

단부 횡보강이 없는 세장한 전단벽의 내진성능

Earthquake-Resistance of Slender Shear Wall with No Boundary Confinement



박홍근*

Park, Hong-Gun



강수민**

Kang, Su-Min



조봉호**

Cho, Bong-Ho



홍성길*

Hong, Sung-Gul

ABSTRACT

Experimental and numerical studies were done to investigate seismic performance of slender shear walls with no boundary confinement that are principal structural members of high-rise bearing wall buildings. 1/3 scale specimens that model the plastic region of long slender shear walls subjected to combined axial load and bending moment were tested to investigate strength, ductility, capacity of energy dissipation, and strain distribution.

The experimental results show that the slender shear walls fail due to early crushing in the compressive boundary, and then have very low ductility. The measured maximum compressive strain is 0.0021, much less than 0.004 being commonly used for estimation of ductility.

This result indicates that the maximum compressive strain is not a fixed value but is affected by moment gradient along the shear wall height and distance from the neutral axis to the extreme compressive fiber.

Keywords : shear wall, boundary confinement, earthquake, seismic, performance, ductility, crushing

* 정회원, 서울대학교 건축학과 조교수

** 정회원, 서울대학교 건축학과 박사과정

· 본 논문에 대한 토의를 2001년 2월 28일까지 학회로 보내

주시면 2001년 4월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 연구 배경

국내에서는 Fig. 1에 나타난 바와 같은 벽식구조가 공동주택의 구조형식으로 널리 사용되고 있다. 근래 들어와 이러한 벽식구조형식이 30층까지의 고층건물에도 널리 사용됨에 따라 벽식구조의 내진성능 확보가 중요한 과제로 떠오르고 있다.

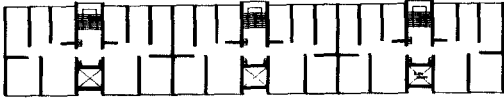


Fig. 1 Typical plan of bearing wall system

고층벽식구조의 주요한 구조요소인 전단벽은 저층건물에 사용되는 경우와는 달리, 중력 및 횡력에 의하여 큰 하중이 전달되므로 구조적 안전성을 확보하기 위하여 전단벽의 거동이 면밀히 검토되고 설계에 반영되어야 한다.

일반적으로 고층벽식구조에 사용되는 전단벽의 하부는 콘크리트강도의 약 15~20%에 달하는 비교적 큰 압축력이 작용하며, 지진하중이나 풍하중에 의한 큰 휨모멘트가 작용한다. 특히 지진발발시 소성힌지가 집중되는 전단벽 하부의 연성도 확보는 매우 중요하다.

국내 내진설계기준에 따르면, 단부보강이 없는 전단벽에 대하여 변위연성도를 3이상 확보할 수 있다는 가정하에 지진하중의 반응수정계수(R)를 3으로 사용하도록 규정하고 있다. 전단벽의 경우 지진발생시 전단벽 하부에 소성힌지가 집중되므로 이 변위연성도요구량을 만족시키기 위해서는 전단벽하부에서 큰 회전연성도가 요구된다. 그러나 연성도보강이 없는 전단벽이 이러한 큰 회전연성도 요구량을 만족시키는 지의 여부가 불확실하며, 특히 Fig.1에 나타난 바와 같이 평면의 크기에 비하여 벽량이 부족한 장방향 전단벽의 경우 내진연성도의 확보여부가 우려된다.

근래 들어와 지진에 대한 구조물의 안전성을 보다 구체적으로 확보하기 위하여 강도와 함께 연성도 요구량을 부재설계에 반영하는 내진역량 스펙트럼설계법 (capacity spectrum method), 변위에 기초한 설계법 (displacement-based

design) 등을 채택하는 추세이다. 이러한 연성도 설계법을 사용하기 위해서는 전단벽의 연성도를 정확히 예측하는 것이 필수적이다.

2. 연구의 필요성 및 목적

일반적으로 철근콘크리트 전단벽의 강도는 철근의 항복에 의하여 지배를 받으나 부재의 최종 파괴시점은 압축측 콘크리트의 파괴여부에 좌우된다. 따라서 Fig. 2에 나타난 바와 같이 부재의 연성도는 압축측 최외단의 최대변형도(ϵ_{cmax})대 압축대 길이(c)의 비(ϵ_{cmax}/c)에 비례한다. 따라서 부재의 연성도를 파악하기 위해서는 부재파괴시 최대압축변형도를 정확히 예측할 수 있어야 한다.

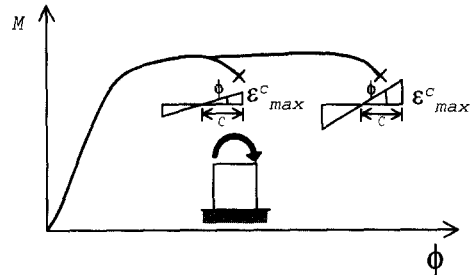


Fig. 2 Variation of curvature ductility with maximum compressive strain

현재까지 국내외에서 수행된 전단벽에 대한 연구결과에 의하면 휨의 지배를 받는 전단벽은 강도와 연성도에서 뛰어난 성능을 발휘하며 지진하중에 대한 에너지 흡수능력이 큰 것으로 알려져 있다.^(2~8,15,18,19,20) 이와 같은 연구결과에 따라서 Wallace, Woods, Priesley 등을 비롯한 많은 연구자들은 연성도보강이 없는 벽체에 대하여 압축단의 변형도(ϵ_{cmax})가 0.004에 이를 때까지 벽체의 연성도가 유지된다고 가정하며 이러한 가정을 벽체의 연성설계법에 적용하고 있다. 또한 NEHRP⁽¹¹⁾에서는 최대압축변형도를 0.005까지 허용하고 있다.

일반적으로 부재파괴시 압축단부의 최대변형도는 부재의 크기 및 형상, 부재내 압축변형도 또는 응력의 분포양상, 콘크리트강도 등에 영향을 받는다. 연성도설계시 일반적으로 인정되고 있는 최대

압축변형도=0.004의 가정은 일반적인 보에 대한 실험결과 또는 단면의 길이와 높이가 작고 압축력을 많이 받지 않는 전단벽에 대한 실험결과에 근거하고 있다.^(10,11,15,18,19) 그러나 현재 국내에서 건설되고 있는 고층벽식구조의 전단벽하부는 비교적 큰 압축력과 일정한 휨모멘트를 받으며 휨강성의 크기에 비하여 세장한 단면을 가지고 있어서 일반적인 보 또는 기존실험에 사용된

전단벽과는 부재의 크기, 형상비, 변형도, 응력의 분포양상 등에서 많은 차이를 보일 수 있다. 이러한 세장한 벽체의 연성도는 기존 연구에서 검증된 벽체의 연성도와 다를 수 있으며 따라서 기존의 연구결과를 이러한 세장한 벽체의 내진성능 평가에 적용하기는 어렵다.

본 연구의 목적은 실험적 연구와 해석적 연구를 통하여 고층벽식구조에 사용되고 있는 세장한 전단벽의 내진성능을 평가하여 고층벽식구조물의 내진안전성 확보 및 효율적인 내진설계를 위한 기초자료를 제공하는데 있다. 이를 위하여 세장한 고층전단벽의 축소모델에 대한 실험연구를 통하여 벽체의 강도, 연성도, 에너지흡수능력, 변형도의 분포 등을 연구하며, 이를 해석적 연구와 비교 검토하여 단부휨보강이 없는 세장한 벽체의 내진성능을 평가한다. 해석적 연구방법으로는 참고문헌과^(1,14)에 제시된 주기하중에 대한 비선형유한요소 해석방법을 사용한다.

3. 연구대상 벽체 및 실험방법

실험연구를 위하여 전단벽의 폭이 10 m, 두께가 20 cm로 폭 대 두께비가 50이고 층고 2.68 m에 28층의 고층전단벽을 30%로 축소된 벽체를 연구대상으로 하였다. 따라서 연구대상벽체의 높이는 22.5 m이고 폭은 3 m, 두께는 6 cm이다.

일반적으로 전단벽은 벽체 하부에서 소성힌지가 집중된다고 예상할 수 있으며 이 부분의 휨

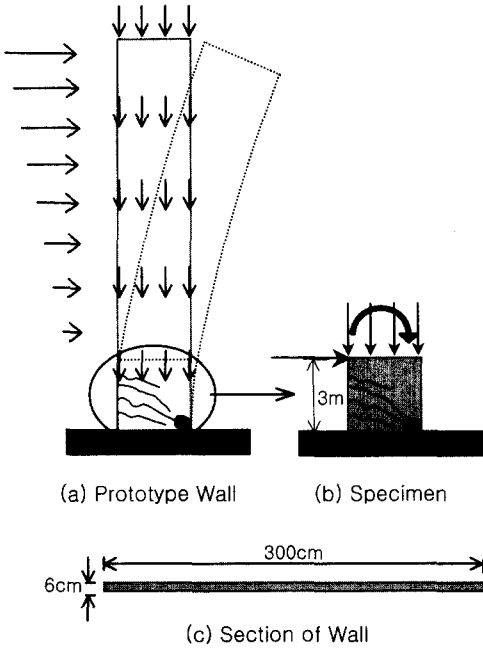


Fig. 3 Overall dimensions and load condition of wall specimen

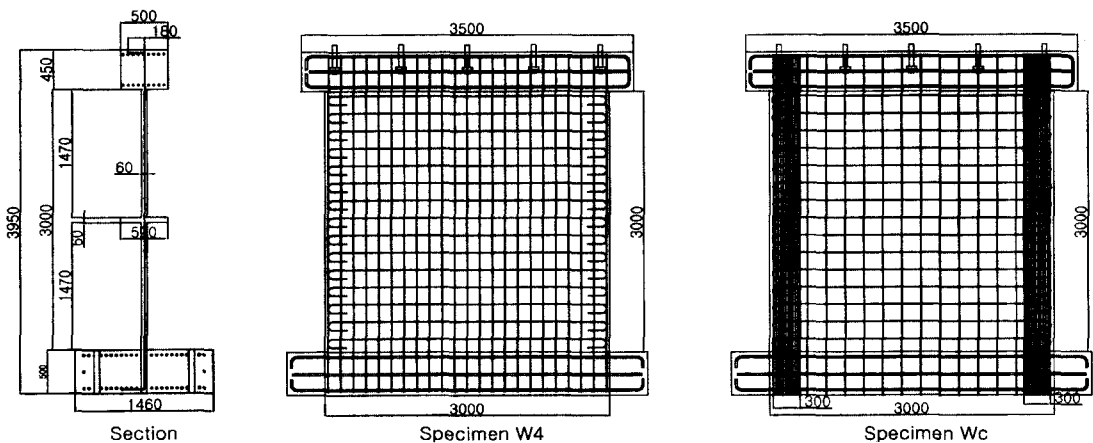


Fig. 4 Specimen walls

Table 1 Properties of specimen

Specimen	Concrete		Reinforcement					Axial force (tonf)
	Average strength f_{ck} (kgf/cm ²)	Strain at f_{ck}	Vertical ratio		Horizontal ratio	Yield stress F_y (kgf/cm ²)	Ultimate stress F_u (kgf/cm ²)	
			Each end (0.1 l_w)	Middle (0.8 l_w)				
W4	235	0.0019	0.004	0.004	0.0025	2980	4320	60
Wc	240	0.0021	0.0254	0.0025	0.0025	2980	4320	60

거동이 전단벽 전체의 거동에 지배적인 영향을 미친다. 따라서 실험의 효율성을 위하여 시험체는 소성힌지를 포함하는 벽체하부영역으로 국한하였다. 축소시험체 단면 형상과 하중조건은 Fig. 3에 나타나 있다.

고층벽식구조물에 사용되는 전단벽의 하부에 중력하중이 $0.1A_g f_{ck} \sim 0.2A_g f_{ck}$ 정도 전달되므로 시험체에 가해지는 압축력은 $0.138A_g f_{ck}$ (60 tonf)로 하였다. 수평 하중은 지진에 의한 전단벽의 1차 모드 거동에 의한 역삼각형 형태의 횡하중을 가정하였으며 이 횡하중분포에 의하여 발생하는 휨모멘트와 전단력의 관계가 유지되도록 가력장치를 계획하였다.

시험체로서 Fig. 4에 나타난 바와 같은 W4와 Wc를 제작하였다. 시험체는 Fig. 4와 같이 상부가력보, 벽체, 중간 슬래브, 기초 부분으로 이루어져 있다. 벽체의 크기는 $3000 \times 3000 \times 60$ (높이(h) \times 폭(l_w) \times 두께(t), 단위:mm)로서 폭 대 두께비가 50으로 실제 전단벽의 폭 대 두께비와 동일하게 설계하였다.

전단벽의 좌굴현상을 방지하기 위하여 Fig. 5에 나타난 바와 같이 벽체의 중간 높이에 슬래브를 설치하여 상부가력보와 슬래브 위치에서 횡지지 가새에 의하여 지지되도록 하였다.

Fig. 4에 나타난 바와 같이 W4에는 수직철근이 균등하게 배근되고 Wc에는 수직철근이 단부에 집중배근된다. 수직철근비는 시험체에서 사용 가능한 최소철근크기, 철근의 간격, 벽체의 안정성 등을 고려하여 실제 구조물에 사용하는 철근비(0.0015~0.0025)보다 상향조정하였다. 철근으로서 D6 강선을 열처리하여 사용하였으며 철근과 콘크리트의 재료적 성질은 Table 1에 나타난 바와 같다.

Fig. 3(b)와 같이 이상화된 모멘트와 전단력, 축하중이 실제 구조체 하부에서 가해지는 하중과

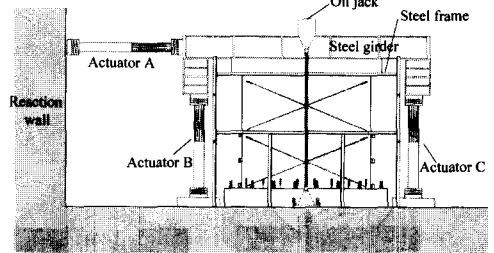
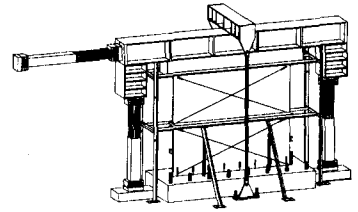


Fig. 5 Test set-up

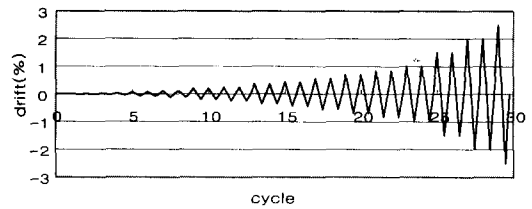


Fig. 6 Loading history

동일하도록 가력장치를 계획하였다. Fig. 5에 나타난 바와 같이 전단력은 가력기A에 의하여 전달되며 모멘트는 가력기B와 가력기C에 의해서 가해진다. 실제 하중조건과 동일한 하중조건을 만족시키기 위해서 가력기에 가해지는 하중의 비는 가력기A: 가력기B: 가력기C=1 : 2.3 : (-)2.3으로 정해진다. 그리고 $0.138A_g f_{ck}$ 에 해당하는 축력은 유압잭(oil jack)에 의해서 가력된다. 시험체에 대한 하중가력방법은 가력기A에서 변위 조절방법으로 이루어지며 나머지 가력기들은 하중비에 의하여 가력된다. 그리고 축력은 일정하게

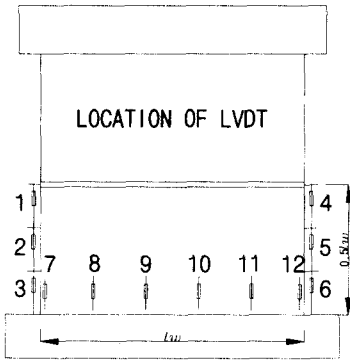


Fig. 7 Location of LVDT

유지되도록 조절한다. 가력기A의 하중가력 이력은 다음 Fig. 6과 같다.

시험체의 평균곡률을 측정하기 위하여 Fig. 7과 같이 벽체하부에 LVDT를 설치하였다.

4. 실험결과

시험체 W4의 실험결과로서 휨모멘트와 평균곡률의 관계가 Fig. 8에 나타나 있다. 여기서 휨모

멘트는 벽체하단에서 계산된 값이며 평균곡률은 예상 소성힌지구간의 높이($0.5l_w$)인 시험체의 기초에서 중간슬래브까지 곡률의 평균값이다.

Fig. 7의 LVDT 1~3, 4~6에서 평균변형도를 구하고 이를 벽체폭으로 나누어 소성힌지구간의 평균곡률을 구하였다.

Fig. 8에 나타난 바와 같이 첫 인장 균열은 5번째 주기하중시 벽체와 기초의 연결부에서 최초로 발생하였으며 7번째 주기하중시 벽체외단의 철근이 항복하였다. 17번째 주기하중시 기초로부터 1/3 높이 지점의 벽체외단에서 압축파괴가 발생하였다. Fig. 9은 압축파괴 당시의 균열상황을 나타내고 있다. 그림에 나타난 바와 같이 압축파괴는 예상되는 소성힌지영역인 $l_p=0.5l_w$ 에서 발생하였다. 파괴 양상은 외단으로부터 1/3지점까지 압축취성파괴를 일으켰으며 콘크리트 박리현상(spalling)이 두드러지게 나타났다.

Fig. 10에 나타난 바와 같이 Wc 시험체의 첫 인장 균열은 5번째 주기하중시 슬래브가 위치한 벽체의 중앙부에서 발생하였으며 이후 주기하중재하시에는 균열이 벽체 전체에 걸쳐 발생하였

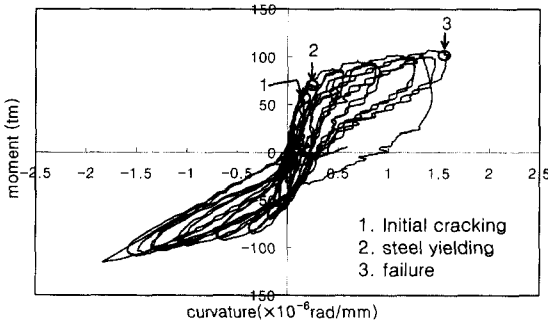


Fig. 8 Moment-curvature curve (W4)

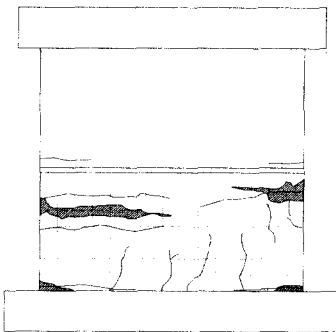


Fig. 9 Crack pattern at failure (W4)

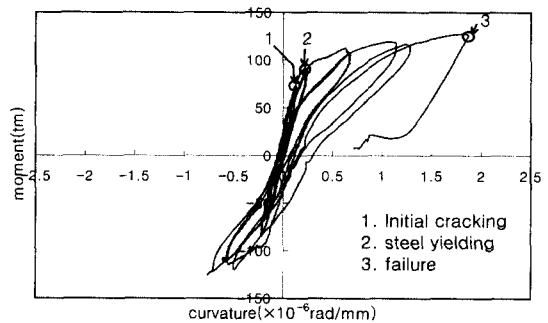


Fig. 10 Moment-curvature curve (Wc)

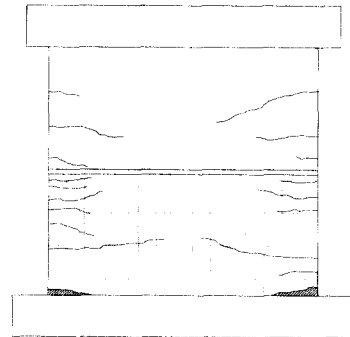


Fig. 11 Crack pattern at failure (Wc)

다. 7번째 주기하중시 벽체외단의 철근이 항복하였다.

19번째 주기하중시 기초 바로 위 지점의 벽체외단에서 압축파괴가 발생하였으며 압축파괴 직후 면의방향의 변위가 일어났다. Fig. 10에 부(-)방향으로 주기하중이 재하될 때, 곡률값이 작게 나타나고 있는데, 이는 곡률을 측정하는 LVDT의 철물이 부방향 하중재하시에 제대로 작동하지 않아서 생긴 오차이다. Fig. 11은 압축파괴 당시의 균열상황을 나타내고 있다. 압축파괴가 발생한 벽체하부의 외단에는 콘크리트 박리현상이 나타났다.

5. 결과분석

Fig. 12, 13은 시험체 W4, Wc에 대하여 실험결과와 유한요소 수치해석결과를 비교한 것이다. 주기하중을 받는 철근콘크리트 벽체의 유한요소해석을 위해 참고문헌^(1, 14)에 제시된 해석프로그램을 사용하였다. 유한요소해석결과는 일반적으로 압축파괴시 압축변형도로 인식되는 0.004에 이를 때까지의 거동을 나타낸 것이다.

Fig. 12, 13에 나타난 바와 같이 시험체 W4, Wc의 연성도는 해석결과에 크게 미치지 못하는데 이는 벽체압축단부의 취성파괴때문이다. 따라서 시험체의 압축파괴시 변형도는 일반적으로 예상할 수 있는 변형도인 0.004에 크게 미치지 못함을 알 수 있다. 또한 압축파괴시 벽체의 인장측에는 일부 철근에서만 항복이 일어났으며, 따라서 벽체의 지진에너지 흡수능력을 좌우하는 철근의 소성이력이 거의 일어나지 않아서 시험체 W4, Wc의 에너지 흡수능력은 미미한 것으로 나타났다. 이는 유한요소해석결과와 실험결과에 의한 시험체 에너지 흡수능력을 비교하는 Fig. 14에 잘 나타나 있다.

Fig. 15는 시험체 W4의 실험, 비선형 유한요소해석, 약산법에 의한 모멘트-곡률 곡선을 비교하고 있다. Fig. 15에서 실험값은 주기하중시 휨모멘트의 최대값으로 구성된 곡선(envelop)이며 약산법은 단면에서 직선의 변형도 분포를 가정하고 평형조건을 사용하여 구한 값이다.

연구대상벽체에 대하여 국내내진설계 기준에

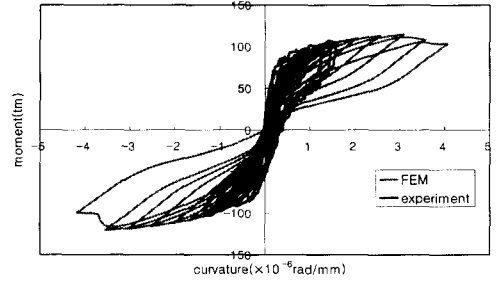


Fig. 12 Comparison of experiment and numerical analysis (W4)

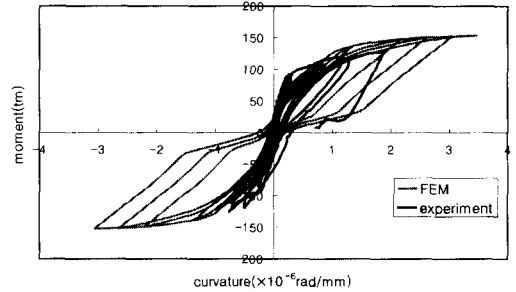


Fig. 13 Comparison of experiment and numerical analysis (Wc)

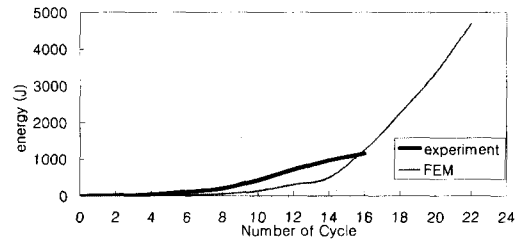
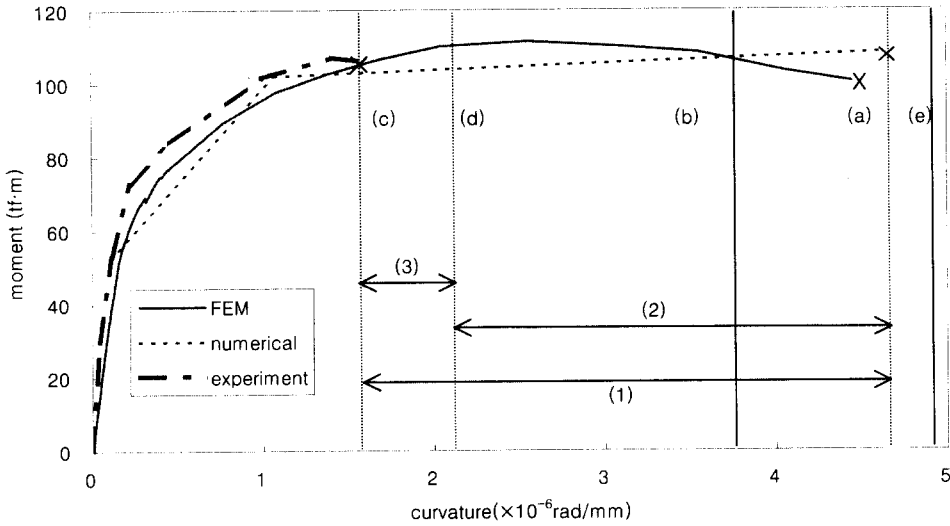


Fig. 14 Energy dissipation of W4

의한 변위연성도조건($\mu_{\Delta}=3$)을 만족하기 위한 곡률요구량은 부록의 식(6)에 의하여 구할 수 있다. 이 식에 의하여 구한 W4 하단부 소성힌지영역($0.5l_w$)에서의 곡률요구량은 전단벽의 강성으로 I_g 를 사용한 경우는 3.9×10^{-6} (rad/mm)이고 유효강성 $0.7I_g$ 를 사용한 경우는 4.97×10^{-6} (rad/mm)이다.

Fig. 15에 나타난 바와 같이 시험체 W4의 압축 파괴시 곡률은 1.6×10^{-6} (rad/mm)로서 이는 변위연성도조건을 만족하기 위한 곡률요구량에 크게 미치지 못한다. 그 이유는 앞서 밝힌 바와



- (a) curvature at $\epsilon_c=0.004$ calculated with linear strain distribution
- (b) curvature demand for $\mu_\Delta=3$ calculated with l_g
- (c) experimental curvature at failure ($\epsilon_c=0.0017$)
- (d) curvature at $\epsilon_c=0.0017$ calculated with linear strain distribution
- (e) curvature demand for $\mu_\Delta=3$ calculated with $l_g (0.7l_g)$
- (1) overall difference between calculated and experimental curvatures = (2) + (3)
- (2) difference between calculated curvatures at $\epsilon_c=0.004$ and $\epsilon_c=0.0017$
- (3) difference between curvatures with linear and nonlinear strain distributions

Fig. 15 Comparison of experimental and numerical ductility

같이 시험체가 조기 압축파괴를 일으켰기 때문이다. 조기압축파괴시에 소성힌지 영역에서의 압축외단의 평균 변형도는 0.0017로서 일반적으로 예상할 수 있는 압축변형도 0.003 또는 0.004에 크게 미치지 못한다. Fig. 15에서 약산법과 유한요소해석결과는 압축변형도가 0.004에 이를 때까지 압축파괴가 지연될 수 있다면 벽체가 연성도조건을 만족할 수 있는 곡률값을 가질 수 있음을 알 수 있다.

Fig. 16은 W4의 파괴시 Fig. 7의 LVDT 7~12에서 측정된 벽체 하단부의 수직변형도분포를 나타내고 있으며 동일한 곡률에 대하여 유한요소해석과 평면가정을 이용한 약산법에 대한 결과를 비교하고 있다. Fig. 16에 나타난 바와 같이 실험결과에 의한 압축파괴시 최대변형도는 0.0021로서 이는 평균변형도(0.0017)보다 약간

큰 값을 나타내지만 역시 0.004에는 훨씬 미치지 못하여 조기압축파괴가 일어났음을 알 수 있다. Fig. 15 (c)와 (d)의 비교에서 나타나 있듯이 동일한 압축변형도($\epsilon_c=0.0017$)에 대하여 실험에 대한 곡률이 직선변형도 분포의 약산법에 의한 곡률보다 더 작음을 알 수 있다. 이러한 현상의 원인은 Fig. 16에서 관찰할 수 있는데 동일한 곡률에 대하여 실험에 의한 최대압축변형도가 직선의 변형도분포를 가정한 약산법의 변형도보다 큰 값을 나타내고 있다. 이는 실제의 변형도 분포가 비선형으로서 압축측으로 변형도가 집중되는 현상을 나타내기 때문이며, 유한요소해석결과도 이를 뒷받침하고 있다.

이러한 단부에 압축변형도가 집중되는 현상은 유한요소해석에 의한 변수연구결과 전단력이 큰 경우에 보다 확연히 나타나며 Fig. 15 (3)에 나

타난 바와 같이 벽체가 긴 경우 비선형변형도에 의한 압축응력의 집중현상은 조기압축파괴를 가속화할 수 있다. Fig. 16에서 실험에서 측정된 인장축변형도는 유한요소해석이나 약산법에 의한 변형보다 매우 작은값을 나타내는데, 이는 LVDT의 측정값이 인장균열을 포함하고 있지 않기 때문이며 따라서 평균인장변형도보다 작게 나타나고 있다.

결론적으로 Fig. 15에 나타난 바와 같이 전단벽의 총 연성도 감소(1)는 파괴시 압축단부의 최대 변형도 감소(2)와 비선형 변형도분포로 인한 압축응력의 집중현상(3)으로 설명할 수 있다.

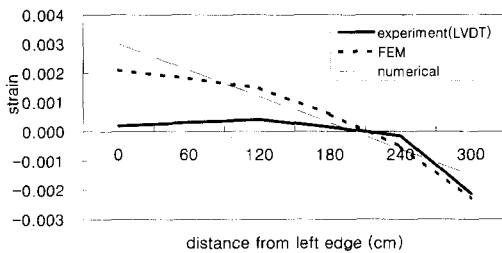


Fig. 16 Strain profile along wall cross section

6. 검토

Fig. 17(a)는 보-기둥과 같이 단면이 작거나 길이와 높이가 작은 벽체에 대하여 단면 폭과 부재의 높이에 따른 변형도분포를 나타내고 있으며 Fig. 17(b)는 고층의 세장한 벽체 하부에서의 변형도 분포를 나타내고 있다. 일반적으로 콘크리트 압축강도에 대한 종국변형도는 압축강도에 따라 0.0018~0.0025영역에 분포한다. Fig. 17(a)와 같은 부재의 파괴시 압축단부의 최대 변형도를 이보다 큰 0.004 또는 그 이상으로 가정할 수 있는 이유는 부재의 폭 또는 높이에 따라 변형도가 급격히 변화하는 경우 국부적으로 변형도가 종국변형도를 초과하여도 인근재료의 구속효과에 의하여 취성파괴를 지연할 수 있기 때문이다. 이러한 현상에 근거하여 Wallace, Priesley 등은 전단벽의 연성도설계시 압축변형도가 0.004 이상인 압축대에만 횡보강하도록 제안하고 있다.

그러나 Fig. 17(b)에 나타난 바와 같이 고층의 길이가 긴 벽체 하단부의 소성힌지 영역에서

는 압축대의 긴 길이로 인하여 단면상의 변형도 분포가 완만하며, 일정한 휨모멘트로 인하여 높이에 따라서도 변형도의 크기가 거의 일정하다. 따라서 벽체의 외단부는 일정한 압축력을 받는 기둥으로 간주할 수 있으며 벽체의 압축단부가 횡보강되어 있지 않은 경우 압축강도에 해당하는 변형도에 이르면 더 이상 내력을 발휘할 수 없으므로 취성파괴가 일어날 수 있다. 이러한 현상은 Fig. 16의 변형도 분포에 나타난 바와 같이 벽체의 파괴시 측정된 압축외단의 변형도가 콘크리트 공시체의 압축파괴시 변형도와 거의 같은 0.0021임을 통하여 확인할 수 있다.

특히 강성의 크기에 비하여 작은 두께의 전단벽에서는 면외방향의 작은 우발적 편심에 의해서도 이러한 조기압축파괴가 보다 가속화될 수 있다. 따라서 전단벽의 파괴시 최대압축변형도는 일반적으로 인식되는 0.004등의 고정값이 아니며 단면상 압축대의 길이가 길수록 높이에 따른 모멘트의 기울기에 완만할수록 작은 값을 취해야 함을 알 수 있다.

현재 우리나라에서 시공되고 있는 아파트와 같은 고층벽식구조물에서 사용되는 전단벽의 하부는 Fig. 17(b)의 응력상태이므로 전단벽의 압축단부의 변형도가 사용 콘크리트의 압축파괴시 변형도(0.0018~0.0025)보다 큰 경우는 단부보강이 필요하다.

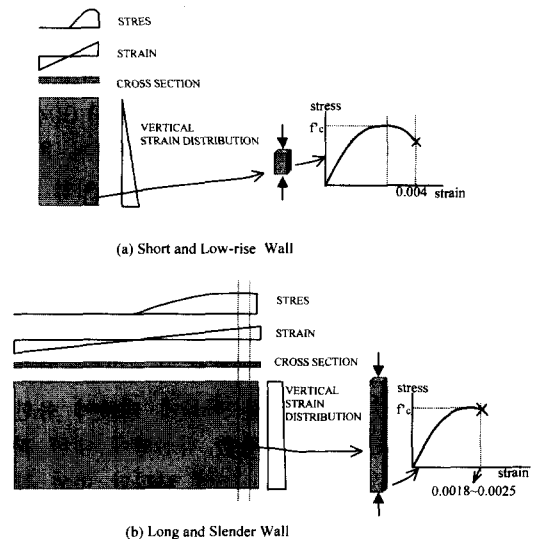


Fig. 17 Compressive stress-strain relationship upon failure

변위연성도 요구량을 3으로 가정하여 벽체하부 압축단부에서의 변형도를 부록에 유도된 식에 준하여 구해보면 식(1)⁽¹⁵⁾과 같고 Fig. 17(b)의 경우, 압축단부의 변형도가 0.002를 넘는 경우에는 단부보강을 필요로 한다.

$$\epsilon^c_{\max} = c \left(\frac{11 M_y l^2}{EI l_p (l - 0.5l_p)} + \phi_y \right) \quad (1)$$

여기서 c : 압축대의 길이
 M_y : 항복강도
 l : 벽체높이
 l_p : 소성힌지길이
 ϕ_y : 항복까지의 곡률

7. 결 론

국내에서 건설되고 있는 고층의 벽식 구조에서 주요한 구조요소로 사용되고 있는 전단벽에 대한 실험 및 해석연구를 실시하였으며 이 연구를 통하여 전단벽의 강도, 연성도 등의 내진성능을 평가하였다. 그 주요한 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 국내 내진설계규준에 의하면 단부 횡보강이 되지 않은 전단벽에 대하여 변위연성도 요구량(μ_Δ)을 3으로 규정하고 있는데, 본 실험 연구결과에 의하면 이러한 형태의 벽체는 압축단부의 조기압축파괴에 의하여 취성 파괴현상을 나타낼 수 있으며 이로 인하여 연성도 요구량을 확보하기 어렵다. 특히 압축력이 크고 큰 휨모멘트를 지지해야 하는 고층 벽식구조의 전단벽에서 조기압축파괴 현상이 두드러질 것으로 예상된다. 따라서 고층 전단벽의 내진안전성을 확보하기 위해서는 내진설계규준에서 규정하고 있는 연성도요구량을 반영할 수 있도록 연성도 설계가 이루어져야 한다.
- 2) 실험결과 벽체단부의 압축변형도가 콘크리트 1축 압축강도에 해당하는 변형도인 0.002에 다다른 시점에서 벽체의 조기 압축파괴가 발생하였으며 이로 인하여 벽체의 연성도가 크게 저하되는 결과를 나타냈다. 따라서 압축변형도 0.004이상의 영역에서

만 횡보강을 제안하는 기존의 연성도 설계 방식은 안전측이 아니다.

- 3) 실험과 해석연구결과 벽체의 압축단부에 변형도가 집중되어 수직변형도 분포가 비선형임이 밝혀졌다. 이는 전단력의 영향으로 인하여 압축응력이 벽체의 단부에 집중되기 때문이다. 실험결과는 변형도분포를 선형으로 가정한 해석결과보다 작은 곡률연성도를 나타내며 이는 압축응력이 벽체단부에 집중됨으로 인하여 벽체의 연성도 저하를 가속화시킬 수 있다는 사실을 나타낸다.
- 4) 실험결과 시험체는 주기하중에 대하여 에너지 흡수능력이 현저하게 떨어짐을 알 수 있다. 이는 철근의 충분한 소성변형이전에 콘크리트의 압축파괴가 조기에 발생하였기 때문이다.
- 5) 단부보강이 없는 전단벽의 연성도 설계시 사용되는 최대압축변형도는 사용콘크리트의 1축 압축파괴시 변형도와 일반적으로 인식되고 있는 최대변형도 0.004사이의 값이며 단면의 압축대의 길이가 길수록 높이에 따른 휨모멘트의 기울기가 완만할수록 작은 값을 취하여야 한다.

감사의 글

본 연구는 "97년도 건설기술연구개발사업 제 4 세부과제 2차년도 연구"의 연구비 지원으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. 박홍근, "이방성회전축모델을 이용한 철근콘크리트 면구조의 비선형 유한요소해석," 한국전산구조공학회, 1995.12.
2. 서수연, 이리형, N. M. Hawkins, "전단벽의 최소 층변위 및 에너지 소산능력," 한국콘크리트학회, 제 10권 6호, 1998.12.
3. 유승욱, 한상환, 이리형, "전단벽의 단부보강효과에 따른 변형능력의 평가," 한국콘크리트학회 학술발표회 논문집, 제 10권 제 2호, 1998. 11.
4. 윤현도, 이리형, "고축력을 받는 고강도 콘크리트 고층형 및 저층형 내력벽의 이력거동," 대한건축학회 논문집 12권 10호, 1996.

5. 윤현도, 최창식, 최근도, 이리형, "축력비에 따른 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 이력특성," 대한건축학회논문집 10권 7호, 1994.
6. 이리형, 최창식, 윤현도, 이용재, "반복하중을 받는 철근콘크리트 저형 전단벽의 이력거동에 관한 실험 연구," 한국콘크리트 학술발표회 논문집 제 3권 1호, 1991.5.
7. 이희동, 한상환, 이리형, "철근콘크리트 벽체의 초과강도와 변형능력에 관한 평가," 대한건축학회 학술발표회 논문집, 제 18권 제 1호, 1998. 4.
8. 전영주, 이동근, 이수근, "철근콘크리트 내진벽의 강도와 변형에 대한 실험적 연구," 한국콘크리트학회 학술발표회 논문집, 제 5권 제 2호, 1993.
9. ACI 318-99. Special provision for seismic design 21.6.
10. ATC-40, 9.5.2 Material Models, 1996.
11. Building Seismic Safety Council, NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Building And Other Structures, 1997.
12. International Conference of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code(UBC), 1997
13. Oesterle, R. G., "Inelastic Analysis for In-Plane Strength of Reinforced Concrete Shear Walls," Ph.D. Dissertation, Northwestern Univ., Evanston, IL, 1986.
14. Park, H. "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Planar Structures." PhD thesis, Univ. of Texas at Austin, Texas 1994.
15. Paulay, T., and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings." John Wiley and Sons, New York, 1992.
16. Sasani M., "A Two-Level-Performance-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls," 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1998.
17. Structural Engineers Association of California (SEAOC), Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 7th edition, 1999.
18. Wallace, J. W., "Reinforced concrete Walls: Recent Research & ACI 318-2001," 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1998.
19. Wallace, J. W., "Seismic Design of RC structural Walls. Part I: New Code Format," J. Struct. Engrg. ASCE, 121(1), 1995.
20. Wood, S. L., "Minimum Tensile Reinforcement

Requirements in Walls," ACI Structural Journal, V.86, No.4, September-October, 1989.

부 록

연구대상벽체가 변위연성도조건($\mu_{\Delta}=3$)을 만족하기 위해서 필요한 곡률요구량을 다음과 같이 구할 수 있다.⁽¹⁵⁾

변위연성도(μ_{Δ})는 연구대상벽체의 최종횡변형과 항복까지의 횡변형의 비로 다음 식(1)과 같이 정의된다.

$$\mu_{\Delta} = (\Delta_y + \Delta_P) / \Delta_y \quad (1)$$

여기서 Δ_y : 항복까지의 횡변형
 Δ_P : 항복 이후의 횡변형

$$\mu_{\Delta} = 1 + \Delta_P / \Delta_y = 3 \quad (2)$$

Fig. 3(a)에서 Δ_y 를 구하기 위하여 Q_y 와 M_y 를 구한다. M_y 는 대상벽체의 단면설계로부터 구할 수 있고 Q_y 와 Δ_y 는 다음의 관계식으로부터 얻어낼 수 있다.

$$M_y = 1/3 Q_y \times \ell^2 \quad (3)$$

$$\Delta_y = 11/120 EI \times Q_y \times \ell^4 \quad (4)$$

여기서 M_y : 항복강도, ℓ : 벽체높이

Q_y : 횡분포하중

따라서 식(4)에서 구한 Δ_y 값을 식(2)에 대입하면 Δ_P 값이 정의된다. 이때 Δ_P 는 다음과 같은 관계식(5)를 만족해야 하며 이로부터 곡률요구량 (ϕ_{max})를 구할 수 있다.

$$\Delta_P = (\phi_{max} - \phi_y) \times \ell_p \times (\ell - 0.5 \ell_p) \quad (5)$$

$$\phi_{max} = 11 M_y \times \ell^2 / (20 EI \ell_p \times (\ell - 0.5 \ell_p)) + \phi_y \quad (6)$$

($\ell_p = 0.5 \ell_w$, ϕ_y 는 단면설계로부터 얻어짐)

여기서 ϕ_y : 항복까지의 곡률

ϕ_{max} : 곡률요구량

ℓ_p : 소성힌지길이

ℓ_w : 벽체폭

이때 압축단부에서의 변형도(ϵ^c_{max})는

$$\epsilon^c_{max} = c \times \phi_{max} \quad (7)$$

여기서, c : 압축대의 길이

요 약

고층 벽식구조물의 주요한 구조부재로 사용되는 단부횡보강이 없는 세장한 전단벽의 내진성능을 조사하기 위하여 실험 및 해석연구를 수행하였다. 압축력과 모멘트를 동시에 받는 폭이 길고 세장한 전단벽의 소성힌지영역을 모델링한 1/3 축소시험체를 제작하여 단부횡보강이 없는 전단벽의 강도, 연성도, 에너지 흡수력, 변형도 분포를 실험을 통하여 조사하였다.

실험결과, 단부횡보강이 없는 세장한 벽체는 벽체단부의 콘크리트 조기압축파괴로 인하여 매우 낮은 연성도를 나타내었다. 압축단부 파괴시 변형도는 일반적으로 연성도 설계에 사용되는 변형도(0.004)보다 훨씬 작은 값(0.0021)을 나타내었다. 이러한 실험결과는 연성도 설계시, 최대압축변형도는 고정된 값이 아니며 벽체높이에 따른 휨모멘트의 기울기와 벽체단면의 압축대 길이에 영향을 받는다는 사실을 나타내고 있다.

(접수일자 : 2000. 5. 3.)