNO Building and Construction Research, 2000, p. 566.
15. 사단법인 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 태림문화사, 2000.
16. European Committee for Standardization, *Eurocode 8 : Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, Draft for Development, DD ENV 1998-1-1, 1996.