



완화된 단부 배근상세를 갖는 특수전단벽 구조시스템의 내진성능평가

천영수¹⁾ · 이기학²⁾ · 이효원³⁾ · 박영은³⁾ · 송진규^{3)*}

¹⁾LH공사 토지주택연구원 건설환경연구실 ²⁾세종대학교 건축공학과 ³⁾전남대학교 건축학부

Seismic Performance of Special Shear Wall Structural System with Effectively Reduced Reinforcement Detail

Young-Soo Chun,¹⁾ Ki-Hak Lee,²⁾ Hyo-Won Lee,³⁾ Young-Eun Park,³⁾ and Jin-Kyu Song^{3)*}

¹⁾Korea Land and Housing Corporation, Land and Housing Institute, Daejeon 305-811, Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Sejong University, Seoul 143-747, Korea

³⁾School of Architecture, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

ABSTRACT The current seismic design code prescribes that a structural wall should be designed as a special shear wall when the building height is more than 60 m and its seismic design category is classified as D. However, the use of a special shear wall has a negative effect on constructability and economic efficiency. In the present study, the seismic performance of a special shear wall and a special shear wall with relaxed reinforcement detail was evaluated through a cyclic reversal loading test. The specimens were constructed to measure the results of the experimental variable regarding the reinforcement details of the special boundary element. Next, the seismic performances of a special shear wall structural system and that of a special shear wall structural system with relaxed reinforcement detail was evaluated by methods proposed in the FEMA P695. The cyclic reversal loading test results of this study showed that the performance of the shear wall with relaxed reinforcement detail was almost similar to the performance of a special shear wall and has the performance which requested from standard. The results of the seismic evaluation showed that all special shear walls with relaxed reinforcement detail are satisfied with the design code and seismic performance.

Keywords : special shear wall, special boundary element, FEMA P695, cyclic loading test, incremental dynamic analysis

1. 서 론

최근 개정된 KBC2009¹⁾에서는 내진성능 강화를 위한 최신 기술정보 도입으로 구조형식별로 구조물의 안정성 확보를 위한 높이제한 규정을 두고 있다. 이로 인하여 높이가 60 m 이상인 고층 RC 구조물을 계획할 경우, 지진에 대한 위험도가 높은 내진설계범주D에 해당되면 구조물의 횡력저항부재인 구조 벽체로 특수전단벽을 의무적으로 사용하여야 한다.

건축구조기준에 의한 특수전단벽 구조는 압축단부에 엄격한 횡보강을 사용한 특수모멘트 골조의 기둥을 벽체 양단부에 보강하여 높은 하중저항능력과 큰 변형량의 확보를 위해 도입되었다. 하지만 특수전단벽 규정의 요구상세에 따른 경계요소의 배근상세는 엄격한 횡보강으로 인하여 시공성 및 경제성에 부정적 영향을 미칠 것으로

예상된다. 특히 건축구조기준에 따른 지진재해도와 주요 도시에 대한 지진구역별 지역계수 분석 결과 많은 경우 내진설계범주 D에 해당되어 최근 아파트의 대부분이 25층 이상인 고층구조물로 계획됨을 고려하면 높이제한 규정에 따른 특수전단벽 시스템의 사용이 빈번할 것으로 보인다. 이에 반해 강진으로 인해 지진위험도가 높은 지역을 대상으로 규정된 특수전단벽의 배근상세가 상대적으로 높지 않은 지진위험도를 갖는 우리나라의 경우에 적합한 것인가에 대한 의문을 갖게 된다.

이에 이 연구에서는 현 기준에서 제시하는 특수전단벽 배근상세보다 다소 완화된 배근상세를 갖는 특수전단벽을 제안하여, 특수전단벽과의 성능 비교를 위해 각각의 상세에 따른 두 개의 실험체를 제작하고 횡방향 반복 하중 실험을 실시하여 각각의 내진성능을 분석하였다. 또한 이러한 실험 결과를 반영한 보통전단벽, 특수전단벽, 완화된 특수전단벽 구조시스템의 비선형 해석모델을 설계하고, FEMA P695²⁾에서 제시하는 내진성능평가 방법을 이용하여 완화된 특수전단벽 구조시스템의 내진성능을 평가하였다.

*Corresponding author E-mail : jgsong@chonnam.ac.kr

Received October 22, 2012, Revised January 28, 2013,

Accepted March 6, 2013

©2013 by Korea Concrete Institute

2. 실험계획

2.1 실험체 계획

실험을 위한 대상 건물은 층고 2.8 m인 22층, 높이 61.6 m인 벽식아파트로, 내진설계범주 D에 해당하여 특수전단벽을 채용해야하는 경우이다. 실험체 제작을 위한 프로토타입 벽체는 길이 1.8 m, 두께 300 mm, 높이 61.1 m인 전단벽으로, 전단벽의 소성힌지가 벽체 하부에 집중됨과 실험실의 조건을 고려하여 2/3으로 축소한 실험체를 설계하였다.

실험의 주요 변수는 전단벽 특수경계요소 설치구간 내의 횡보강 상세로, 현 규준에 따른 특수전단벽 상세를 갖는 기준실험체(SW-S)와 이 연구에서 제안하는 완화된 배근 상세를 갖는 특수전단벽 실험체(SW-SS)로 구분하여 총 2개의 실험체를 제작하였다.

실험체의 배근 상세는 Fig. 1과 Table 1에 나타내었다.

완화된 특수전단벽은 현 규준 특수경계요소 관련 규정 중 특수경계요소를 설치하지 않아도 되는 경우의 철근 상세를 준용하여 다음 두 가지 항목에 차이를 두어 설계

하였다. ① 특수경계요소의 횡보강간격은 건축구조기준¹⁾의 특수경계요소가 필요하지 않은 경우 단부에서 횡방향 철근의 길이방향 간격 200 mm 이내의 U자형 스티럽을 채용하도록 하고 있고, 실험체 축소율과 수평철근의 간격을 고려하여, 130 mm의 1/2인 65 mm를 채용, ② 주 철근을 구속하는 횡방향 구속철근의 형태가 내진 갈고리를 갖는 폐쇄형 후프형태가 아니라 벽체 단부의 U자형 스티럽과 타이근의 조합으로 되어 시공성을 향상시킨 형태로 설계하였다.

2.2 사용재료

이 실험에서 사용된 콘크리트의 압축강도는 3개의 공시체를 제작하여, 실험체와 동일한 조건에서 양생 후 실험 당일 강도를 시험하여 평균값 31.5 MPa을 얻었다. 철근은 실험에 사용된 D10 이형철근에 대한 인장시험을 실시하여 항복강도의 평균값 566.158 MPa을 얻었으며, 이를 MIDAS GEN을 이용한 실험체의 예상강도 산정에 사용하였다. 실험의 결과 값은 Table 2에 나타내었다.

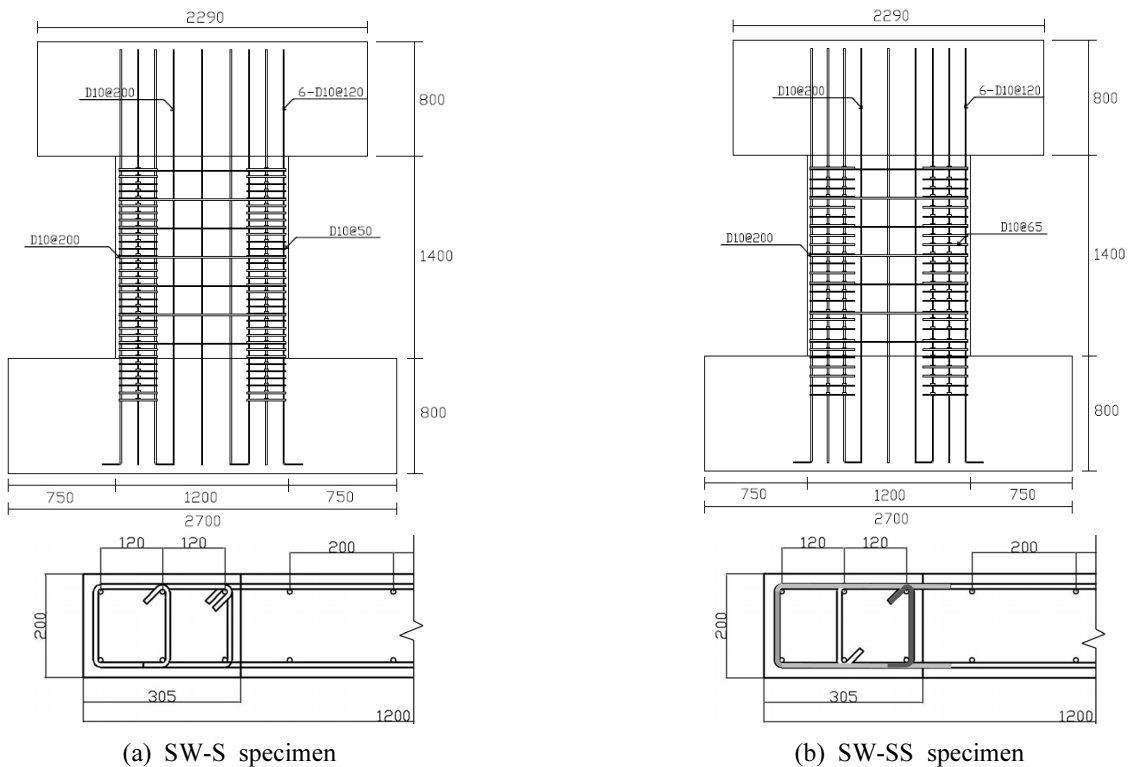


Fig. 1 Reinforcement details of specimen (unit: mm)

Table 1 Details of specimen

	L _w (mm)	H _w (mm)	Ver. rebar	Hor. rebar	Boundary element	
					Ver. rebar	Hor. rebar
SW-S	1200	200	D10@200	D10@200	6-D10@120	D10@50
SW-SS	1200	200	D10@200	D10@200	6-D10@120	D10@65

2.3 가력방법

가력장치 및 실험체 설치현황은 Fig. 2와 같으며, 각 실험체는 상부 가력보, 벽체, 기초 부분으로 이루어져 있다. 전단벽의 좌굴현상을 방지하기 위하여 상부 가력보에 가이드 프레임과 볼지그를 설치하였고, 1000 kN 오일 잭과 3대의 유압 가력장치를 사용하여 실제 하중조건과 동일한 하중조건을 재현하도록 하였다. 횡방향 하중은 250 kN 용량의 유압 가력장치 A를 사용하였고, 그로 인해 발생하는 전도 모멘트는 수직방향의 500 kN 유압 가력장치 B와 C에 의해 전달되도록 하였으며, 각 가력장치에 가해지는 하중의 비는 가력장치 A:B:C=1:4.4:4.4로 유지하였다.

횡방향 하중은 실험체 높이(1400 mm)에 대하여 부재각 1/600, 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33 별로 2회의 변위사이클이 진행되도록 가력하여 동일 변위 두 번째 사이클 가력 후 육안 관찰을 병행하였으며, 실험체의 가력 사이클은 Fig. 3에 나타냈다.

2.4 측정방법

Fig. 4는 변위(LVDT) 계측 위치를, Fig. 5는 콘크리트와 철근의 변형률(strain gauge) 계측 위치이다. 두 실험체 모두 각각 유압 가력장치 로드셀(1개), 소성인저 영역의 곡률측정(L1, L2, L6, L7), 전단변위(L8, L9), 수평변위(L3, L4, L5)의 총 10개의 변위계(LVDT)와 콘크리트(SW-S:C1~C8/SW-SS:SC1~SC8), 수평철근(SW-S:H1~H12/SW-SS:SH1~SH12), 수직철근(SW-S:V1~V12/SW-SS:SV1~SV12)의 총 76개의 변형률 게이지를 설치하였다.

Table 2 Material property of specimens

D10 deformed bar (SD 400)	Cross-sectional area (mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Yielding strength (N/mm ²)
Rebar 1	71.33	688.047	567.396
Rebar 2	71.33	689.971	570.304
Rebar 3	71.33	686	560.774

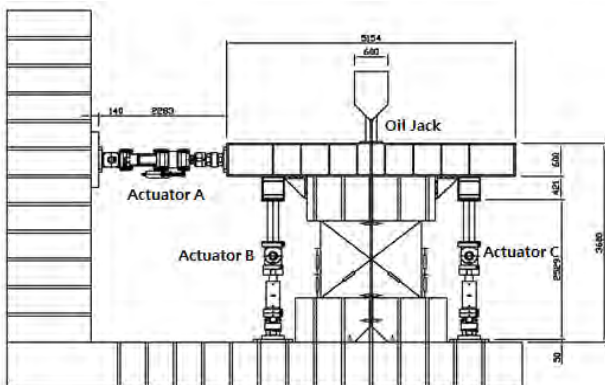


Fig. 2 Specimen setup (unit: mm)

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴 형상

실험체의 최종 균열 및 파괴 양상은 Fig. 6과 7에 나타내었다. 두 실험체 모두 40 t-m의 휨모멘트 가력 시부터 횡보강근 간격을 따라 균열이 발생하기 시작하였고, 1/200의 변형상태에서 정(+), 부(-)방향 가력 시 발생한 휨균열이 교차하여 비보강 영역에서 전단균열로 진행되었다. 이후 벽체 전체에 휨균열과 전단균열이 확산되었으며, 1/50의 변형상태에서 두 실험체의 압축측 단부에서 수직 균열이 발생하기 시작하였다. 그러나 특수전단벽 SW-S 실험체는 압축측 콘크리트의 피복만 탈락되기 시작한 반면, 횡보강근의 간격이 완화된 특수전단벽 SW-SS 실험체의 경우 압축철근의 좌굴이 발생하였다. 이후 두 실험체의 파괴 속도에서의 차이만 있을 뿐, 압축측의 콘크리트 압축파괴로 인한 콘크리트 탈락 현상이 발생하여 철근이 노출되고 휨철근의 좌굴로부터 인장측 철근의 끊어짐 현상이 발생하는 최종 파괴의 양상은 동일하였다.

Fig. 8은 벽체 하부의 철근 응력분포를 나타낸 것이다. 두 실험체의 벽체 단부 휨철근 변형률의 변화를 살펴보면, 벽체가 최대 휨모멘트에 도달한 이후 철근의 항복 변형률인 0.002를 훨씬 넘어서는 것을 알 수 있다.

벽체의 단부 경계요소 설치구간에 설치되는 횡보강근은 단부의 코어 콘크리트를 구속하여 압축강도를 증진시

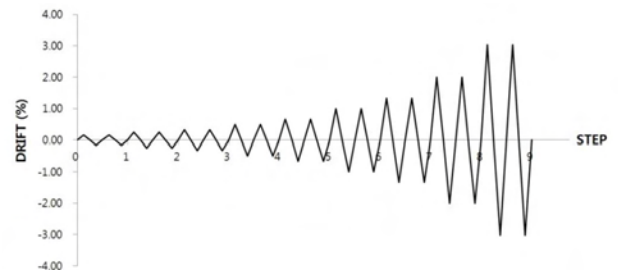


Fig. 3 Lateral loading history

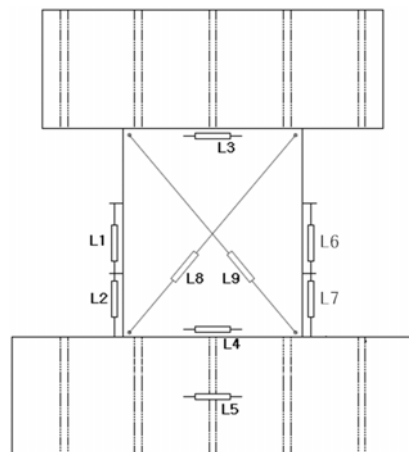
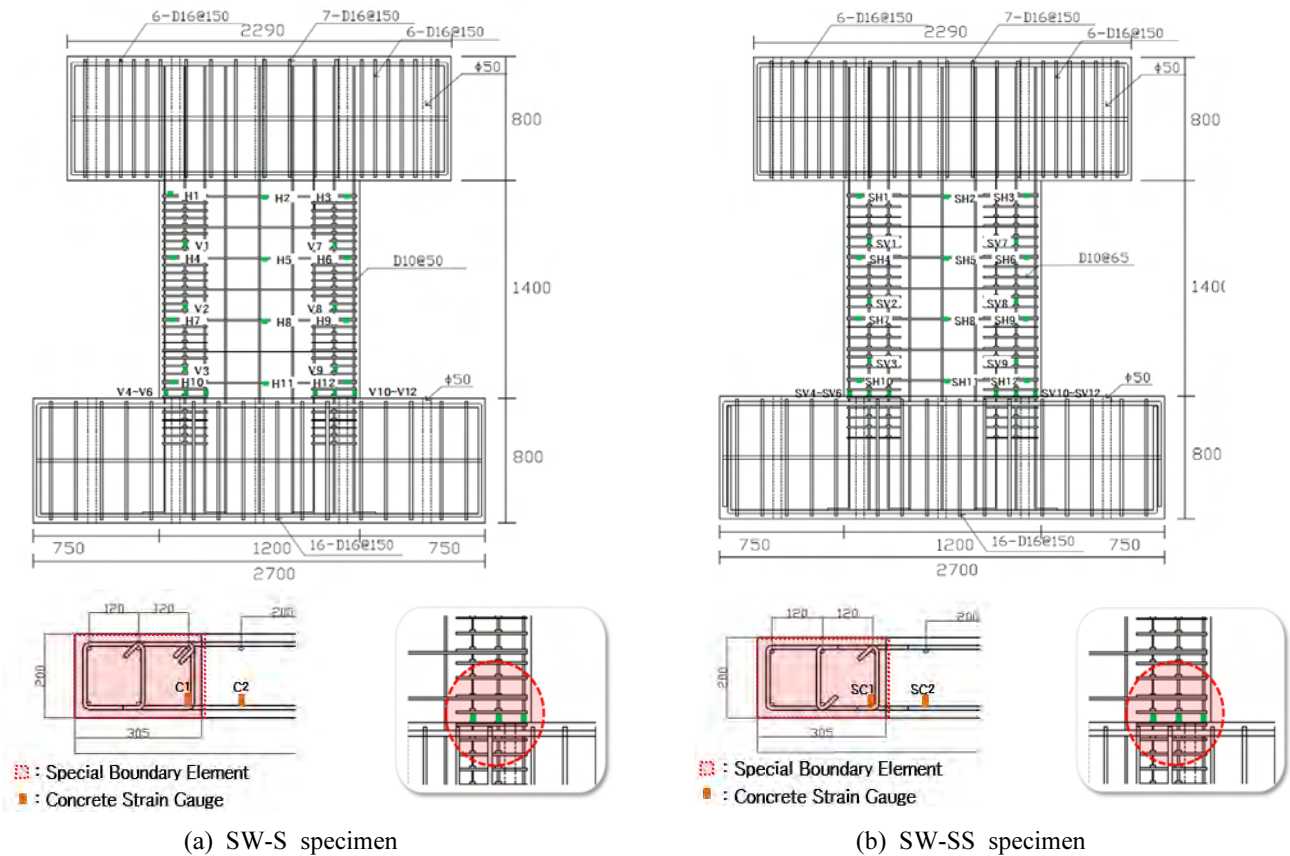


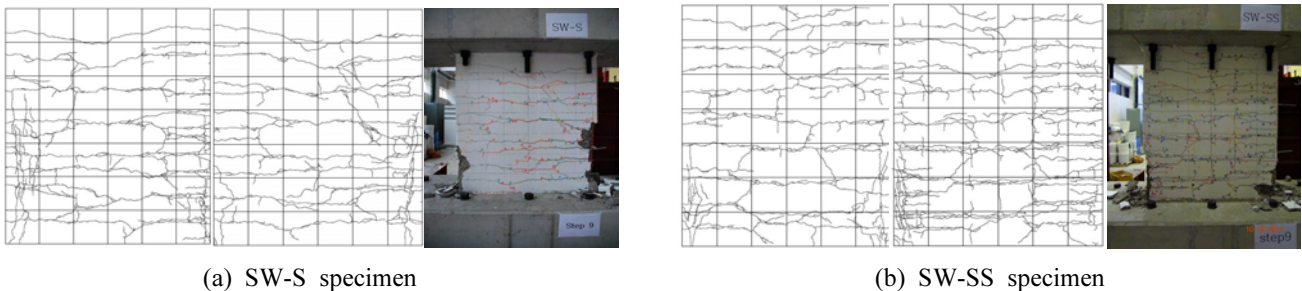
Fig. 4 Locations of LVDT



(a) SW-S specimen

(b) SW-SS specimen

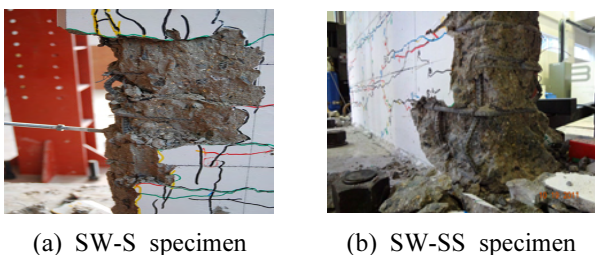
Fig. 5 Locations of strain gauge (unit: mm)



(a) SW-S specimen

(b) SW-SS specimen

Fig. 6 Final crack and damage distributions



(a) SW-S specimen

(b) SW-SS specimen

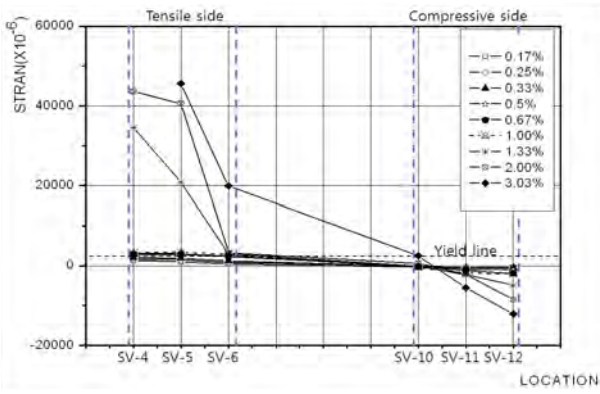
Fig. 7 Damage distributions of special boundary element

키는 역할을 한다. 벽체가 최대 휨모멘트 강도에 도달한 이후에도 횡보강근에 의해 구속된 압축 단부가 벽체에 가해지는 모멘트로 인한 압축력에 대하여 계속하여 저항함에 따라 압축측 콘크리트의 압괴가 지연되고, 그 동안 인장측 휨철근의 소성 이력이 충분히 발휘되었음을 알 수 있다. 이는 압축측 콘크리트의 압괴 발생 이후 인장측

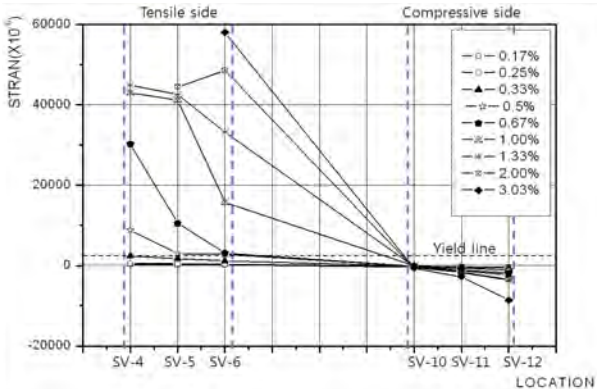
철근이 곧바로 끊어지면서 이와 동시에 실험체가 매우 취성적으로 파괴되는 결과와도 부합된다. 다만 횡보강근의 간격이 상대적으로 넓은 SW-SS 실험체의 경우 균열 및 파괴 양상에 있어서 SW-S 실험체에 비해 조기에 압축철근 좌굴이 발생 하였던 바 횡보강근 간격을 변수로 한 추가적인 실험적 연구가 필요할 것으로 보인다.

3.2 모멘트-회전위비 관계

Fig. 9의 모멘트-곡률 그래프에 나타난 바와 같이 실험체 SW-S는 부방향(-) 가력 시 1.3% 회전위비에서 최대강도 95.03 t-m와 정방향(+) 가력 시 2.9% 회전위비에서 83.02 t-m를 보였으며, 회전위비 3%의 두 사이클을 모두 통과하고 회전위비 3.5%의 첫 번째 사이클에서 파괴되었다. 실험체 SW-SS는 부방향(-) 가력 시 1.87% 회전위비에서

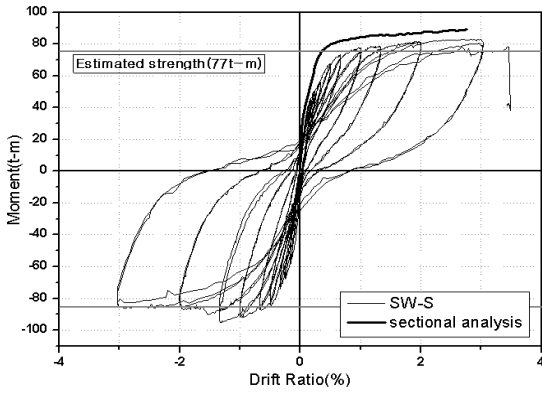


(a) SW-S specimen

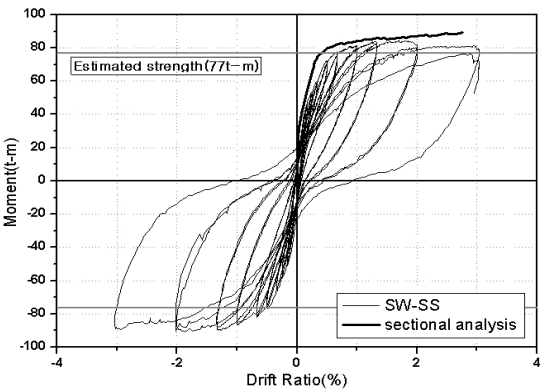


(b) SW-SS specimen

Fig. 8 Stress distribution of the bottom reinforcement



(a) SW-S specimen



(b) SW-SS specimen

Fig. 9 Comparison with specimen moment-drift ratio

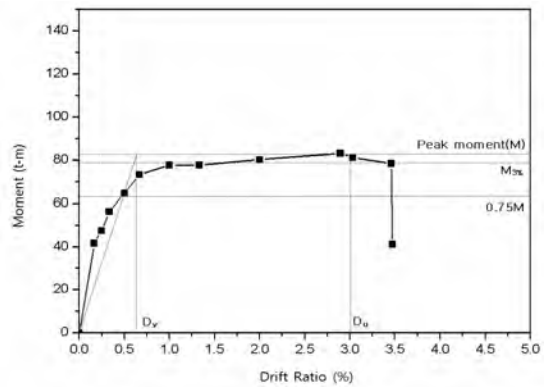
최대강도 90.55 t-m와 정방향(+) 가력 시 1.7% 횡변위비에서 84.55 t-m를 보였으며, 횡변위비 2%의 두 사이클을 모두 통과하고 횡변위비 3%의 두 번째 사이클에서 파괴되었다.

두 실험체의 최대 모멘트 강도만을 비교했을 경우 약간의 차이는 있으나 모두 예상강도 77 t-m를 웃도는 충분한 성능을 보여 주었으며, 최대강도에 도달 이후 최대강도의 80% 이하로 저하되어 파괴에 이르기까지 두 실험체가 동일한 횡변위비의 사이클에서 발생하였다는 점에서 거의 유사한 성능을 가진 것으로 사료된다.

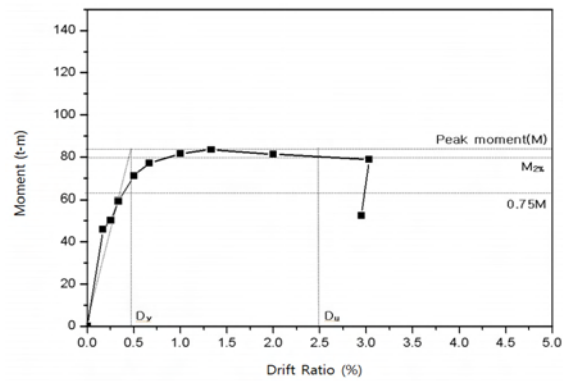
3.3 연성 및 에너지 소산 능력

이 연구에서는 전단벽 실험체의 횡저항 성능을 평가하기 위하여 Pan과 Mochle³⁾의 연구에서 사용된 변위연성지수(displacement ductility index)를 사용하였다.

Fig. 10은 각 실험체의 포락곡선을 나타낸 것으로 각 횡변위비 첫 번째 사이클의 최대모멘트 값을 표시한 것이다. 이 포락 곡선 상에서 회전연성도는 항복시의 회전각에 대한 실험체 최대회전각의 비를 통하여 정의 하였다. 여기서 항복강도는 최대강도의 60%에 해당하는 강도를 기준으로 산정하였으며, 최대회전각은 다음과 같이 정의 하였다. SW-S실험체는 변위비 3%의 두 사이클을 모두 완료하였으므로 3%를 기준으로 하였고, SW-SS 실험체의 경우에는 3% 변위비의 첫 번째 사이클 완료 후



(a) SW-S specimen



(b) SW-SS specimen

Fig. 10 Evaluation of ductility

두 번째 사이클 진행 도중 파괴되었으므로, 최대회전각을 2.5%로 보는 것이 합리적이라 판단하여 2.5%를 기준으로 하여 이에 해당하는 변위를 사용하였다.

그 결과 실험체 SW-S는 4.84, 실험체 SW-SS 4.81로 두 실험체의 연성지수가 거의 같은 것으로 나타나 두 실험체 모두 매우 높은 회전연성도를 보여 주었으며, 횡저항 성능이 유사한 것으로 판단된다.

또한 접합부의 횡하중 저항 성능을 표현하는 지표로서 ACI ITG⁴⁾에서 언급한 등가점성감쇠비를 사용하였다. 등가 점성 감쇠(equivalent viscous damping)는 진동을 해석할 목적으로 가정된 선형 점성 감쇠의 값으로 벽체의 이력곡선을 둘러싼 직사각형의 면적에 대한 이력곡선의 면적 비로 산정이 되는데 이를 통해 에너지 소산 능력을 가시화 할 수 있다.

이 실험에서는 두 실험체의 등가점성감쇠비를 동일한 조건에서 산정하기 위하여 각 횡변위비의 두 번째 사이클의 면적만을 고려하였다. SW-S 실험체의 경우 3.0% 횡변위까지 측정하여 13.35~33.70의 등가점성감쇠비 변화가, SW-SS 실험체의 경우 2.0% 횡변위까지 측정하여 14.14~25.46의 등가점성감쇠비 변화가 측정되었다. 두 실험체 모두 회전각 0.5%에서 가장 낮았고 이후로 상당한 증가량을 보이는 것으로 나타났으며, Fig. 11에 나타난 각 실험체의 등가점성감쇠비로 변위비 2.0% 까지의 에너지 소산 능력이 유사함을 알 수 있었다.

4. FEMA P695에 따른 내진성능평가

4.1 해석모델

이 연구에서는 완화된 배근상세를 갖는 특수전단벽 구조시스템의 내진성능을 FEMA P695²⁾에서 제시하는 방법론에 따라 평가하기 위하여 그에 제시된 PG(performance group)의 선정 요구 항목을 고려하여 3가지 유형의 표준 모델을 수립하고, 각 표준모델별로 전단벽구조시스템의 내진상세에 따라 설계된 해석모델을 사용하였다. 이에 3

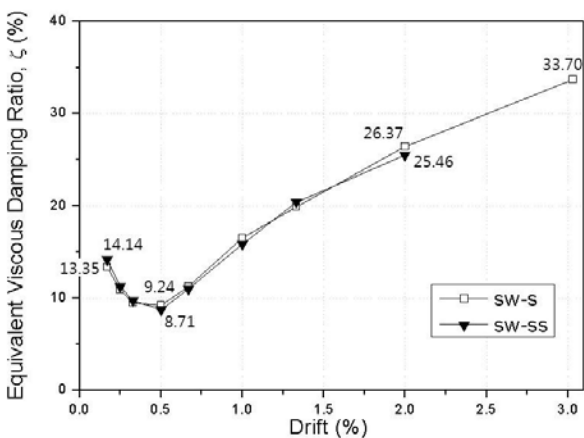


Fig. 11 Equivalent viscous damping

가지의 표준모델과 주기 영향에 따른 2가지 높이, 그리고 내진상세에 따른 구조물의 성능을 파악하기 위하여 보통전단벽, 특수전단벽, 완화된 특수전단벽 3가지의 배근상세가 고려된 총 18개의 해석모델을 선정하여 Table 3에 나타내었다. 해석 모델 선정을 위한 아파트의 평면은 Fig. 12에 나타내었다.

보통전단벽과 특수전단벽 구조시스템은 건축구조기준(KBC2009)¹⁾에 의해 설계되었으며, 완화된 특수전단벽은 현 규정 상 요구되는 특수전단벽 구조시스템의 상세를 완화한 것으로 앞서 실시한 실험을 근거로 하여 특수경계요소 설치구간의 횡보강 철근비를 달리하여 설계하였다. 해석모델에 대한 비선형 해석에는 Powell 교수가 개발한 PERFORM-3D⁵⁾ 프로그램을 사용하였으며, 특수전단벽 구조시스템의 콘크리트 구속 효과를 반영하기 위해 Fig. 13에 나타난 Kent and Park⁶⁾의 모델을 이용한 콘크리트 구속과 비구속에 따른 응력-변형률 관계를 반영하였다.

4.2 비선형 정적 푸쉬오버 해석

이 연구에서는 구조시스템별 초과강도계수(Ω_o)와 주기기반 연성계수(μ_T)를 계산하고, 개발된 구조모델의 검증을 위하여 비선형 정적 푸쉬오버 해석을 수행하였다. FEMA P695²⁾의 해석은 ASCE/SEI 41-06⁷⁾의 일반적인 절차에 따라 실시하며, 기존의 내진성능계수(seismic performance factor, SPF)와 푸쉬오버의 개념은 그대로 준용한다. 표준

Table 3 Performance groups used in the evaluation

Basic config.	Design load level		Period domain	Reinforcement detail
	Gravity	Seismic		
TYPE 1	High	SDC D_{min}	25F	Normal
				Special
				Relaxed special
			35F	Normal
				Special
				Relaxed special
TYPE 2	High	SDC D_{min}	25F	Normal
				Special
				Relaxed special
			35F	Normal
				Special
				Relaxed special
TYPE 3	High	SDC D_{min}	25F	Normal
				Special
				Relaxed special
			35F	Normal
				Special
				Relaxed special

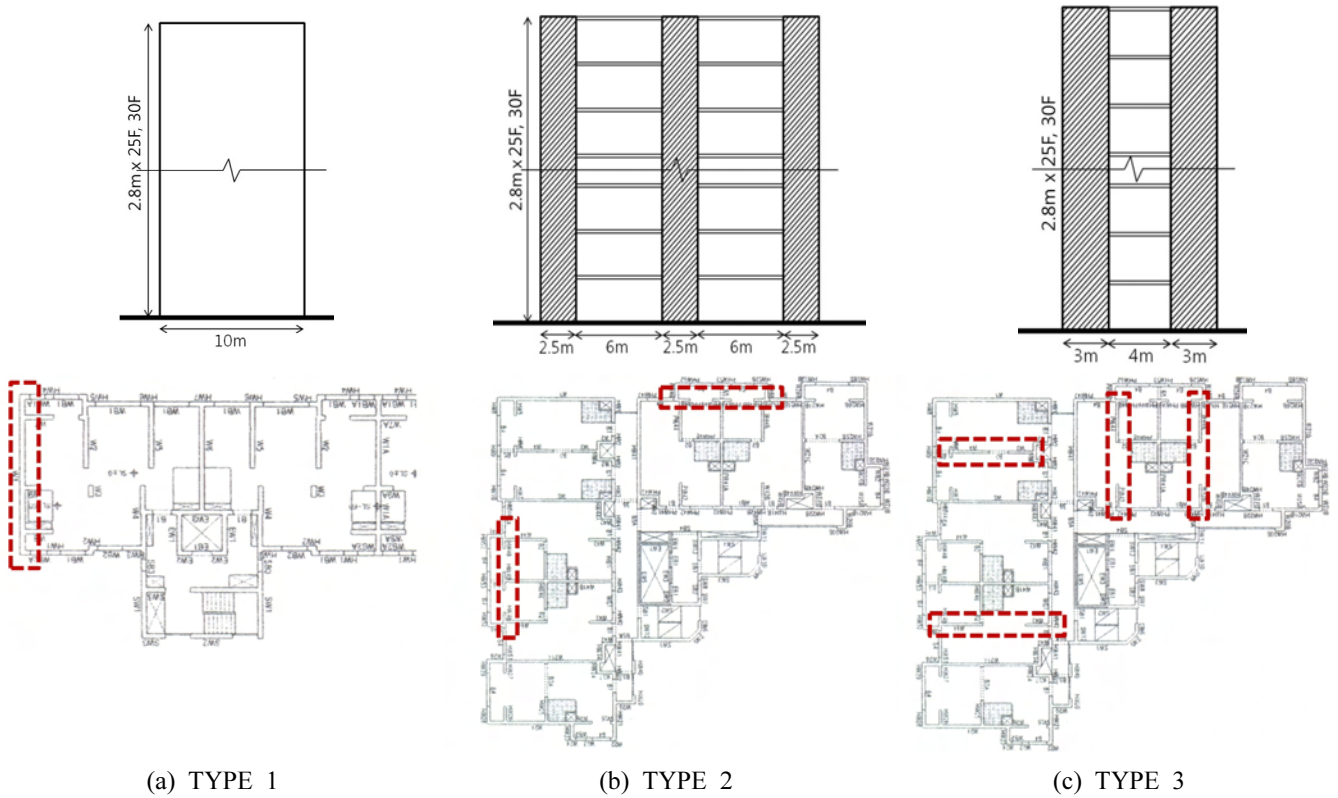


Fig. 12 Elevation and floor plan of archetype models

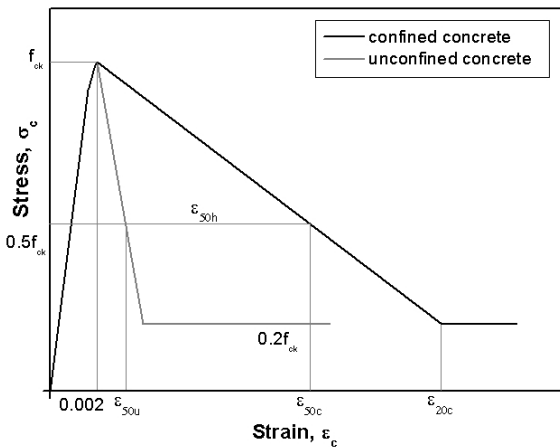


Fig. 13 Concrete stress-strain relationship by Kent and Park

모델의 초과강도계수(Ω_o)와 주기기반 연성계수(μ_T)는 식 (1)로 산정한다.

$$\Omega_o = \frac{V_{\max}}{V}, \mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (1)$$

여기서, 최대변위는 구조물의 최대 밀면전단력의 80%에 해당하는 변위값($0.8 V_{\max}$)으로 정의하였다. Fig. 14와 Table 4에 각 표준모델에 대한 푸쉬오버 곡선과 초과강도계수(Ω_o) 및 주기기반 연성계수(μ_T)를 나타내었다.

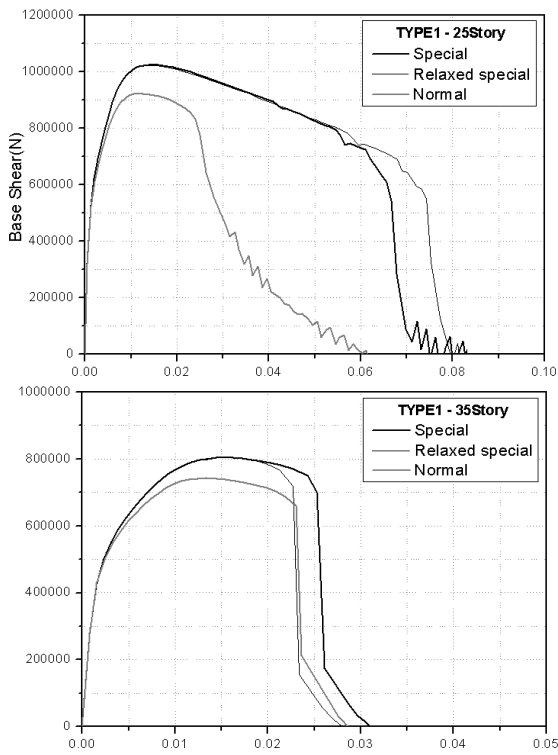
비선형 정적 푸쉬오버 해석 결과에 따르면 표준모델 1의 경우 세 가지 구조시스템의 초기 강성이 비슷했으나

최대강도에 도달한 이후 보통전단벽은 급격한 강도 저하를 나타나고 있으며, 그에 반해 특수와 완화된 특수전단벽은 완만한 감소를 보여주며 우수한 연성능력을 보여주었다. 표준모델 2의 경우 세 가지 구조시스템의 이력거동이 거의 유사하게 나타나고 있는데, 이는 전단벽 전체에 대한 특수경계요소 구간의 비율이 일체식 벽식 구조인 표준모델 1보다 상대적으로 적어 특수상세의 효과가 두드러지지 않은 것으로 판단된다. 반면 표준모델 2보다 큰 비율의 특수경계요소를 갖는 표준모델 3의 보통전단벽의 경우 급격한 강도 저하를 보이며 붕괴하는 취성적 거동을 보이거나, 특수와 완화된 특수전단벽의 경우 훨씬 연성적으로 거동하는 것을 알 수 있었다.

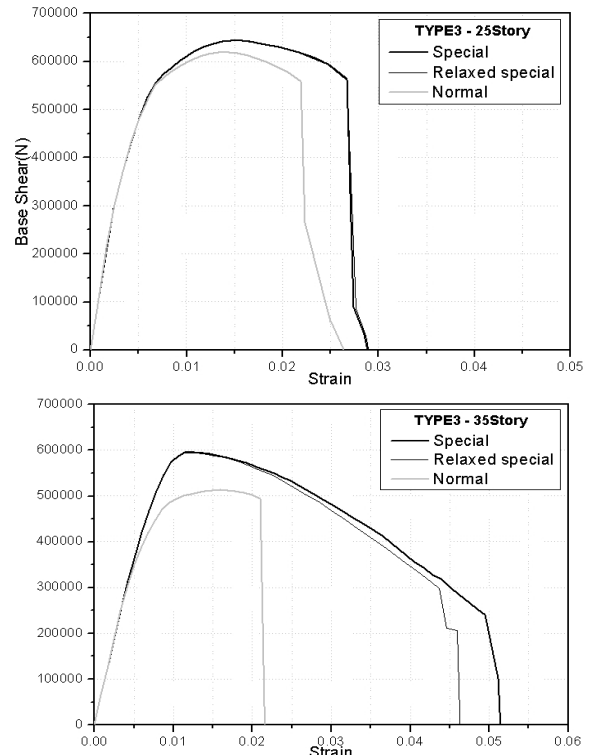
4.3 비선형 동적 증분 해석

이 연구에서는 우리나라 건축구조기준의 지진위험도를 고려한 20개의 지반운동기록을 사용하여 동적증분해석(incremental dynamic analysis, IDA)을 수행하였다. 동적증분해석(IDA)은 구조물이 탄성에서 동적 불안정 상태에 이르기까지 지반가속도의 크기를 증가시키면서 비선형 시간이력해석을 수행하여 지반가속도의 증가 수준에 따른 구조물의 전체 거동을 파악하는 방법으로, FEMA P695²⁾에서는 Vamvatsikos and Cornell⁸⁾에 의한 방법을 따른다.

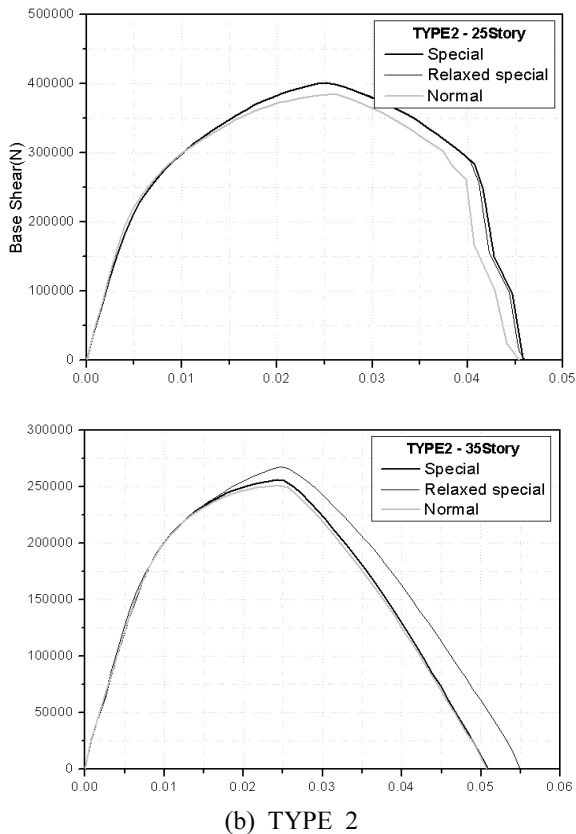
동적증분해석(IDA)은 각 지반 가속도의 크기(intensity measure, IM)에 대해 비선형 시간이력 해석 결과 값 증 평가하고자 하는 요소 값들(damage measure, DM)로 나타



(a) TYPE 1



(c) TYPE 3



(b) TYPE 2

Fig. 14 Pushover curves of archetype model (Continued)

낸다. IM은 PGA(peak ground acceleration), $S_d(T_1, 5\%)$ (5%-damped first-mode spectral acceleration) 등을 사용하며, DM은 지붕층 변위비(θ_{roof}), 최대 층간 변위비(θ_{max}) 등을 사용할 수 있다. 이 연구에서는 IM은 감쇠비 5%와 1차 모

Fig. 14 Pushover curves of archetype model

Table 4 Results of the overstrength factor(Ω_o) and the period-based ductility(μ_T) by pushover

Archetype models		Ω_o	μ_T	
TYPE 1	25F	Normal	2.889	20.461
		Special	3.182	37.074
		Relaxed special	3.176	37.858
	35F	Normal	2.669	11.333
		Special	2.875	11.594
		Relaxed special	2.874	10.378
TYPE 2	25F	Normal	4.729	4.956
		Special	5.175	4.516
		Relaxed special	5.174	4.513
	35F	Normal	9.539	4.182
		Special	9.829	4.070
		Relaxed special	10.581	3.989
TYPE 3	25F	Normal	2.925	4.496
		Special	3.176	5.264
		Relaxed special	3.174	5.266
	35F	Normal	2.643	3.144
		Special	3.074	3.915
		Relaxed special	3.067	3.791

드 주기를 갖는 단자유도의 스펙트럼 가속도($S_a(T_1, 5\%)$)를, DM은 최대 층간 변위비(θ_{max})를 사용하였다.

완화된 특수전단벽의 IDA 곡선과 모든 표준모델에 대한 결과 값은 Fig. 15와 Table 5에 나타내었다.

여기서 표준모델이 동적증분 해석 시 붕괴에 도달했을 때의 스펙트럼 강도인 \hat{S}_{CT} 는 과도한 횡변위가 발생하여 P- Δ 효과로 인해 스펙트럼 가속도의 증가 없이 최대 층간변위각이 지속적으로 증가하기 시작한 지점이며, Vamvatsikos and Cornell⁸⁾에 따라 IDA 곡선상의 초기 탄성 기울기의 20%가 되는 지점으로 정의하였다. 단, 구조물의 불안정성이나 붕괴가 나타나지 않았던 모델에 대하여는

전단벽 압축단부의 콘크리트 변형률이 0.004를 넘는 지점을 기준으로 하였다.

붕괴여유비율(collapse margin ratio, CMR)은 표준모델의 동적증분해석(IDA)을 통하여 얻어진 붕괴에 도달했을 때의 스펙트럼 강도인 \hat{S}_{CT} 와 최대발생가능지진(maximum considered earthquake ground motion)의 지반운동 강도인 S_{MT} 의 비로 산정하였다.

그 결과 특수전단벽 구조시스템이 완화된 특수전단벽 구조시스템 보다 더 높은 붕괴마진율(CMR)을 가진 것으로 나타나 더 낮은 붕괴위험도를 가지고 있음을 확인할 수 있었다. 이는 예상된 결과이지만 완화된 특수전단벽

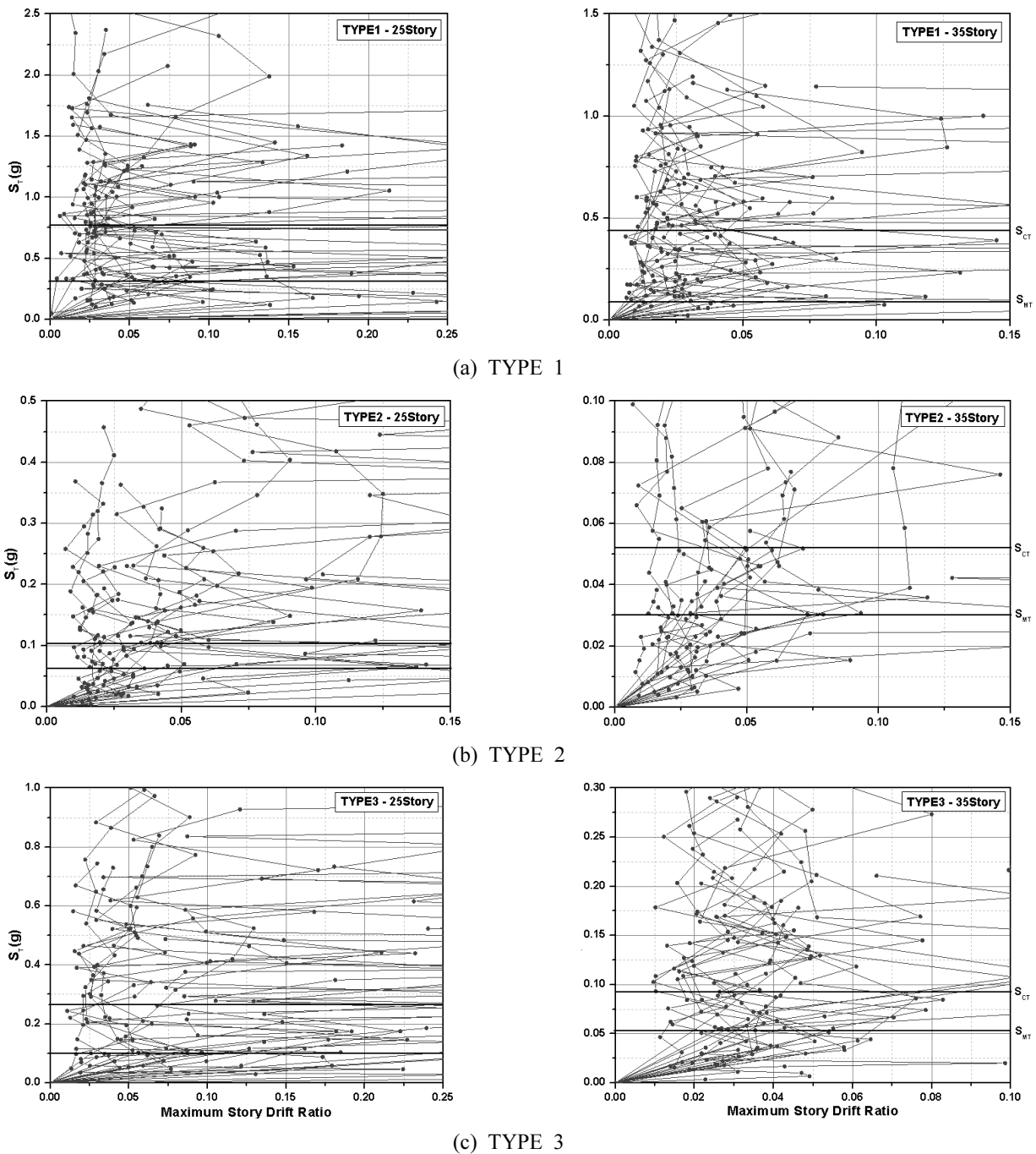


Fig. 15 IDA curves of archetype model

Table 5 CMR (collapse margin ratio) of archetype models

Archtype models		\hat{S}_{CT}	S_{MT}	CMR	
TYPE 1	25F	Normal	0.6328	0.2700	2.3435
		Special	0.9626	0.2710	3.5522
		Relaxed special	0.7718	0.2710	2.8482
	35F	Normal	0.2746	0.1366	2.0098
		Special	0.4929	0.1371	3.5938
		Relaxed special	0.4052	0.1371	2.9546
TYPE 2	25F	Normal	0.0991	0.0619	1.5992
		Special	0.1174	0.0603	1.9454
		Relaxed special	0.1089	0.0603	1.8050
	35F	Normal	0.0445	0.0330	1.3497
		Special	0.0605	0.0330	1.8342
		Relaxed special	0.0579	0.0330	1.7538
TYPE 3	25F	Normal	0.1460	0.1054	1.3841
		Special	0.2701	0.1055	2.5587
		Relaxed special	0.2646	0.1055	2.5068
	35F	Normal	0.0819	0.0585	1.3996
		Special	0.1413	0.0584	2.4178
		Relaxed special	0.1236	0.0584	2.1139

Table 6 Summary of collapse results for special shear wall structural system with relaxed reinforcement detail

Archtype models		CMR	μ_T	SSF	ACMR	Accept ACMR	Pass/fail
TYPE 1	25F	2.848	37.85	1.272	3.623	1.73	Pass
	35F	2.954	10.37	1.37	4.047	1.73	Pass
	Avg.	-	-	-	3.835	2.30	Pass
TYPE 2	25F	1.805	4.513	1.278	2.288	1.73	Pass
	35F	1.753	3.989	1.37	2.402	1.73	Pass
	Avg.	-	-	-	2.345	2.30	Pass
TYPE 3	25F	2.506	5.266	1.294	3.244	1.73	Pass
	35F	2.113	3.791	1.241	2.624	1.73	Pass
	Avg.	-	-	-	2.934	2.30	Pass

구조시스템의 붕괴마진율(CMR)과의 차이가 그다지 크지 않다는 점에서 특수전단벽 구조시스템과 거의 근접한 안전도를 보유하고 있다고 판단된다. 또한 보통전단벽과 비교하여도 충분한 붕괴안전도를 보유하고 있음을 알 수 있다.

4.4 내진성능평가

이 연구에서는 건축구조기준에 제시되지 않은 새로운 구조시스템에 대한 내진성능을 평가해 볼 수 있는 FEMA P695²⁾의 방법론에 따라 완화된 특수전단벽 구조시스템의 내진성능을 평가하였다. FEMA P695²⁾는 성능기반 내진설계를 기본 개념으로 지진데이터와 구조물의 거동에 관한 다양한 실험 데이터를 이용하여 붕괴위험도에 대한 확률적 평가를 바탕으로 지진력 저항시스템의 내진성능계수(seismic performance factor, SPF)를 정량화하는 방법으로, 이를 이용한 2차원 비선형 해석모델에 대한 내진성능평가를 수행하여 기존의 구조시스템 및 새로운 구조시스템에 대한 확률적 위험도를 평가한다. FEMA P695²⁾에 따라 조절된 붕괴여유비율(adjusted collapse margin ratio, ACMR)을 구하기 위해 지진파의 스펙트럼 형상과 구조물의 연성능력, 주기에 따른 응답의 특성 등을 반영하기 위한 스펙트럼 형상계수(spectral shape factors, SSF)와 앞서 동적증분해석(IDA)을 통해 얻어낸 붕괴여유비율(CMR)을 이용한다. 또한 기준의 완성도, 실험데이터의 질적 수준, 지반진동이력의 다양성, 비선형 모델에 내포된 불확실성을 보정하기 위한 지표인 β_{TOT} (total system uncertainty)에 따라 붕괴확률을 구하여 표준모델의 ACMR(adjusted collapse margin ratio)과 비교하여 적합성을 판단하도록 한다. 완화된 배근상세를 갖는 특수전단벽 구조시스템의 표준모델에 대한 내진성능평가의 결과는 Table 6에 나타내었다.

표준모델 각각의 주기와 연성계수에 따른 SSF와 Accept ACMR를 결정하기 위한 β_{TOT} (total system uncertainty)의 값은 FEMA P695²⁾에 따라 결정되었는데, β_{TOT} 의 결정을 위한 설계기준의 완성도(β_{DR})는 superior, 실험데이터의 충분성(β_{TD})은 fair, 표준모델의 한계 반영(β_{MDL})은 fair로 판정하여 β_{TOT} 의 값은 0.650으로 결정하였다. 이에 따라 PG(performance group)별 ACMR의 평균값이 ACMR 10%인 2.30을 넘어야 하고, 각 표준모델은 ACMR20%인 1.73 이상이 되어야 한다. 이 연구에서 선정된 완화된 특수전단벽 구조시스템의 PG의 평균값은 각각 3.8355/2.3457/2.9347로서 ACMR10% 2.30을 넘는 결과를 얻었으며, 각각의 표준모델의 ACMR 값 역시 TYPE 1은 3.6232/4.0470, TYPE 2는 2.2887/2.4026, TYPE 3은 3.2446/2.6247로서 ACMR20%인 1.73을 넘어서는 것으로 제시된 기준을 모두 만족하였다.

5. 결 론

이 연구의 전단벽 실험체에 대한 실험적 연구와 이에 근거한 구조시스템의 내진성능평가에 대한 해석적 연구의 결과를 정리하여 요약하면 다음과 같다.

- 1) 구조실험에 있어 벽체의 파괴 시점은 단부의 횡보강근의 구속방법이 아니라 횡보강근의 간격과 밀접한 관련이 있는 것으로 보인다. 최대 휨강도에 도달한 이후 벽체의 거동은 휨철근의 휨에 대한 저항능력이

아니라 압축측 콘크리트의 압괴지연에 의해 좌우되었음을 알 수 있다. 두 실험체의 양 단부는 경계요소 횡보강근과 주근에 의해 강하게 구속되어 콘크리트 본래의 강도 이상의 성능을 발휘하게 되었다.

- 2) 최대강도, 모멘트-회변위 관계, 연성 및 에너지 소산능력 등을 비교·분석한 결과, 완화된 특수전단벽은 규준에 따른 특수전단벽에 비하여 연성과 에너지 소산능력에 있어 차이를 보이고 있으나, 현재 건축구조기준에서 제시하는 1.5% 수준의 층간회변위비 조건은 충분히 만족하고 있었다. 따라서 중약진지역을 대상으로 한 특수전단벽의 설계 및 시공에 있어 대안으로서의 가능성을 가지고 있다 판단된다.
- 3) 두 실험체는 강도 증진 효과 및 최대강도 도달 이후의 강성저하의 형태는 유사하나, 연성에 있어 큰 차이를 보이고 있다. 횡보강근 간격이 다소 넓은 SW-SS 실험체의 경우 최종 파괴시 U bar와 tie bar의 결속에는 전혀 변화가 없이 횡보강근 사이로의 주근의 좌굴발생과 동시에 코어 콘크리트의 급속한 압괴에 의하여 파괴되었고, 횡보강근의 간격이 좁은 SW-S 실험체의 경우 주근의 좌굴발생 시점과 양상이 지연되었으며, 주근의 좌굴 정도 또한 차이가 있었다. 따라서 특수 경계요소 설치구간의 횡보강근 간격을 변수로 하는 전단벽에 대한 추가적인 실험적 연구와 데이터 축적이 필요할 것으로 보이며, 이를 통해, 이 연구를 통해 제안한 이상의 완화된 배근 상세를 제안함으로써 시공성은 더욱 향상시키면서 목표로 하는 성능을 만족시키는 전단벽의 설계가 가능할 것으로 보인다.
- 4) FEMA P695²⁾에서 제안하는 PG(performance group)으로 분류한 3가지 형태의 표준모델을 각각 보통전단벽, 특수전단벽, 완화된 특수전단벽 구조시스템으로 설계하여 내진성능평가를 위한 비선형 해석을 수행하였다. 비선형 정적 푸쉬오버 해석의 결과 특수전단벽과 완화된 특수전단벽의 구조적 거동이 유사하게 나타났으며, 특수경계요소 구간에서의 철근 체적비가 더 클수록 우수한 연성능력을 보여주었다.
- 5) 비선형 정적 푸쉬오버 해석과 비선형 동적증분해석(IDA)을 수행하여 FEMA P695²⁾에 따라 성능평가를 실시한 결과, 완화된 특수전단벽의 PG(performance group)별 ACMR(adjusted collapse margin ratio) 값과 평균값 모두 허용 범위를 만족하는 것으로 나타났

다. 이는 표준모델 모두 허용 가능한 성능에 도달했다고 판단할 수 있으며 요구되는 내진성능을 만족하는 것으로 사료된다.

- 6) 이 연구에서는 특수경계요소의 횡보강 간격과 구속방법에 대한 변수만을 고려한 실험과 평가가 이루어졌다. 따라서 향후 더욱 다양한 변수를 고려한 실험적 연구와 평가가 추가적으로 진행되어 국내 조건에 적합한 특수전단벽 상세가 설계되어야 할 것이다.

감사의 글

이 논문은 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2012년도 첨단도시개발사업에 의해 수행되었습니다(11 첨단도시 C04). 또한 이 연구는 LH공사의 “준특수전단벽 구조시스템의 내진성능평가” 연구용역의 일부로서 관계자 여러분께 감사드립니다.

References

1. Architectural Institute of Koera, *Korean Building Code and Commentary*, Seoul, 2009, pp. 461-462.
2. FEMA, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2009.
3. Pan, A. A. and Moehle, J. p., “Reinforced Concrete Flat Plates under Lateral Loading : An Experimental Study including Biaxial Effects,” *No.UCB/EERC-88/16*, University of California, Berkeley, 1988.
4. *ACI, Innovation Task Group 1 and Collaborators, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI ITG/TI.1-01) and Commentary (ACI ITG/TI.1R-01)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
5. Computers and Structures, Inc., *PERFORM Components and Elements for PERFORM 3D and PERFORM-Collapse ver 4*, CSI, Berkeley, CA, 2006.
6. Scott, B. D., Park, R., and Priestley, M. J. N., “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Ratio Rates,” *Doctoral Thesis*, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 1989, 285 pp.
7. ASCE, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE Standard ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.
8. Vamvatsikos, D. and Cornell, C A., “Incremental Dynamic Analysis,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 2000, pp. 491-514.

요 약 구조형식별로 구조물의 안정성 확보를 위해 KBC2009에 새로이 도입된 높이제한에 따라, 내진설계범주D에 해당되는 60 m 이상의 RC 구조물을 계획할 경우 특수전단벽을 의무적으로 사용해야 한다. 그러나 특수전단벽의 엄격한 횡보강 배근상세는 시공성 및 경제성에 부정적 영향을 미칠 것으로 예상된다. 그래서 이 연구에서는 현 규준에 따른 특수전단벽보다 완화된 배근 상세를 갖는 특수전단벽을 제안하고, 특수전단벽과의 성능 비교를 위하여 각각 두 개의 실험체를 제작하고 횡방향 반복 하중 실험을 실시하였다. 또한 그 실험 결과를 반영한 보통전단벽, 특수전단벽, 완화된 특수전단벽 구조시스템의 해석모델을 설계하여 FEMA P695에 따른 방법론으로 내진성능평가를 실시하였다.

핵심용어 : 특수전단벽, 특수경계요소, FEMA P695, 주기하중재하 실험, 동적증분해석(IDA)