

# 高强度 콘크리트를 사용한 R/C 剪斷壁의 強度와 變形能力

## Strength and Deformation Capacity of R/C Shear Walls Using High Strength Concrete under Cyclic Loads

○ 吳 領 勳 \*      尹 顯 道 \*      崔 彰 植 \*\*      李 利 衡 \*\*\*  
Oh, Young-Hun      Yun, Hyeon-Do      Choi, Chang-Sik      Lee, Li-Hyung

### ABSTRACT

Results are presented of the cyclic loading tests of three low-rise shear wall assemblages using high strength concrete. The possibilities of achieving an acceptable level of energy dissipation in one story shear walls, mainly by flexural yielding, are examined. Mechanisms of flexural and shear resistance are reviewed with emphasis on aspects of sliding shear. Detrimental effects of sliding shear are demonstrated together with improvement achieved by use of diagonal wall reinforcements. It is postulated that with suitably arranged diagonal wall reinforcements a predominantly flexural response mode with good energy dissipation characteristics can be achieved in low-rise shear walls.

### 1. 序 論

連層剪斷壁을 포함하고 있는 鐵筋콘크리트造 高層 建物을 大地震에 對하여 충분히 안전하도록 設計하기 爲해서 剪斷壁에 충분한 剪斷耐력과 韌性을 확보해 주는 것이 必要하다. 즉 大地震時 가장 많은 損傷을 받게 되는 下層部 剪斷壁을 引張降伏 先行型의 파괴모드로 유도함으로써 降伏後의 非彈性 變形에서 韌性을 確保해 주는 것이다. 그러나 既存의 剪斷壁에 관한 研究는 剪斷破壞를 대상으로 한 것이 대부분이며<sup>1), 2)</sup>, 引降伏을 대상으로 한 研究<sup>3), 4)</sup>는 적은 편이다.

本 研究는 剪斷스핀비(M/QD)를 0.75로 하고 剪斷壁의 파괴모드로서 引降伏을 設定하는 Wall-Frame 構造의 終局強度 設計를 임두에 두고 剪斷壁의 靜의 反復加力 實驗을 行한 것이다. 中層 建物의 連層 剪斷壁에서 最下層部分을 대상으로 삼아 配筋量, 配筋方法과 耐力-變形能力의 關係를 미끄러짐 剪斷(Sliding Shear)에 중점을 두어 규명한다.

### 2. 實 驗

#### 2.1 試驗體 計劃

試驗體는 7층 철근콘크리트造 건물<sup>5)</sup>의 連層剪斷壁의 최하층 部分을 대상으로 하였으며, 이를 약 1/4 크기로 縮小한 模型 試驗體로서 기둥을 포함하는 1층 1스팬의 剪斷壁으로 構成되어있다. 試驗體의 形狀 및 配筋狀況을 그림1에 나타내었다. 兩側 기둥의 破壞로 耐力이 決定되지 않도록 하고 壓縮 側 콘크리트의 拘束效果 및 主筋의 挫屈防止를 爲하여 특히 基礎上部面에서부터 높이 1/3 이하의 범위에서 帶筋量을 增加시켰다.

試驗體 構成을 表1에 나타내었다. SW1 및 SW2는 전형적인 剪斷壁의 配筋方法을 사용한 試驗體로서 SW1은 引降伏에 이르지 못하고 斜引張力에 의해 초기에 脆性破壞하며, SW2는 이러한 問題점을 해결하고자 剪斷耐력을 충분히 공급해주므로써 斜引張 破壞防止와 引降伏에 도달하도록 계획하였다. SW3는 引降伏後 미끄러짐 剪斷에 의한 破壞를 방지하기 爲하여 최대 引강도의 35%를 X자형 보강근이 부담하도록 설계하였다.

콘크리트는 설계기준강도를 420kg/cm<sup>2</sup>으로 계획하였으며 타설후 초기강도를 얻기 爲하여 70℃-6시간, 2회 증기양생함으로써 高强度 콘크리트를 얻었다.

#### 2.2 材料 試驗

시험체에 사용된 콘크리트와 철근의 재료시험 결과는 表2 및 表3에 나타나 있다.

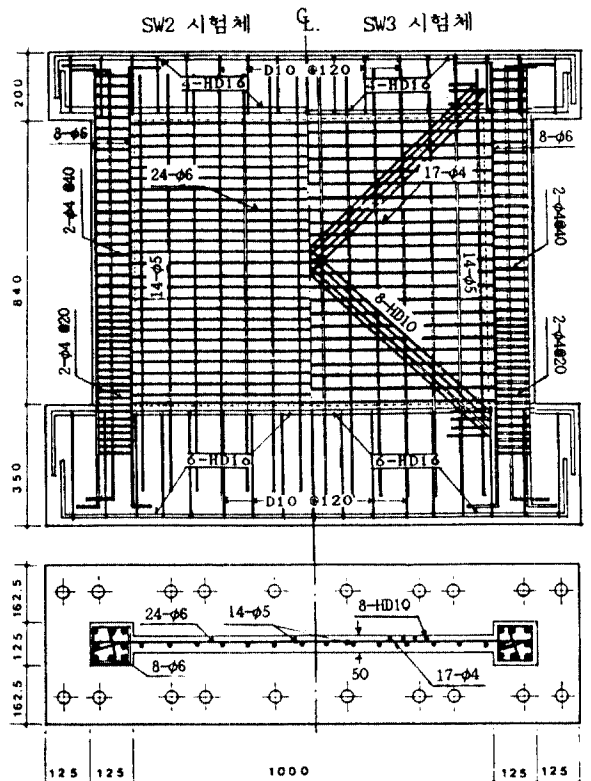


그림 1. 試驗體의 形狀 및 配筋狀況

\* 漢陽大 大學院 碩士課程

\*\* 正會員, 漢陽大 大學院 博士課程

\*\*\* 正會員, 漢陽大 教授, 工博

表 1. 試驗體 一覽

시험체명	SW1	SW2	SW3	
전단스편비 (N/QD)	0.75	0.75	0.75	
콘크리트의 압축강도 Fc(kg/cm <sup>2</sup> )	420	420	420	
벽	두께 (mm)	50	50	50
	수직철근 (X)	14-Φ5 (0.53)	14-Φ5 (0.53)	14-Φ5 (0.53)
	수평철근 (X)	12-Φ5 (0.53)	24-Φ6 (1.60)	17-Φ4(1.56)*
기둥	단면 (mmxmm)	125 x 125	125 x 125	125 x 125
	주근 (X)	8-Φ6 (1.43)	8-Φ6 (1.43)	8-Φ6 (1.43)
	대근** (X)	2-Φ4 #20 Φ4 #40(1.30)	2-Φ4 #20 Φ4 #40(1.30)	2-Φ4 #20 Φ4 #40(1.30)
X자형 보강근	—	—	8-HD10	
압축응력도 cσo (kg/cm <sup>2</sup> )	52.0***	—	—	

\* X자형보강근을 포함한 등가철근비 \*\* 0 < h < 280 2-Φ4 #20  
Φ4 #40  
\*\*\* 기둥 단면적에 대하여 (N/QD) 280 < h < 840 2-Φ4 #30  
Φ4 #60

表 2. 鐵筋의 引張強度 試驗結果

종류	탄성계수 (t/cm <sup>2</sup> )	항복강도 (t/cm <sup>2</sup> )	εy (x10 <sup>-6</sup> )	인장강도 (t/cm <sup>2</sup> )	신율 (%)
HD10	1980	4.29	2845	6.35	19.0
Φ 6	1889	4.24	2511	6.81	9.1
Φ 5	1856	4.05	2553	6.33	12.2
Φ 4	1910	4.97	2602	6.48	5.5

表 3. 콘크리트의 壓縮強度 試驗結果

압축강도 (kg/cm <sup>2</sup> )		인장강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	탄성계수 (t/cm <sup>2</sup> )	슬럼프 (cm)
20 일	25 일			
464	489	43.5	263.8	6.5

2.3 實驗方法

試驗體 設置狀況을 그림2에 나타내었다. 그림에서와 같이 反力壁에 설치된 水平剪斷力用 50t MTS Actuator에 의해 試驗體 上部 加力보 (단면 220mm x 200mm)에 引連된 橫梁을 통하여 加力되었으며, 軸力(SW1의 경우)은 試驗體 上部의 프레임에 설치된 25t MTS Actuator를 이용하여 軸力載荷用 Load Beam을 통하여 梁속 기둥에 일정(각 기둥 단면에 대하여 N=8.125t, cσo=52.0kg/cm<sup>2</sup>)하게 載荷되었다. 加力은 雙位制御 加力方法을 채택하였으며, 荷重履歷은 그림3에 나타난 것과 같이 正負 反復 加力에 의해 1/70 rad의 部材角까지 加力하는 것을 原則으로 하였다 雙位測定은 L.V.D.T.를 사용하여 試驗體 上部에서 전체의 水平變位를, 梁속 기둥에서 鉛直變位 및 水平變位 등을 측정하였고, 鐵筋의 變形度는 主要部位에 부착된 W.S.G.로부터 컴퓨터 온라인 시스템에 의해 自動測定되었다.

3. 實驗結果 및 分析

3.1 龜裂 및 破壞狀況

각 試驗體의 最終 破壞狀況을 그림4에 표시하였다. 各 試驗體 모두 部材角 1/1600 정도에서 基礎와 기둥 및 壁面의 接合部位에서 翳龜裂이 발생하였으며, 이후 部材角이 증가함에 따라 翳龜裂은 기둥 상부면에서 발생하였다. 기둥속의 1.5배 위치에서 발생한 翳龜裂은 部材角 1/800 정도에서 벽면의 剪斷龜裂과 引連되는 翳-剪斷龜裂로 引連되었다. 기둥단면에 대해서 50 kg/cm<sup>2</sup>의 일정한 軸應力을 받은 SW1 試驗體는 부재각의 증가에 따라 기둥 및 벽면 전체로 균열이 확산되어 典型的인 斜引張 龜裂이 발생되었으나(그림 4(a)), 部材角 1/500 정도에 이르렀을 때 편심축력으로 발생한 비틀림모멘트에 의해 급격히 파괴에 이르렀다. SW2 및 SW3 試驗體에 있어서 降伏한 이후의 龜裂 및 破壞는 상호 명백히 다른 樣相을 보이고 있다. 즉, SW2 試驗體는 충분한 水平剪斷補強筋으로 인하여 部材 回轉角이 증가되어도 초기 사이클에서 발생한 壁面龜裂의 閉閉만 있을 뿐 더 이상의 龜裂發生은 引連되지 않았다. 따라서 최종 파괴는 기초와의 接合面을 따라 일어나는 미끄러짐 剪斷 破壞(Sliding Shear Failure)에 의하였으며 이때 梁속 기둥의 주근 및 대근도 破斷되었다(그림 4 (b)). 반면에 SW3 시험체는 부재각의 증가에 따라 벽면 전체로 균열이 擴散 進展되어 갔으며, 最終 破壞는 翳 梁속 부분의 사압괴(Diagonal Compression Failure)에 의하였다(그림 4(c)).

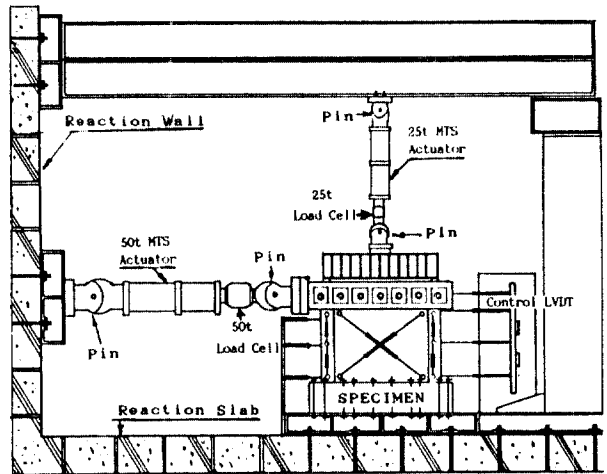


그림 2. 試驗體 設置狀況

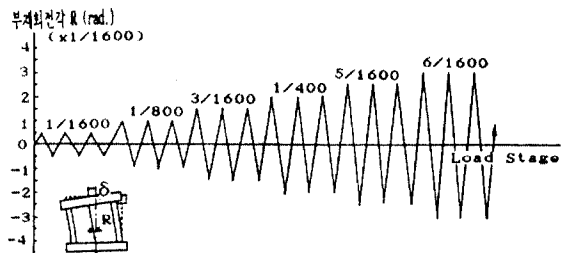


그림 3. 荷重 履歷

表 4. 實驗値와 計算値의 比較

구분	SW 2		SW 3			
	실험	계산	실험/계산	실험	계산	실험/계산
휨균열 하중 <sup>*1</sup> (ton)	12.3	9.6	1.28	11.8	9.6	1.23
휨항복 모멘트 <sup>*2</sup> (ton·m)	16.3	15.2	1.07	22.7	23.7	0.97
최대 모멘트 <sup>*3</sup> (ton·m)	19.0	17.1	1.11	27.8	26.4	1.05
전단력 (ton) <sup>*4</sup>	(20.2)	(18.2)		(29.5)	(28.1)	
전단 내력 <sup>*5</sup> (ton)		35.5		35.5		
파괴 모드	Sliding Shear		Diagonal Compression			

\*1.  $cQ_r = (1.8\sqrt{F_c + N/A_o}) \cdot Z_o / h$   
 \*2.  $M_y = \{0.8A_t \cdot \sigma_y + 0.4A_w \cdot \sigma_{wy} + 0.5N(1 - c\sigma_o/F_c)\} \cdot D$   
 \*3.  $M_u = A_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 A_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w$   
 \*4.  $Q_{su} = M_u / 0.75 D$   
 \*5.  $Q_{su} = \left[ \frac{0.068 P_{t_o}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{(M/QD) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{wh} + 0.1 \sigma_o} \right] \cdot b_o \cdot j$

$cQ_r$  : 휨균열하중 (ton)  
 $M_y$  : 휨항복 모멘트 (t·m)  
 $M_u$  : 최대모멘트 (t·m)  
 $Q_{su}$  : 전단력 (ton)  
 $Q_{su}$  : 전단내력 (ton)  
 $F_c$  : 콘크리트 28일 압축강도 (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 $N$  : 축방향 외력 (Kg)  
 $A_o$  : 유효단면적 (cm<sup>2</sup>)  
 $Z_o$  : 유효단면계수 (cm<sup>3</sup>)  
 $h$  : 높이 (cm)  
 $A_t$  : 인장축 기둥의 주근 총단면적 (cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$  : 인장축 기둥의 주근 항복강도 (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 $l_w$  : 벽의 길이 (기둥 중심간 거리) (cm)  
 $A_w$  : 벽 수직철근 총단면적 (cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{wy}$  : 벽 수직철근의 항복강도 (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 $D$  : 기둥 외면 사이의 거리 (cm)  
 $P_{t_o}$  :  $100 \times A_t / b_o \cdot l_w$  (%)  
 $Q$  : 밀면 전단력 (Kg)  
 $P_{wh}$  : 수평전단보강근의  $b_o \cdot d$ 에 대한 비  
 $\sigma_{wh}$  : 수평전단보강근의 항복강도 (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_o$  : 축방향력/전체단면적  
 $b_o$  : 등가의 장방형 단면의 폭 (cm)  
 $j$  :  $7/8 \cdot d$

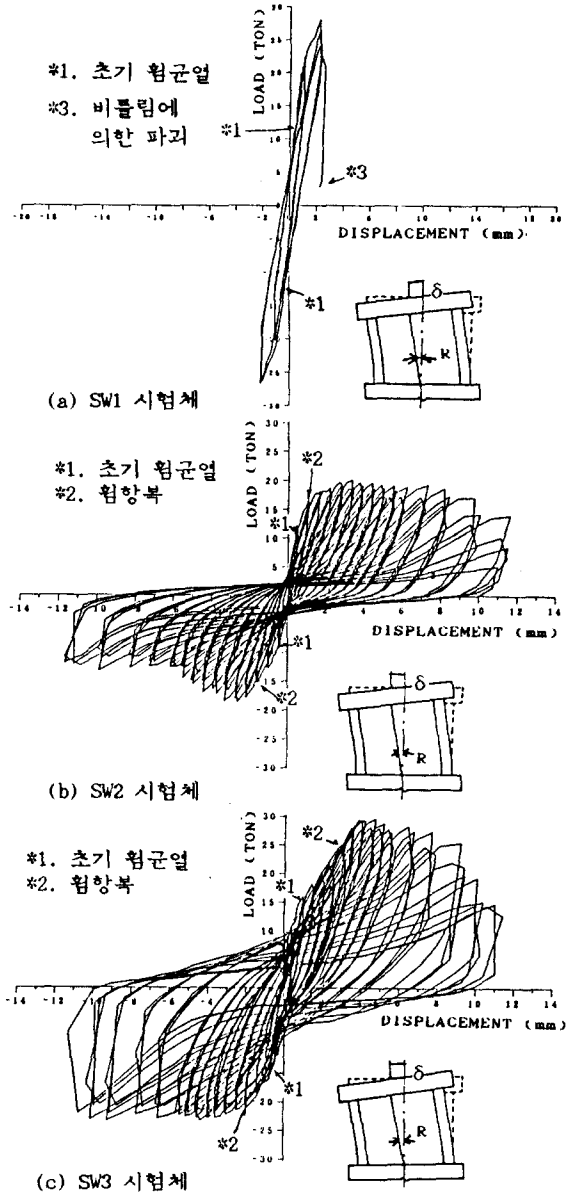


그림 5. 試驗體의 荷重-變位 關係

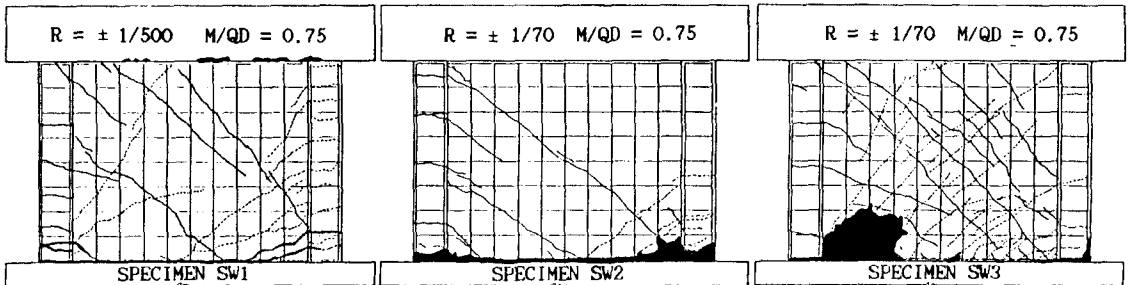


그림 4. 試驗體의 最終 破壞狀況

### 3.2 荷重-變位 曲線

각 試驗體의 荷重-變位 關係를 그림5에 나타내었다. SW2 및 SW3 시험체의 荷重-變位 關係로부터 試驗體의 전체적인 舉動을 파악하고 强度和 剛性的 變化 및 에너지 消散能力에 대한 比較와 評價가 제시되었다(단, SW1 시험체에 대해서는 실험상의 문제로 제외함). 또한 表4에서 보여지는 바와 같이 既存의 經驗式에 의한 휨强度 및 剪斷强度의 計算値는 實驗値와 最大 11%의 誤差로 비교적 精確하게 일치하고 있다.

#### (1) 强度의 變化

非彈性 變形이 진행되는 동안 適用된 最大 剪斷力의 變化는 降伏時 適用된 剪斷力 ( $R = 1/800$  rad)과 部材回轉角의 증가에 따른 最大剪斷力과의 관계로서 그림6에 제시되었다. 試驗體의 최대내력은 SW2가  $R=1/267$  rad 일때 +사이클에서 20.16t, - 사이클에서 18.41t SW3는  $R=1/178$  rad 일때 + 사이클에서 29.54t, - 사이클에서 23.42t 으로서 각각 46%, 27%의 强度上昇이 있었다. 또한 동일 部材 回轉角에서 3사이클이 진행됨에 따라 나타나는 强度低下는 + 사이클에서 兩 試驗體가 거의 유사하게 나타난 반면, - 사이클에서는 그림 7에서 보여지는 바와 같이 回轉角이 증가되는 後半部로 갈수록 SW3 試驗體가 SW2 試驗體에 비하여 安定된 樣相을 나타내고 있다.

#### (2) 剛性的 變化

荷重-變位 曲線 및 그림 8의 部材角別 剛性低下 比較에서 알수있는 바와 같이 SW2 試驗體에서는 사이클의 中반부( $R=1/267$  rad)에서 부터 미끄러짐 剪斷力에 의해 발생한 핀칭(Pinching)현상으로 인하여 剛性低下가 심각하게 나타나고 있는 반면, SW3 시험체에서는 거의 사이클 후반부 ( $R = 1/150$  rad)에서 다소의 剛性低下가 나타나고 있다. 그림 8 에서와 같이  $R=1/800$  rad 일때의 강성을 기준으로 하여 볼 때,  $R=1/200$  rad인 경우 SW2 와 SW3 試驗體의 剛性 低下率은 각각 70%, 53% 로 나타나고 있다.

#### (3) 에너지 消散能力的 比較

大地震時에 入力되어진 地震에너지를 안정된 履歴舉動을 통하여 소산할수 있다는 것은 耐震性能 상 중요한 關鍵이 되며, 특히 剪斷스팬비(M/QD)가 작은 경우에 있어서 이러한 문제는 중요하게 대두되어지고 있다.<sup>8)</sup>

그림9에서는 각 部材 回轉角에 대하여 荷重-變位 曲線으로 둘러싸인 面積으로 評價된 試驗體의 에너지 消散量을 비교하고 있는데, 휨항복에 이르기까지의 초반 사이클에서는 SW2 와 SW3의 에너지 消散量은 거의 동일하였으나, 部材 回轉角이 증가함에 따라 각 회전각별 에너지 消散量은 X字 補强筋을 갖는 SW3가 SW2에 비해 상당히 증가된다. 즉 그림 10에서와 같이 部材角  $R=1/145$  rad인 경우에 있어서, SW2에서는 250.6(t·mm), SW3에서는 472.9 (t·mm)의 에너지 消散能力으로 SW2의 약 1.89배였다.

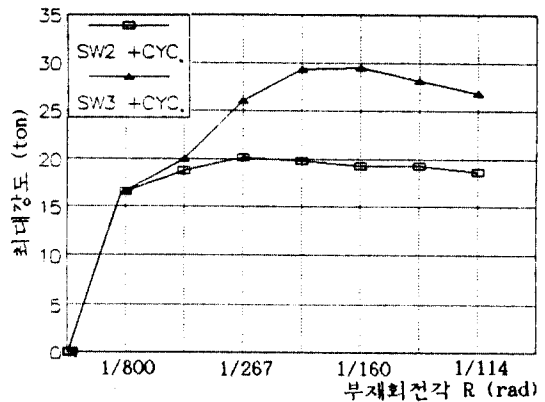
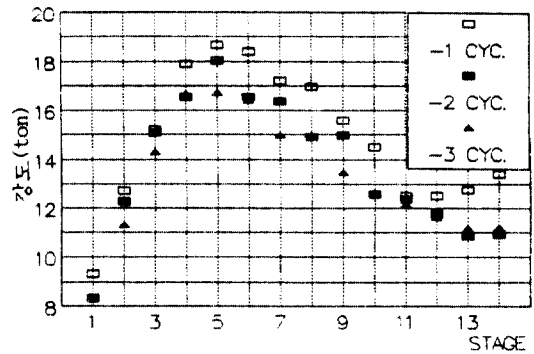
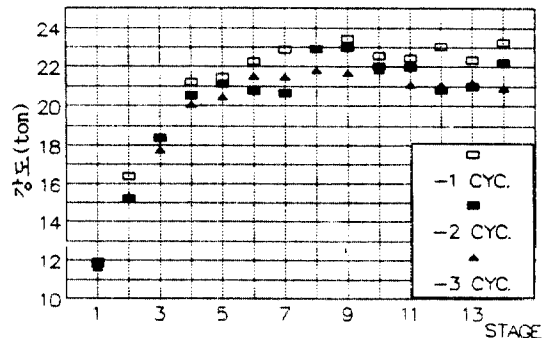


그림 6. 部材回轉角에 따른 最大耐力의 變化



(a) SW2 시험체



(b) SW3 시험체

그림 7. 各 回轉角에서의 强度低下

### 4. 鐵筋의 變形度 履歴曲線

鐵筋의 主要部位에 부착된 W.S.G.로부터 測定된 變形度를 분석해 본 結果, 휨補强筋과 X字形 補强筋은 소성힌지부에서 대부분 降伏變形度에 도달하였으며, 그림 11과 12에서 보여지고 있는 바와 같이  $R=1/200$  rad에 이르러 양측 기둥의 主筋이 좌굴항복 또는 破斷함에 따라 수직 벽철근 및 X자보

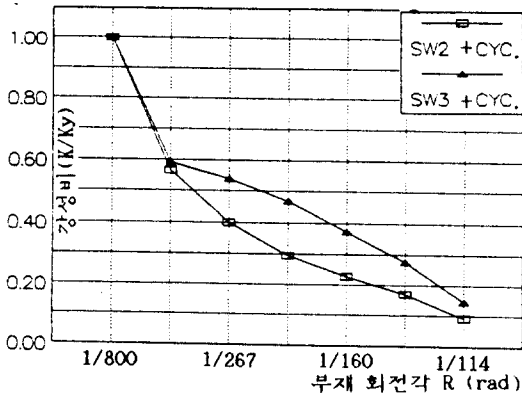


그림 8. 部材回轉角에 따른 剛性低下率

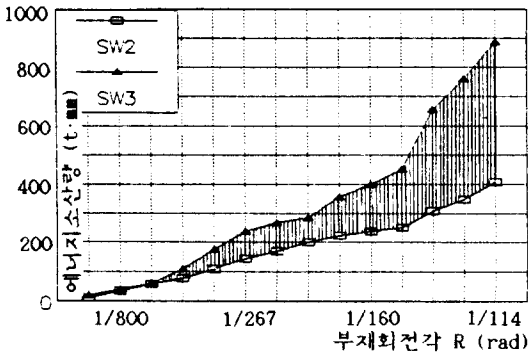


그림 9. 部材回轉角에 따른 에너지 소산량의 比較

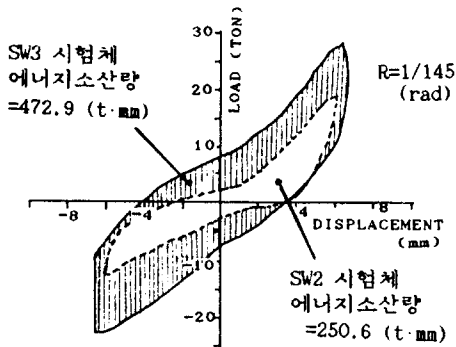
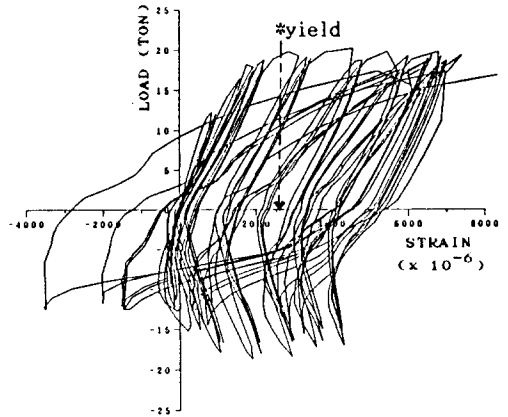
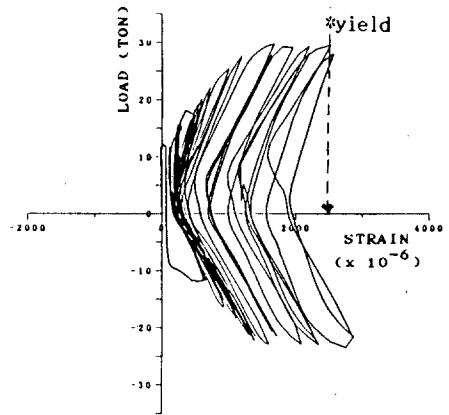


그림 10.  $R=1/145$  rad에서 에너지 소산량의 比較

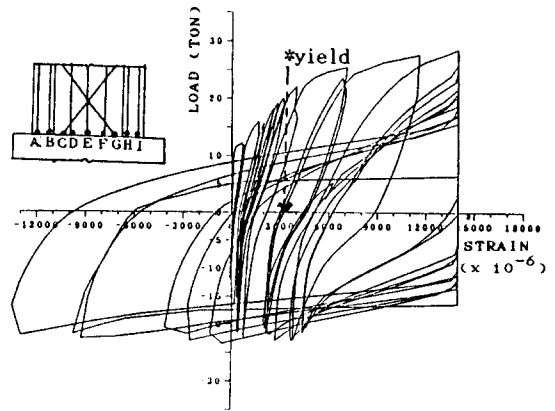
강근이 상당한 變形度에 이르고 있음을 알 수 있다. 특히 동일한 위치에서의 수직 벽철근의 變形度 履歴曲線을 비교하고 있는 그림11(a) 및 그림11(b)를 비교하여 보면, SW2 시험체의 수직벽철근의 變形度는 引張과 壓縮에 대하여 반복 變形도를 넘어서고 있는 반면, SW3 시험체의 수직벽철근의 變形도는 X字補强筋이 위치하고 있음으로 인하여 반복 變形에 이르지 않고 거의 彈性的으로 거동하고 있음을 알 수 있다.



(a) SW2 시험체 Location D

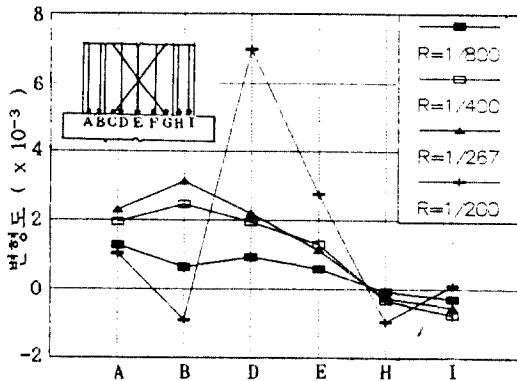


(b) SW3 시험체 Location D

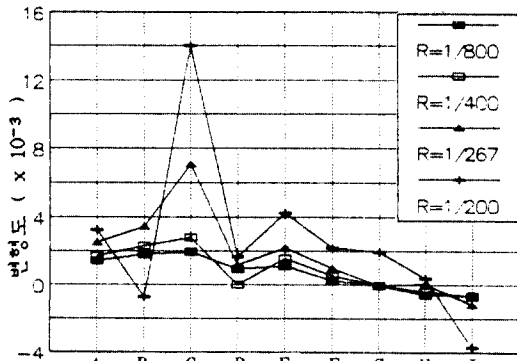


(c) SW3 시험체 Location C

그림 11. 鐵筋의 荷重-變形度 履歴曲線



(a) SW2 시험체



(b) SW3 시험체

그림 12. 回轉角의 變化에 따른 鐵筋의 變形度 變化(+ cycle)

## 5. 結論

이상의 제한된 실험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 連層剪斷壁의 最下層으로 構成된 試驗體는 降伏型의 舉動을 보여주었으며, 최종적으로 SW2 시험체에 있어서는 미끄러짐 剪斷, SW3에 있어서는 斜壓壞에 의하여 破壞되었다.

2) X字形 補強筋을 사용한 SW3 試驗體는 동일한 量의 剪斷補強筋을 갖는 SW2 試驗體에 비하여 미끄러짐 전단을 다소 방지 해줌에 따라 耐力에 있어서 최대 27% - 46% 상승하였고, 에너지消散量에 있어서는 2배 이상 높게 나타나고 있는 것으로 보아 전체적인 耐震性能面에서 우수하다고 判斷된다.

3) 본 研究에서 제공된 X字形 補強筋量은 미끄러짐 剪斷을 완전히 방지하기에는 충분하지 못하였으며, 또한 사이클 중반부에 발생하는 사압괴에 따라 급격하게 耐力이 低下되었던 점 등에 대해서는 向後 補完 研究가 필요한 것으로 思料된다.

4) 시험체의 힘强度는 既存의 經驗式에 의한 計算值과 최대 11%의 誤差로서 비교적 精確하게 評價된다고 판단된다.

끝으로 본 研究는 韓國科學財團의 目的基礎 研究費 支援下에 이루어진 연구의 일부로서 關係官 諸位께 감사한 마음을 표하는 바입니다.

## 參考文獻

1. Corley, W.G., Fiorato, A.E., and Oesterle, R.G., "Structural Walls". Publication SP-72, ACI, Detroit, Michigan, 1981, pp. 77-131.

2. Cardenas, A.E. and Magura, D.D., "Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Section", Response of Multistory Concrete Structure to Lateral Forces, SP-36, ACI, Detroit, 1973, pp. 119-150.

3. A.J. Synge, "Ductility of Squat Shear Walls", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Research Report 80-8, February 1980, 142 pp.

4. Ogata, K., and Kabeyasawa, T., "Experimental Study on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Under the Loading of Different Moment-to-Shear Ratios", Transactions, Japan Concrete Institute, Tokyo, V.7, 1985, pp. 717-724. (In Japanese)

5. U.S.-Japan Cooperative Earthquake Engineering Program, "Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures", U.S.-Japan Research, ACI SP-84, ACI, Detroit, 1985.

6. Hirosawa, M., "Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them", Building Research Institute, Ministry of Construction, Japanese Government, March 1975. (In Japanese)

7. 伊藤光康他, "連層耐震壁に関する實驗的研究", 콘크리트 工學年次論文報告集, 1987, pp. 409-412.

8. T., Paulay, "Earthquake-Resisting Shear Walls -New Zealand Design Trends", Journal of ACI, May-June 1980, pp. 144-152.

9. ATC, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Shear Walls and Frame Joints: Implication of Recent Research for Design Engineers", ATC-11, 1983, pp. 1-60, pp. 91-117.

10. R.G., Oesterle, A.E., Fiorato and W.G., Corley, "Reinforcement Detail for Earthquake-Resistant Structural Walls", Concrete International, December 1980, pp. 55-66.

11. T., Paulay, "The Design of Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance", Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 4, 1986.

12. J.M., Vallenat, V.V., Bertero and E.P., Popov "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls", Report No. UCB / EERC -79/20, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, August, 1979, 234pp.

13. Maw-Shyong Sheu, Shune-Ren Hrong and C. Lee "Damage Assessment of Low Rise R.C. Shear Walls Without Boundary Elements", proceeding of 9th World Conference On Earthquake Engineering, V. IV, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988, pp. 523-528.

14. Alex E. Cardenas, Jhon M. Hanson, W.G. Corley, and Eivind Hognestad, "Design Provisions for Shear Walls", Journal of ACI, Vol. 2, No. 5, March 1973, pp. 221-230.