

고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 비탄성 거동에 관한 실험 연구

The Inelastic Behavior of High Strength Reinforced Concrete Tall Walls

윤현도*

정학영**

최창식***

이리형****

Yun, Hyun Do Jeong, Hak Young Choi, Chang Sik Lee, Li Hyung

요 약

본 연구에서는 콘크리트 압축강도(f_c) 704kg/cm², 철근 항복강도(f_y) 5,830kg/cm²인 고강도 철근 콘크리트 고층형 내력벽에 있어서 휘항복 후 축응력에 따른 비탄성 이력특성을 규명하기 위하여 60층 철근콘크리트 초고층 건축물의 최저층부 3개층을 1/4 크기로 축소 모델링한 3층 1스팬의 바벨형(barbell shape) 독립 내력벽 실험체 3개를 제작하여 실험을 실시하였다. 본 실험의 주요변수는 내력벽 경계부재(boundary element)에 작용된 축응력으로 본 실험 연구결과에 대한 분석으로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

형상비 1.8인 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽은 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21 f_c 의 높은 축응력하에서도 수직철근의 휘항복이 선행되면서 연성적인 거동을 보였으며, 각 실험체별로 작용된 축응력에 따라 상이한 파괴양상 및 이력특성을 나타냈다. 각 실험체는 연성비(δ/δ_u) 13에서 15 사이에 휘압축부 경계부재 및 벽체 콘크리트의 압괴와 주근, 파단 등에 의해서 최종 파괴되었다. 그러나, 모든 실험체는 실험종료시까지 축력이 충분히 지지되는 휘항복형의 안정된 비탄성 이력거동을 보였다.

경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21 f_c 이내인 경우, 축응력은 내력벽의 횡하중 지지능력, 초기 회전강성 및 에너지 소산능력 등을 증대시키는 것으로 나타났다. 또한, 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 휘항복 후 경계부재에 작용된 축응력에 따른 내진성능을 평가하기 위하여 연성, 에너지, 일 및 강성 등의 개념을 도입한 손상지표(damage index)로써 각 실험체의 내진성능을 평가한 결과, 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21 f_c 이내에서 축응력이 증가됨에 따라 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 내진성능은 다소 저하되는 것으로 나타났다.

Abstract

The test results from three one fourth scale models using high-strength Reinforced Concrete ($f_c = 704 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 5,830 \text{ kg/cm}^2$) are presented. Such specimens are considered to represent the critical 3 stories of 60-story tall building of a structural wall system in area of high seismicity respectively. They are tested under inplane vertical and horizontal loading. The main variable is the level of axial stress. The amounts of vertical and horizontal reinforcement are identical for the three walls tested. The cross-section of all walls is barbell shape. The aspect

* 정회원, 건양대학교 건축공학과 전임강사, 공박
** 정회원, 포항제철 건설본부 건축연구팀 사원
*** 정회원, 대전대학교 건축공학과 부교수, 공박
**** 정회원, 한양대학교 건축공학과 교수, 공박

• 본 연구는 한국과학재단 특장기초 연구비(과제번호 : 92-29-00-13) 지원에 의한 연구의 일부임.
• 본 논문에 대한 초안은 1995년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 1995년 10월호에 그의회담을 게재하겠습니다.

ratio(h_w/l_w) of test specimen is 1.8. The aim of the study is to investigate the effects of levels of applied axial stresses on the inelastic behavior of high-strength R/C tall walls.

Experimental results of high-strength R/C tall walls subjected to axial load and simulated seismic loading show that it is possible to insure a ductile dominant performance by promoting flexural yielding of vertical reinforcement and that axial stresses within $0.21f'_c$ causes an increase in horizontal load-carrying capacity, initial secant stiffness characteristics, but an decrease in displacement ductility, energy dissipation index and work-damage index of high-strength R/C tall walls

Keywords : tall walls, energy dissipation index, work-damage index, axial stresses, inelastic behavior, high-strength reinforced concrete, structural wall system

1. 서 론

건축물의 초고층화 및 초대형화가 사회적으로 요구됨에 따라 건축물의 경량화 및 고층화를 목적으로 한 새로운 고강도 재료에 대한 연구가 활발히 진행되고 있는 실정이다.^(1,2) 이와 같은 새로운 고강도 구조재료를 사용한 초고층 건축물의 실현을 위해서는 고강도 재료를 사용한 부재의 구조적인 성능에 대한 규명이 선행되어야 한다.

그러나, 건축물이 고층화됨에 따라 지진 및 바람과 같은 횡하중의 영향이 수직하중보다 더 큰 구조적인 중요성을 갖게 된다. 이러한 이유로 초고층 건축물에 있어서 횡강성이 큰 고강도 철근콘크리트 내력벽이 주요한 내진요소로 널리 이용되고 있다. 이와 같이 내력벽이 주요한 횡하중 및 횡변위 제어요소로 이용될 경우, 초고층 건축물의 전체적인 이력거동은 내력벽에 의해 지배되며 Paulay, Kabeyasawa 등과 같은 기존 연구자의 연구 결과^(3,4,5,6)에 의하면 이러한 내력벽과 같은 횡하중 저항요소에 대한 합리적인 내진설계 개념은 전체 구조물의 붕괴없이 입력된 지진 에너지를 효율적으로 흡수 및 소산하는 연성적인 거동을 유도하는 것이며, 이와 같은 내진설계 개념에 따라 내력벽의 내진성능을 향상시키기 위해서는 내력벽의 파괴모드를 휨 파괴형으로 유도해야 한다는 것이다. 그러나, 강진시 초고층화에 따른 적재하중, 전도 모멘트 및 횡력의 증가에 의해 소성현

지가 형성될 것으로 예측되는 최저층부 내력벽은 다양한 크기의 축응력을 경험하게 되며 특히, 고강도 재료를 사용한 구조부재에 있어서 구성재료의 취성적인 특성으로 인하여 고축력시 고강도 재료를 사용한 내력벽의 내진성능이 의문시되고 있다.⁽²⁾

이에 본 연구에서는 높이에 대한 길이의 비가 1.8이며, 벽체 양단부에 경계부재(boundary element)를 갖는 바벨형 단면(barbell shape cross-section)의 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽에 있어서 휘항후 축응력에 따른 비탄성 이력특성을 규명하고 궁극적으로 초고층 건축물의 건설기술 개발을 위한 기초자료를 제공하고자 한다.

2. 실 험

2.1 실험체 계획

실험체는 골조-내력벽을 중요한 횡하중 저항요소로 포함하는 60층 철근콘크리트 초고층 건축물의 최저층부 3개층 내력벽을 1/4 크기로 축소 모델링한 3층 1스팬의 바벨형 독립 내력벽으로 구성된다. 주요변수는 경계부재에 사용되는 축응력의 크기이며, 실험체의 단면형상 및 배筋상세는 Fig. 1과 같다. 또한, 각 실험체의 특성은 Table 1에 나타낸 것과 같다.

Table 1 Details of test specimens

| Wall No. | Shape | f' _c kg/cm ² (psi) | M Q _w | Wall THK. cm | Axial Load P ton | P/A _{bc} f' _c % | Main Bar Rein. Ratio | Wall | | | Boundary Element | | |
|----------|-------|--|---------------------|-----------------|---------------------|---|----------------------|---|---------------------|---------------------|------------------|---------------------|---------------------|
| | | | | | | | | l _w × h _w × t cm × cm × cm | ρ _l % | ρ _t % | B × D cm × cm | ρ _l % | ρ _s % |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) |
| HW1 | | 600 (8535) | 1.8 | 8.5 | 81.7 | 0.21 | 1.11 | 120 × 200 × 8.5 | 0.55 | 0.55 | 18 × 18 | 1.75 | 0.78 |
| HW2 | | 600 (8535) | 1.8 | 8.5 | 46.7 | 0.12 | 1.11 | 120 × 200 × 8.5 | 0.55 | 0.55 | 18 × 18 | 1.75 | 0.78 |
| HW3 | | 600 (8535) | 1.8 | 8.5 | 0.0 | 0.00 | 1.11 | 120 × 200 × 8.5 | 0.55 | 0.55 | 18 × 18 | 1.75 | 0.78 |

(3) Specified compressive strength of concrete (4) Axial load without self weight (7) A_{bc}: Boundary element cross-section area

Table 2 Mix proportions

| W/C | S/A | Content (kg/m ³) | | | | | | |
|------|------|------------------------------|-----|-----|------|------|------|-----|
| | | W | C | S | G | S.P | A.E | M.S |
| (%) | (%) | | | | | | | |
| 30.7 | 37.0 | 160 | 520 | 620 | 1076 | 5.61 | 1.02 | 41 |

Table 3 Concrete properties

| Compressive Strength* | | | | Slump cm | Elastic Modulus t/cm ² | Poisson's Ratio |
|-----------------------|--------|---------|-----------|-------------|--------------------------------------|-----------------|
| 5 Days | 7 Days | 28 Days | 90 Days** | | | |
| 516 | 641 | 667 | 704 | 15 | 338 | 0.11 |
| (501) | (623) | (647) | (683)*** | | | |

* Average of three $\phi 10 \times 20$ cylinder compression test results

** Concrete compressive strength at the time of testing

*** Conversion compression strength of $\phi 15 \times 30$ cylinder

Table 4 Reinforcement properties

| Type & Size | Yield Stress t/cm ² | Yield Strain $\times 10^{-4}$ | Tensile Stress t/cm ² | Elastic Modulus t/cm ² | Elongation % |
|-------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------------|
| D10 | 4.22 | 2600 | 6.77 | 1983 | 13.0 |
| $\phi 6$ | 5.83* | 4940 | 6.49 | 1950 | 15.1 |

* 0.2% off set point

힘 결과는 Table 2에서 Table 4와 같다.

2.3 실험체 설치 및 가력 방법

제작된 실험체에 축력과 횡력을 가력하기 위한 실험체 설치 상황은 Fig. 2와 같다. 축력은 실험체 상부 말조에 설치된 수직 100t Actuator에 의해 HW2 실험체는 60층 철근콘크리트 건축물의 최지

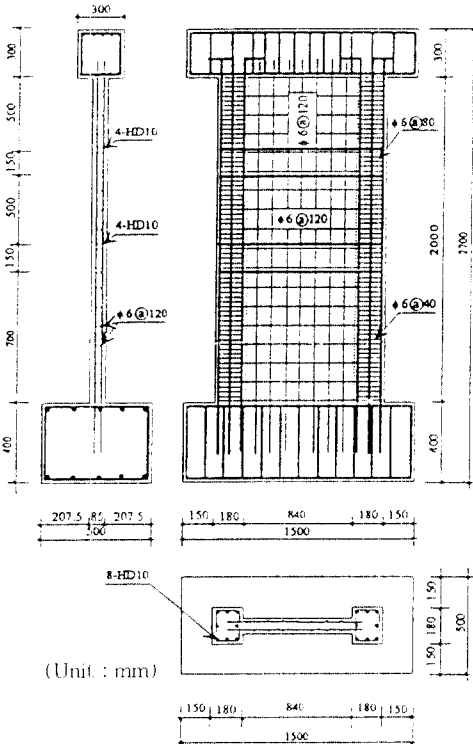


Fig. 1 Dimensions and details of structural wall specimens

2.2 실험체 제작 및 재료시험

실험체 제작시 사용된 철근은 HD10과 $\phi 6$ 이고, 사용된 콘크리트의 설계기준 강도는 600kg/cm^2 이며, 재료 시험결과 사용철근의 항복강도는 5, 830 kg/cm^2 , 부재 시험시 콘크리트의 압축강도는 704kg/cm^2 로 각각 나타났다. 실험체 제작시 사용된 콘크리트의 배합표, 콘크리트와 철근의 재료시

중부의 축응력(ETABS 해석결과에 근거)에 해당되는 $0.12f_c$, HW1 실험체는 지진시 급격한 상하(Up Down)진동에 의해 유발될 수 있는 고축응력인 $0.21f_c$ 를 각각 실험 종료시까지 일정하게 경계 부재 중앙부에 2집 가력되었다.

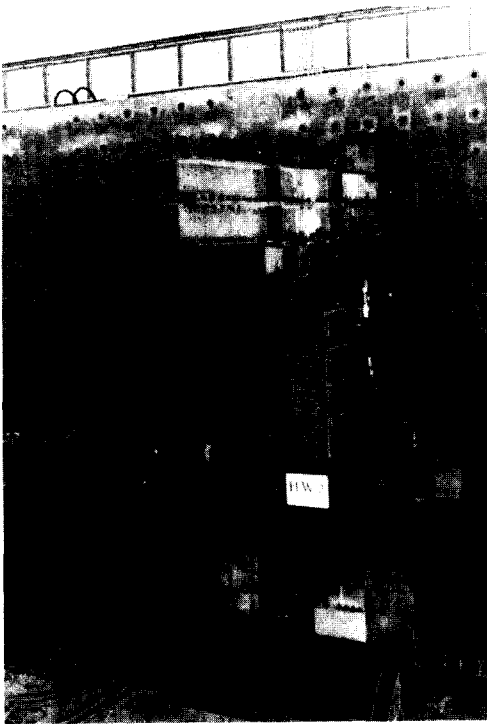


Fig. 2 Testing facility

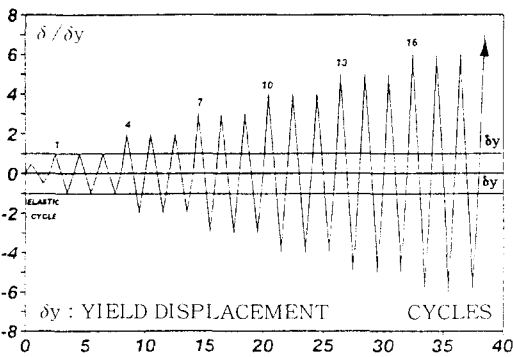


Fig. 3 Loading sequence

횡방향 가력은 문형골조에 설치된 100t Actuator에 의한 변위제어법을 채택하였으며, 적용된

변위이력은 Fig. 3과 같이 부재 항복시 변위(하중-변위 곡선상에서 급격한 강성변화가 발생하는 시점의 변위)의 배율로 짐중되는 변위이력으로 항복 변위를 결정하기전 실험체의 설치 상황 및 데이터 습득 시스템을 검토하기 위하여 예비 사이클로써 정부방향으로 1mm씩 가력되었으며, 실험체의 외부 변형은 LVDT(Linear Variable Displacement Transducer), 철근의 변형도는 WSG(Wire Strain Gage)에 의해 각각 측정되었다.

3. 실험 결과 및 분석

각 실험체의 실험결과를 Table 5, 최종 파괴 상황과 하중-변위 관계 곡선은 Fig. 4 및 Fig. 5에 각각 나타내었다.

3.1 균열 및 파괴상황

Fig. 4로부터 경계부재에 작용된 축응력에 따라 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 최종 파괴 상황은 다소 상이하게 나타나고 있음을 알 수 있다. 그러나, 초반 사이클에서의 균열발생 과정은 모두 유사하게 나타났다. HW1 실험체는 작용된 횡력이 9.49t에 이르러 인장측 경계부재 하부에 휨균열이 발생되었고, 이후 부재회전각이 증가됨에 따라 휨균열은 상부로 점차 진전되었으며 벽판에서는 기발생된 휨-전단 균열 및 전단 균열로 발전되었다. 연성비(δ/δ_y) 5에 이를 때까지 벽판에 휨-전단 균열이 3층 하부보까지 벽체 전면에 걸쳐 균등하게 발생되었다. 부재 회전각이 $1/30$ rad.에 이르는 비탄성 변형이 큰 중반 사이클에서 축응력이 $0.21f_c$ 인 HW1 실험체는 벽판 콘크리트의 압괴와 더불어 주근이 과탄되며 최종 파괴되었다. 또한, 축응력 $0.12f_c$ 인 HW2 실험체의 경우도 경계부재 및 벽체 콘크리트가 압괴되면서 최종 파괴되었으며, 횡력만 작용된 HW3 실험체는 벽체 콘크리트가 급격하게 탈락되어 벽체 철근이 노출되며 횡하중 지지능력을 상실하였다. 그러나, 경계부재에서는 피복 콘크리트만 박리되었을 뿐 코어 콘크리트 및 주근의 좌굴과 같은 심각한 피해는 발견되지 않았다.

Table 5 Summary of test results

| Wall No. | f'_c kg/cm ² | $\frac{v_{max}}{f'_c}$ kg/cm ² | V_y ton | Ductility Factor (δ/δ_y) | | | | | | | | | Failure Mode |
|----------|------------------------------|--|--------------|--|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------|
| | | | | 1(0.22%)* | | | 6(1.33%)* | | | 13(2.87%)* | | | |
| | | | | $\frac{V}{V_y}$ | $\frac{K}{K_y}$ | E_t t · cm | $\frac{V}{V_y}$ | $\frac{K}{K_y}$ | E_t t · cm | $\frac{V}{V_y}$ | $\frac{K}{K_y}$ | E_t t · cm | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) |
| HW1 | 704 | 2.00 | 28.09 | 1.00 | 1.00 | 11.88 | 1.58 | 0.26 | 599.09 | 1.30 | 0.10 | 4558.87 | F - W |
| HW2 | 704 | 1.54 | 22.69 | 1.00 | 1.00 | 9.27 | 1.62 | 0.26 | 526.53 | 1.48 | 0.11 | 3923.84 | F - W |
| HW3 | 704 | 1.09 | 12.88 | 1.00 | 1.00 | 6.34 | 1.84 | 0.32 | 269.69 | 1.80 | 0.14 | 1871.47 | W - C |

(5)~(13) : * Drift ratio($=\delta_3/h \times 100$), δ_3 : Third story lateral displacement, h : Wall height (5), (8), (11) V : Maximum shear force in 1st cycle at each stage, V_y : Yielding shear force (6), (9), (12) K : Secant stiffness in 1st cycle at each stage, K_y : Secant stiffness at yielding (7), (10), (13) : Total energy dissipation capacity (14) F - W : Flexural web crushing failure, W - C : Web crushing

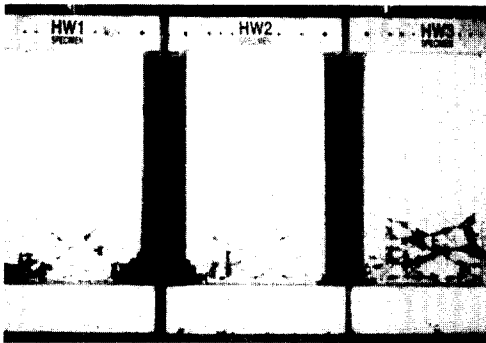


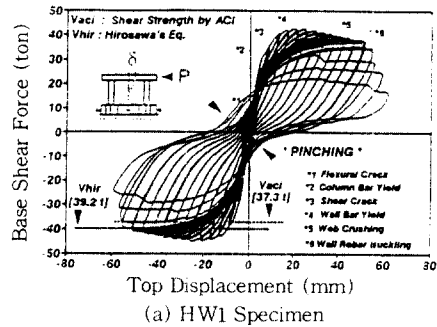
Fig. 4 Typical failure modes of wall specimens

3.2 이력 특성

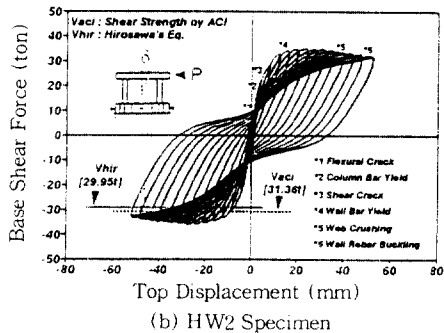
Fig. 5에 나타난 바와 같이 경계부재에 작용된 축응력이 $0.21f'_c$ 인 HW1 실험체에 있어서는 하중 반전후 고강도 재료를 사용한 부재에 고축력이 작용되는 경우 나타나는 잔류변형이 작은 전형적인 S자형 이력특성을 보였으나, 강도, 강성 및 에너지 소산능력에 있어 비교대상 실험체인 HW2 및 HW3 실험체에 비해 높게 나타났다. 반면, 축응력이 감소됨에 따라 하중 변위 관계곡선은 S자형 이력특성은 보이지 않았으며, 모든 실험체는 부재 회전각 $1/40$ rad. 이상의 대변형시까지 수직 및 수평하중 지지능력을 확보하는 휨항복형의 안정된 이력거동을 보였다.

3.2.1 최대강도

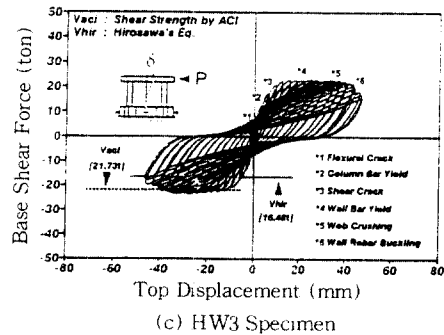
비탄성 변형이 진행되는 동안 연성비별 각 실험



(a) HW1 Specimen



(b) HW2 Specimen



(c) HW3 Specimen

Fig. 5 Load - displacement relationships

체의 최대강도 변화는 Fig. 6과 같다. 경계부재에 작용된 축응력이 $0.12f_c$ 인 HW2 실험체의 최대강도는 부재 회전각 $1/67$ rad.에서 $35.97t$, 축응력이 $0.21f_c$ 인 HW1 실험체는 부재 회전각 $1/74$ rad.에서 $45.10t$ 으로 HW2 실험체에 비해 24.4% 높게 나타났다. 또한, 횡력만 작용된 HW3 실험체의 최대강도는 부재 회전각 $1/61$ rad.에 이르러 $23.89t$ 으로 나타나 HW2 실험체 보다 33.6% 낮게 나타나 바 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 $0.21f_c$ 이내의 경우, 축응력은 내력벽의 최대 내력을 증가시키는 데 효과적인 것으로 판단된다.

3.2.2 강성

하중-변위 관계로부터 얻은 각 실험체의 전단, 휨 및 전체 활선강성(secant stiffness)변화를 Fig. 7(a)부터 (c)에 각각 나타내었다. Fig. 7(c)의 연성비별 전체 활선강성 변화로부터 알 수 있

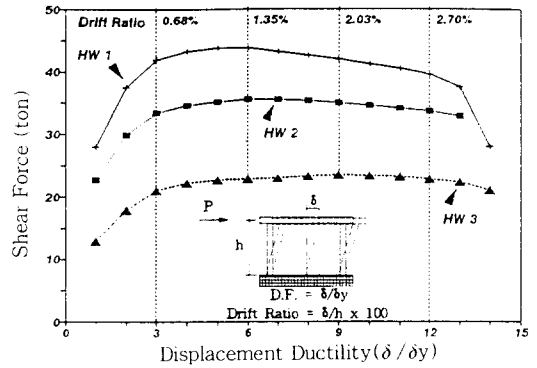
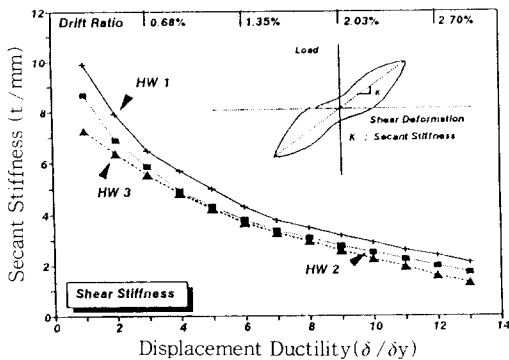
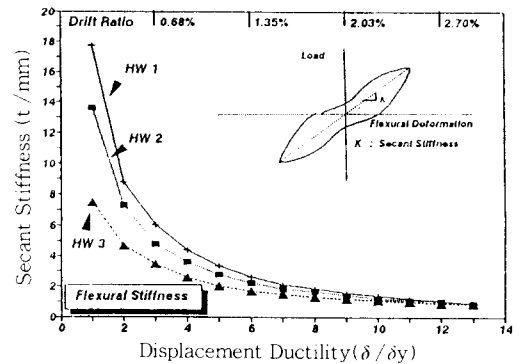


Fig. 6 Comparison of maximum strength for wall specimens

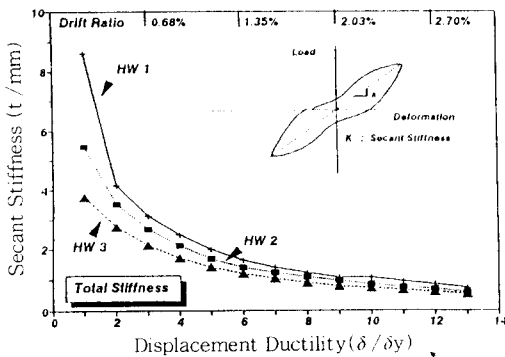
는 바와 같이 경계부재에 작용된 축응력이 $0.21f_c$ 인 HW1 실험체의 초기 강성은 다른 두 실험체에 비해 매우 높게 나타났으나, 축응력이 증가됨에 따라 초반 사이클에서 강성저하는 현저히 나타났으며, 연성비(δ/δ_y) 6 이후에는 모든 실험체에



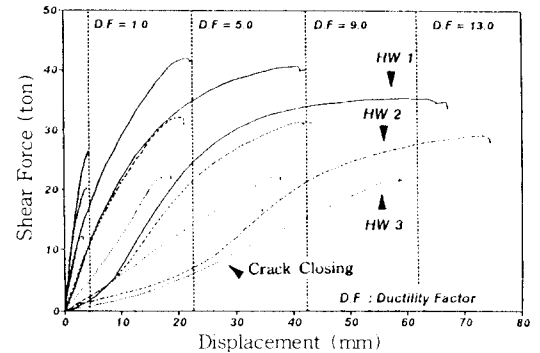
(a) Variation of Shear Stiffness for Wall Specimens



(b) Variation of Flexural Stiffness for Wall Specimens



(c) Variation of Total Stiffness for Wall Specimens



(d) Variation of Loop Stiffness for Wall Specimens

Fig. 7 Variation of stiffness for wall specimens

에서 유사한 경향을 보였다. 또한, Fig. 7(a)에 나타난 전단강성에 있어서 HW2 및 HW3 실험체는 연성비(δ/δ_y) 4에서 9까지 유사하게 나타났으나, 비탄성 사이클이 진행됨에 따라 HW2 실험체가 다소 높은 경향을 보이고 있다. Fig. 7(b)의 휨강성에 있어서는 HW1 실험체가 다른 두 실험체에 비해 다소 높게 나타났으나 종반 사이클에 이르러 HW2 실험체와는 유사한 경향을 보였으며, 또한 모든 실험체에 있어 연성비(δ/δ_y) 2에 이르러 급격하게 휨강성이 저하되었다. 이는 1층 벽체 중앙부를 관통하는 대각선 전단균열의 발생에 의한 것으로 판단된다. 그러나, 연성비(δ/δ_y) 8 이후의 종반 사이클에서 모든 실험체는 큰 차이를 보이지 않고 유사한 경향을 보였다.

Fig. 7(d)에 나타난 바와 같이 루프강성(loop stiffness)에 있어서도 연성비(δ/δ_y) 13에 이룰 때까지 축응력이 증가됨에 따라 전반적으로 높은 강성을 보이고 있으나, HW2 및 HW3 실험체는 연성비(δ/δ_y) 13인 종반 사이클에서 균열이 닫히기 전까지 유사한 경향을 보인 반면, 균열이 닫힌 후에는 HW2 실험체가 다소 높게 나타났다. 이는 경계부재에 작용된 축응력이 경계부재 및 벽판의 장부작용(dowel action)에 다소 기여하기 때문인 것으로 판단된다.

3.2.3 에너지 소산능력

Fig. 8에는 연성비별 각 실험체의 하중-변위 곡

선으로 둘러싸인 면적으로 평가되는 에너지 소산량을 비교하여 나타내었다. Fig. 5의 하중-변위곡선에 의하면 연성비(δ/δ_y)가 큰 후반 사이클에서 작용된 축응력이 높은 실험체에 있어 이력곡선상에서 강성저하가 현저히 나타나는 핀칭(Pinching) 현상이 발생되었으나 축응력이 증가됨에 따라 최대하중이 현저히 증가되므로 종간변위 2.9%($\delta/\delta_y=13$)까지 각 실험체가 흡수 및 소산한 총 에너지량은 표준 실험체인 HW2 실험체의 경우, 39.24 t·m로 경계부재에 0.21 f_c 의 축응력이 작용된 HW1 실험체보다 16% 낮게 나타났으며, 횡력만 작용된 HW3 실험체보다는 53% 높게 나타났다. 따라서, 종간변위 2.9%($\delta/\delta_y=13$)까지는 고강도 철근콘크리트 내력벽의 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21 f_c 이내인 경우, 축응력은 에너지 소산능력을 향상시키는 데 효과적인 것으

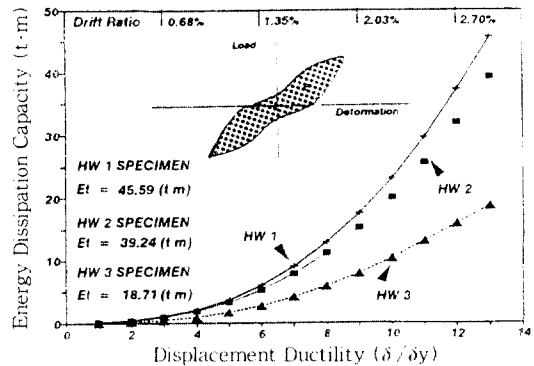
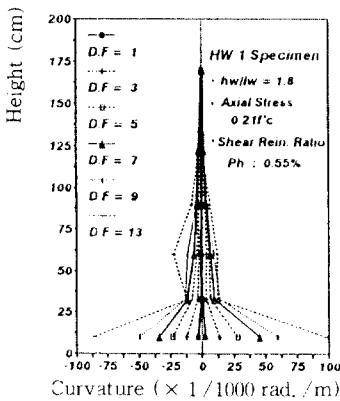
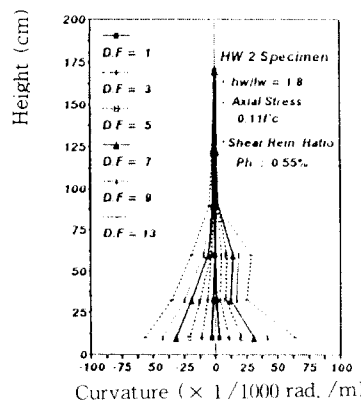


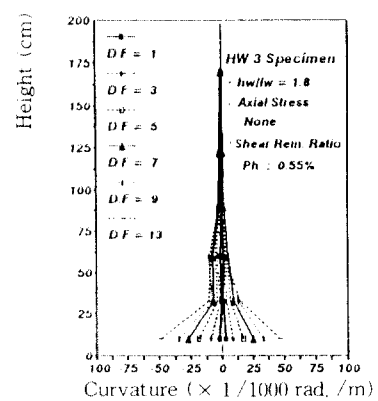
Fig. 8 Comparison of energy dissipation capacity for wall specimens



(a) HW1 Specimen



(b) HW2 Specimen



(c) HW3 Specimen

Fig. 9 Comparison of curvature distribution for wall specimens

로 판단된다.

3.2.4 곡률

곡률은 실험체를 높이 방향으로 6등분하여 경계 부재의 축방향 변형을 측정하므로써 6등분된 구간에서 평균치로 산정되었다. 연성비별 각 실험체의 곡률분포는 Fig. 9와 같고, 모든 실험체에 있어서 연성비(δ/δ_y) 2인 부재 회전각 1/143 rad. 까지 상부로부터 하부까지 큰 곡률 변화는 보이지 않았으나 연성비(δ/δ_y) 4에 이르러 실험체에 따라 다소 차이를 보이고 있다. 이후, 연성비(δ/δ_y)가 증가됨에 따라 축응력이 0.12 f_c 인 표준 실험체 HW2에 있어서 기초 저면으로부터 약 95cm (0.8 l_w , l_w 는 벽체폭) 높이의 구간에서 곡률은 현저히 변화되었으나 그 이외의 구간에서 모든 연성비(δ/δ_y)에 걸쳐 큰 변화를 보이지 않았다. 횡력만 작용된 HW3 실험체에 있어서도 이와 유사한 경향을 보이고 있는 반면 0.21 f_c 의 높은 축응력을 받는 HW1 실험체에 있어서 저면으로부터 130cm (1.08 l_w)까지의 구간에서 곡률이 현저히 변화되었다. 이러한 결과로 판단하여 볼 때, 본 연구범위인 0.21 f_c 이내의 축응력을 받는 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 소성힌지 구간은 경계부재에 작용된 축응력이 증가됨에 따라 기초 저면으로부터 점차 상부로 확장되는 경향을 보였다. 그러나, 전체적인 곡률분포 양상은 유사하게 나타났다.

3.2.5 연성지표

연성은 탄소성 거동을 하는 부재에 대해 쉽게 정의될 수 있으나, 비탄성 거동을 하는 철근콘크리트 내력벽과 같은 부재에 대하여 연성을 명확히 정의하는 것은 곤란하다. 그러나, 일반적으로 철근콘크리트 부재와 같이 비탄성 거동을 하는 부재의 연성은 편의상 다음과 같은 방법을 이용하여 평가된다.

일반적으로 구조체의 비탄성 변형은 주로 소성힌지의 회전에 의해 유발되므로 휨모멘트에 의해 유발되는 단위 길이당 단면의 회전(곡률)으로 부재 연성을 평가하는 방법으로 이를 곡률연성이라 하며, 아래식 (1) 및 (2)와 같이 정의된다.

$$\mu_{\phi 1} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (1)$$

$$\mu_{\phi 2} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2)$$

여기서, ϕ_m : 최대 내력시 벽체 저면에서의 평균곡률

ϕ_u : 최대내력 이후 20%강도 저하시 벽체 저면에서의 평균곡률

ϕ_y : 부재 항복시 벽체 저면에서의 평균곡률

지진에 의해 구조체에 부가된 연성 혹은 구조체가 발휘할 수 있는 변형능력을 평가하기 위한 또 다른 간단한 방법의 하나는 변위연성으로써 변위연성은 아래식 (3) 및 (4)와 같이 정의된다.

$$\mu_{\delta 1} = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (3)$$

$$\mu_{\delta 2} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4)$$

여기서, δ_m : 최대 내력시 3층 상부 횡변위

δ_u : 최대내력 이후 20%강도 저하시 3층 상부 횡변위

δ_y : 부재 항복시 3층 상부 횡변위

Table 6 Ductility parameters

| Wall No. | Curvature $\times 10^{-3}$ rad./m | | | Displacement mm | | | Curvature Ductility | | Displacement Ductility | |
|----------|-----------------------------------|----------|----------|-----------------|----------|----------|---------------------|----------------|------------------------|------------------|
| | ϕ_y | ϕ_m | ϕ_u | ϕ_y | ϕ_m | ϕ_u | $\mu_{\phi 1}$ | $\mu_{\phi 2}$ | $\mu_{\delta 1}$ | $\mu_{\delta 2}$ |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) |
| HW1 | 3.03 | 25.84 | 77.93 | 4.30 | 24.90 | 59.01 | 8.53 | 25.72 | 5.79 | 11.93 |
| HW2 | 3.03 | 26.44 | 60.30 | 4.08 | 27.61 | 52.49 | 8.73 | 19.90 | 6.77 | 12.86 |
| HW3 | 2.58 | 30.74 | 62.51 | 3.24 | 30.99 | 44.35 | 11.91 | 24.23 | 9.56 | 13.69 |

(2), (3), (4) Average curvature at yielding, maximum strength, and failure

(5), (6), (7) Average displacement at yielding, maximum strength, and failure

(8) $\mu_{\phi 1} = \phi_m / \phi_y$ (9) $\mu_{\phi 2} = \phi_u / \phi_y$ (10) $\mu_{\delta 1} = \delta_m / \delta_y$ (11) $\mu_{\delta 2} = \delta_u / \delta_y$

이상과 같은 두 방법으로 각 실험체의 연성지표를 평가 결과는 Table 6과 같다. Table 6으로부터 판단하여 볼 때, 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21 f_c 이내인 경우, 축응력이 증가됨에 따라 곡률연성은 증가되나 변위연성은 오히려

감소되는 것으로 나타났다. 이는 축응력이 증가됨에 따라 휘압축부 연단 피복 콘크리트의 압괴 등에 의해 동일 연성비(δ/δ_y)에서 평균곡률은 증가되는 반면, 축응력은 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 내력을 급격히 저하시키는 특성을 갖기 때문인 것으로 판단된다.

3.2.6 손상지표

현재까지 구조부재의 내진성능을 평가하기 위하여 많은 손상평가 모델이 제안되었다. 그러나, 제안된 손상평가 모델의 대부분이 강구조물에 적용될 수 있는 것이지만, 그 중 아래와 같이 철근콘크리트 부재의 손상을 평가하기 위하여 적용될 수 있는 모델로써 본 연구에서 제작 실험된 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 축응력에 따른 내진성능을 평가하고자 한다.

Dawin과 Nmai⁽⁸⁾ 등이 제안한 에너지 소산지표(normalized dissipation index)를 이용한 부재의 손상평가 모델은 다음과 같이 정의된다.

$$E_i = \frac{E_i}{0.5 P_y \delta_y \left[1 + \left(\frac{A_s'}{A_s} \right) \right]} \quad (5)$$

여기서, E_i : 파괴시 까지 총 에너지 소산량

A_s' : 압축철근 단면적

A_s : 인장철근 단면적

Lybas와 Sozen⁽⁹⁾ 등이 제안한 강성지하에 의한 구조부재의 손상평가(damage index) 모델은 다음식 (6)과 같이 정의된다.

$$D_R = \frac{K_0}{K_i} \quad (6)$$

여기서, K_0 : 초기 활선강성(secant stiffness)

K_i : 최대 변위시 활선강성

Sheikh⁽¹⁰⁾ 등이 제안한 일지표(work damage index)를 이용한 구조부재의 손상평가 모델은 다음식 (7)과 같이 정의된다.

$$W = \frac{1}{P_{max} \cdot \delta} \sum_{i=1}^m E_i \left(\frac{K_i}{K_y} \right) \left(\frac{\delta_i}{\delta_y} \right)^2 \quad (7)$$

여기서, E_i : i 사이클시 에너지 소산량

K_i : i 사이클시 활선강성

δ_i : i 사이클시 변위

실측한 3가지 모델에 의해 각 실험체의 파괴시(최대강도 이후 20%의 강도 저하시)까지의 손상지표를 평가한 결과는 Table 7과 같고, 이러한 결과에 의하면 내력벽의 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 0.21f_c 이내인 경우, 경계부재에 작용된 축응력은 내력벽의 내진성능을 다소 저하시키는 경향을 보이고 있다.

Table 7 Comparison of damage index for specimens

| Wall No. | P _i (ton) | δ _i (mm) | K ₀ (t/mm) | K _i (t/mm) | E _i | D _R | W |
|----------|----------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------|---------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) |
| HW1 | 28.03 | 4.30 | 8.891 | 0.719 | 309.9 | 12.37 | 2685.96 |
| HW2 | 22.69 | 4.08 | 7.413 | 0.622 | 424.5 | 11.92 | 4213.87 |
| HW3 | 12.88 | 3.24 | 7.149 | 0.632 | 510.9 | 11.31 | 4878.39 |

(2), (3) Yielding strength, displacement, (4) Initial stiffness, (5) Reduced secant stiffness associated with maximum displacement, (6) Normalized dissipated energy index of Eq. 5, (7) Damage index of Eq. 6, (8) Work damage index of Eq. 7

4. 결 론

형상비 1.8이며 콘크리트 압축강도 704kg/cm², 철근 항복강도 5,830kg/cm²인 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 휘항복 후 경계부재에 작용된 축응력에 따른 내진성능을 규명하기 위하여 수행된 실험결과에 대한 분석으로부터 얻은 주요 결론은 다음과 같다.

(1) 형상비 1.8인 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽은 본 연구범위인 0.21f_c 이내의 축응력하에서도 내력설계 개념에 따라 수직철근의 휘항복이 선행되면서 연성적인 거동을 보였다.

(2) 고강도 철근콘크리트를 사용한 휘항복형 내력벽의 이력거동은 축응력에 따라 다소 상이한 파괴양상 및 이력특성을 나타내었으며, HW1 및 HW2 실험체는 부재 회전각 1/30rad.에서 경계부재 및 벽체 콘크리트의 압괴와 주근 파단, HW3 실험체는 부재 회전각 1/40rad.에서 벽체 콘크리트의 압괴에 의해서 최종 파괴되었다. 그러나 모든 실험체에 있어 작용된 축력은 충분히 지지되는

안정된 이력거동을 보였다.

(3) 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 $0.21f_c$ 이내에서 축응력은 내력벽의 횡하중 지지능력, 초기 활선강성 및 에너지 소산능력 등을 향상시키는 데 다소 유효한 것으로 나타났다. 또한, 내력벽의 소성힌지 구간은 축응력이 증가됨에 따라 기초 저면으로부터 점차 상부로 확장되는 경향을 보였으나, 전체적인 곡률분포는 유사하게 나타났다.

(4) 고강도 철근콘크리트 내력벽의 휨항복 후 경계부재에 작용된 축응력에 따른 내진성능을 규명하기 위하여 연성, 에너지, 일 및 강성 등의 개념을 도입한 손상지표(damage index)로 내진성능을 평가한 결과, 경계부재에 작용된 축응력이 본 연구범위인 $0.21f_c$ 이내에서 축응력이 증가됨에 따라 고강도 철근콘크리트 고층형 내력벽의 내진성능은 다소 저하되는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete", ACI Journal, Proceedings, V.81, No.4, July-August 1984, pp. 364~411.
2. 國土開發研究センター, "NEW-RC 研究開發概要報告書", 平成 2年 3月
3. Paulay, T., "The Design of Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance", Earthquake Spectra, Vol.2, No.4, 1986, pp 783~823.
4. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Shiu, K. N. and Corley, W.G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls", Journal of ACI, May-June 1984, pp.231~241.
5. Aktan, A. E. and Bertero, V. V., "Conceptual Seismic Design of Frame-Wall Structures", Journal of ASCE, Vol.110, No.11, November 1984, pp.2778~2797.
6. 崔彰植, 尹顯道, 李勇宰, 李利衡, "뿔 降伏型 鐵筋 콘크리트 低型 剪斷壁의 剪斷耐力와 變形 能力에 관한 實驗的 研究", 大韓建築學會 論文集, 第6卷 第7號, 1991.12, pp. 207~215.
7. 尹顯道, 崔根道, 崔彰植, 李利衡, "軸力比에 따른 高強度 鐵筋콘크리트 高層型 耐力壁의 履歷特性", 大韓建築學會 論文集, 第10卷 第7號, 1994. 7, pp.165~172.
8. Dawin, D., and Nmai, C. K., "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load", Journal of Structural Div., ASCE, Vol.112, No.8, Aug., 1986, pp.1829-1846
9. Lybas, J. and Sozen, M. A., "Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of R/C Coupled Walls", Civil Eng'g Studies, SRS No.444, Univ. of Illinois, Urbana, IL, July, 1977.
10. Shamim A. Sheikh and Shafik S. Khoury, "Confined Concrete Columns with Stubs", ACI Journal, V.90, No.4, July-August 1993, pp. 414~431.

(접수일자 : 1994. 8. 24)