

고강도 콘크리트 전단벽의 강도와 변형능력

Shear Strength and Deformability of HSC Shear Walls

윤현도* 최창식** 오영훈*** 이훈희****
Yun, Hyun Do Choi, Chang Sik Oh, Young Hun Lee, Hun Hee

Abstract

Provisions for ACI 318-02 and NZS 3101 pertaining to shear design of shear walls evaluated the applicability of high-strength, concrete shear walls subjected to lateral loads. Results of 73 tests of reinforced concrete shear walls were reviewed. Evaluation of test results conducted in Korea, England, America, Japan, and Australia for low-aspect ratio walls indicates that the nominal unit shear strength ($\psi=1.0$) calculated using the provisions of ACI and NZS does not represent the observed shear strength well. Based on the limited database considered in this study, a reasonable lower bound to the shear strength of high-strength concrete shear walls is found to be $0.4\sqrt{f_{cu}}$ MPa. Similar to that of normal strength concrete walls, the rate of increase of the measured shear strength with $\rho_n \cdot f_y$ is less than 1.0. Therefore, the rate of increase of shear strength attributable to the web reinforcement in shear walls appears to be overestimated by the modified truss analogy.

1. 서론

최근 사회적인 요구에 따른 건축물의 고층화와 함께 건축물의 자중 감소 및 기능성 향상 차원에서 고강도 콘크리트의 적용은 피할 수 없게 되었다. 최근 국내 기술로 시공된 KLCC에 79MPa급 및 Tower Palace 1에 49~79MPa급의 고강도 콘크리트가 저층부 기둥, 벽체 및 기초 등에 적용되는 등 국내·외적으로 고강도 콘크리트의 사용은 점차 일반화되고 있는 실정이다. 이러한 현실에도 불구하고 고강도 콘크리트를 적용한 건축물의 전체적인 거동을 지배하는 고강도 콘크리트 전단벽의 거동에 대한 연구는 아직 미흡한 실정이다. 이러한 배경으로 현행 규준에서도 지진하중을 받는 전단벽의 공칭 전단강도(Nominal shear strength) 산정식은 수직하중을 받는 보의 전단저항기구를 근거로 하고 있으므로 전단벽의 실제 전단거동을 반영하는데 다소 한계가 있으며 현행 ACI 318¹⁾ 및 뉴질랜드(New Zealand Standard 3101, 이하 NZS)²⁾ 규준 등에서 전단벽의 전단설계 규정은 보통강도 콘크리트를 사용한 깊은 보의 거동을 근거로 1983년 규준으로 채택된 이후 특별한 개정 없이 현재까지 적용되고 있으나 재료적인 특성이 현저하게 다른 고강도 콘크리트를 사용한 전단벽에의 적용 가능성 여부에 대한 의문성이 제기되고 있는 실정이다. 또한, 취성적인 특성을 갖는 고강도 콘크리트 전단벽의 종국변형능력이 각 국의 내진규정에서 허용하고 있는 종국층변위제한값(Ultimate drift limits)의 만족여부에 대한 평가가 요구되고 있다.

본 논문에서는 본 연구자의 고강도 콘크리트 전단벽에 대한 실험결과³⁾ 및 국내·외 논문집에 발표

* 정회원, 충남대학교 건축공학과 부교수

** 정회원 대전대학교 건축공학과 부교수

*** 정회원 건양대학교 건축학과 전임강사

**** 정회원 충남대학교 건축공학과 석사과정

된 반복 및 단조하중을 받는 압축강도 41MPa이상인 고강도 콘크리트 전단벽에 대한 실험결과^{4)~18)}를 근거로 총 73 실험체를 선정하여 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도 및 변형능력 특성을 규명하고, 현행 ACI 및 NZS 기준 등의 적용 가능성을 검토하고자 한다. 본 연구자¹⁹⁾ 및 Wood²⁰⁾의 형상비 1 및 2이하인 보통강도 콘크리트 전단벽의 전단강도 특성에 관한 연구결과와 본 연구결과를 비교하여 분석하고 또한, 현행 국내 기준의 모태가 되는 ACI 기준에 의한 전단벽의 공칭 전단강도에 대한 계산결과와 실험결과와의 비에 대한 콘크리트 압축강도 및 벽체 수평철근비 등과 같은 변수의 영향을 평가함으로써 향후 고강도 전단벽의 전단저항기구를 반영한 전단강도 평가식의 제안시 기초자료로 활용하고자 한다.

2. 전단벽의 전단설계기준

2.1 ACI 318

ACI 기준의 내진설계를 위한 특별규정(Sec. 21.7)에서는 전단벽체 콘크리트의 압괴에 의한 취성적인 파괴를 방지하기 위하여 전단벽의 공칭 전단강도를 다음과 같은 값 이하가 되도록 규정하고 있다.

$$V_n = A_{cv}(a_c\sqrt{f_{ck}} + \rho_n f_y) \leq 0.83\sqrt{f_{ck}}hd \quad (1)$$

여기서, A_{cv} 는 벽체의 유효 단면적, ρ_n 는 수평철근비, a_c 는 형상비(h_w/l_w) 1.5이하에서 0.25이고 형상비 2이상에서 0.17이며 그 사이는 직선보간하여 산정한다.

2.2 NZS 3101

설계개념(Capacity design philosophy)에 근거한 NZS에서는 소성힌지부 이외 부분에서보다 소성힌지부에서 콘크리트의 전단력에 대한 기여분의 평가시 보다 엄격하게 규정하고 있으며 공칭 전단강도는 소성힌지 이외의 부분에서는 $0.20f_{ck}hd$ 또는 $6hd$ 를 초과하지 않도록 규정하고 있으며 또한 소성힌지부에서 최대 전단응력은 다음 식(2)와 같이 제한하고 있다.

$$V_n \leq \left(\frac{\psi_{ov}}{\mu} + 0.15 \right) \sqrt{f_{ck}}hd \quad (2)$$

여기서, ψ_{ov} 는 휨초과강도 계수(Flexural overstrength factor)로 강도감수계수를 고려한 공칭 모멘트와 철근의 변형경화를 고려하여 산정한 초과강도 모멘트의 비이며 μ 는 변위연성계수(Displacement ductility factor)이다.


















3. 선정 실험체

본 연구에서 선정된 실험체는 총 73개로 본 연구자 및 국내·외 논문에 발표된 콘크리트 압축강도 41MPa이상의 고강도 콘크리트를 사용한 전단파괴된 독립 전단벽이며, 벽체는 수평 및 수직 보강근만으로 보강되었다. 선정 실험체의 특성은 표 1에 나타내었다.

3.1 실험체의 특성

모든 선정 실험체의 단면은 대칭상태이며 단면형상은 바벨형, 장방형 및 플랜지형 단면으로 구성되었다. 또한, Lefas의 실험체 5개 및 Gupta의 실험체 8개 등 총 13개의 실험체는 단조재하되었으며 나머지 실험체는 모두 반복재하되었다. 선정 실험체의 형상비(Aspect ratio)는 2이하가 선정 실험체의 82%이며 각 실험체의 콘크리트 압축강도 범위는 41~105MPa로 폭넓게 나타났다. 선정 실험체의 수평철근비는 0.21~1.19% 범위를 보였으며 특히 전단벽의 전단내력에 주요한 영향을 끼치는 수직철근비와 항복강도의 곱은 8.5~51.2MPa 범위를 보였다. 실험체의 벽체 두께는 45mm~120mm, 축력이 작용된 실험체는 전체 실험체의 80%인 58개였으며 축응력은 1.4~11.1MPa 범위로 나타났다.

표 1 선정 실험체 특성

연구자	국가명	단면형상	실험체 수	형상비 h_w/l_w	축하중 MPa	재하방법	콘크리트 압축강도 MPa	수평철근 항복강도 MPa	참고헌
윤현도	Korea(Author)		5	0.83, 1.67	0.00~6.19	반복재하	66.4, 68.7	296.0~410.5	3
최창식	Korea		3	0.63, 0.67	0.00~1.50	반복재하	41.1~47.9	571.5	4
Yanagisawa	Japan		8	1.18, 1.76	7.55~12.60	반복재하	65.1~103.4	791.2~1418.6	5
Kabeyasawa	Japan		6	1.18, 1.76	6.60~8.50	반복재하	54.6~93.5	752.3~1000.0	6
Sugano	Japan		5	1.71	4.91~11.04	반복재하	42.5~79.4	848.0	7
Saitoh	Japan		2	1.18	8.59, 11.13	반복재하	103.3, 135.7	1078.3	8
Hiraish	Japan		5	1.76	7.08~9.24	반복재하	59.7~68.6	809.8	9
Maeda	Japan		2	0.60	1.42	반복재하	58.0	320.7	10
Okamoto	Japan		6	0.80	2.04	반복재하	82.3~101.8	346.6~791.1	11
Kumagai	Japan		2	0.65	0.00	반복재하	83.2, 83.5	368.6	12
Nagashima	Japan		3	1.20, 1.80	5.62	반복재하	72.6~79.3	412.5	13
Lefas	England		5	1.00, 2.00	0.00~4.39	단조재하	41.4~43.8	519.5	14
Lope	England		1	1.90	0.00	반복재하	46.7	413.6	15
Pilakoutas	England		4	2.00	0.00	반복재하	42.0~45.6	399.6~545.3	16
Gupta	Australia		8	1.00	0.00~10.26	단조재하	60.4~79.2	577.4	17
Oesterle	America		7	2.37	0.19~4.74	반복재하	41.6~53.7	463.8~532.1	18
			1						

3.2 전단벽의 전단강도 특성

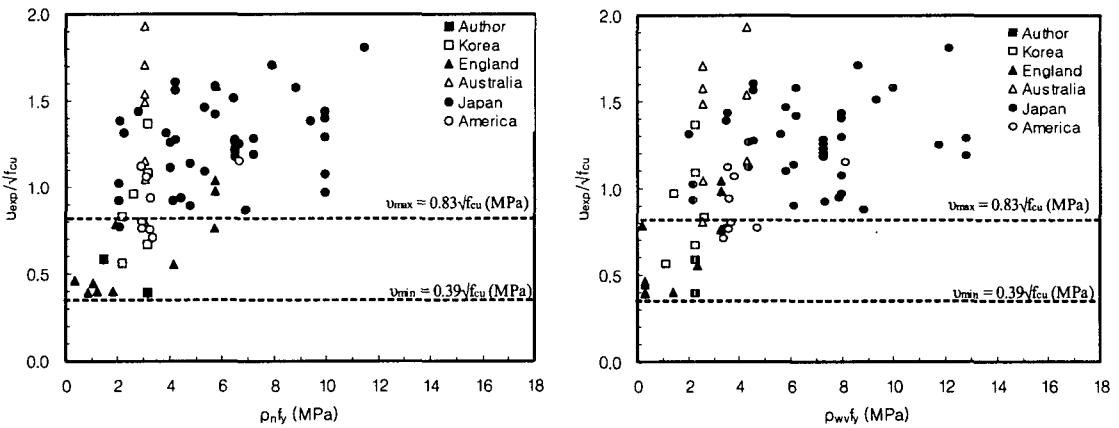
본 절에서 전단벽 실험체의 전단강도(V_{exp})는 최대 전단력을 벽체의 유효단면적으로 나누어 산정한 최대 평균 전단응력($V_{exp}/t \cdot l_w$)으로 정의한다. 모든 선정된 압축강도 41MPa 이상인 고강도 콘크리트 전단벽 실험체는 2.63MPa의 전단강도에 저항할 수 있는 것으로 나타났으며 이는 41MPa미만이고 각각 형상비 2 및 1이하인 보통강도 콘크리트 전단벽에 대한 Wood 및 본 연구자의 연구결과와 비교하여 볼 때 각각 1.25 및 2.02배 높은 결과를 보이고 있다. $\rho_n \cdot f_y$ 및 $\rho_{wv} \cdot f_y$ 에 따라 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도는 다소 분산된 경향을 보였으나 $\rho_n \cdot f_y$ 및 $\rho_{wv} \cdot f_y$ 가 증가됨에 따라 증가되는 경향을 보였으며 이는 보통강도 콘크리트 전단벽에서도 동일하게 나타났다.

그림 1은 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도를 콘크리트 압축강도로 무차원화하여 나타낸 것으로 그림에 나타난 바와 같이 선정된 전단벽 실험체의 전단강도는 $0.39\sqrt{f_{cu}} \sim 1.93\sqrt{f_{cu}}$ MPa 범위로 나타났으며 Wood 및 본 연구자의 보통강도 전단벽에 대한 검토결과와 대등한 전단강도 범위를 보이고 있다. 그림 1로부터 본 연구에서 선정된 고강도 콘크리트 전단벽의 평균 전단강도에 대한 하한치는 $0.4\sqrt{f_{cu}}$ MPa 정도로 Wood의 형상비 2이하인 보통강도 콘크리트 전단벽에 대한 연구결과로부터 나타난 $0.5\sqrt{f_{cu}}$ MPa보다 다소 낮은 결과를 보이고 있다. 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도는 수평 또는 수직철근량이 증가됨에 따라 증가되는 경향을 보이고 있으며 보통강도 콘크리트 전단벽과는 동일한 경향을 보이고 있다. 현행 ACI 규준에서는 압축지주의 급격한 압괴를 억제하기 위하여 독립 전단벽의 평균 전단응력을 $0.83\sqrt{f_{cu}}$ MPa로 제한하고 있다. 그러나 본 연구에서 선정된 총 73개의 고강도 콘크리트 전단벽중 22%를 제외한 모든 전단벽의 전단강도는 ACI 규준에서 정하고 있는 평균 전단응력에 대한 제한치를 초과하는 것으로 나타났다.

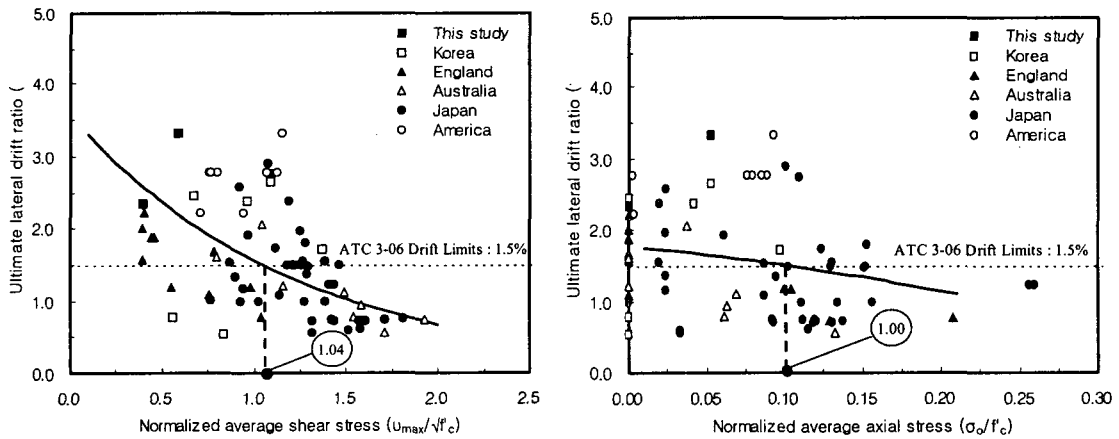
3.3 전단벽의 변형능력

현재 각 국의 내진규정에서는 과도한 변위에 따른 비구조체의 손상 및 거주성능 확보를 위하여 층간변위지표(Interstory drift index)를 제한하고 있으며 이는 1층 건축물에서 층변위 한계값(Drift limit)과 동일한 의미를 적용될 수 있다. 각 국의 내진규준에서는 건축물의 구조방식 및 규모에 따라 전단벽 구조를 적용한 건축물의 허용 층변위비로서 0.2~3.0%로 폭넓게 규정하고 있다. 본 연구에서 선정된

각 실험체의 최대내력 이후 80% 강도저하시(파괴시점으로 정의) 변위비와 콘크리트 압축강도로 무차원화한 최대 전단응력 및 축응력의 관계를 비교하여 나타내면 그림 2와 같다. 각 실험결과는 다소 분산된 결과를 보이고 있으나 그림 2에 나타난 바와 파괴시점에서의 층변위비가 국내 내진규정 및 ATC/NEHRP에서 규정하는 1.5%를 확보하기 위해서는 전단벽의 최대 평균전단응력은 $1.04\sqrt{f_{cu}}$ MPa, 전단면에 대한 평균 압축응력은 $1.0f_{cu}$ MPa이하로 제한하여야 할 것으로 판단된다.



(a) 벽체의 수평 철근비와 항복강도의 곱
 (b) 벽체의 수직 철근비와 항복강도의 곱
 그림 1 무차원 평균 전단응력과 벽체 수평 및 수직철근비와 항복강도의 곱 관계



(a) 무차원화 전단응력
 (b) 무차원화 축응력
 그림 2 전단벽의 변형능력과 무차원화 전단응력 및 축응력 관계

4. 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도

그림 3은 ACI 및 NZS 규준에 의해 계산된 공칭 전단강도와 본 연구에서 선정된 73개의 고강도 콘크리트 전단벽의 평균 전단강도를 비교하여 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 강도감소계수를 고려하지 않은 경우 일본 실험체의 일부는 전단강도가 과대평가되는 경향을 보이고 있다. 그림 3(b)은 현행 NZS 규준에 의한 계산결과와 고강도 콘크리트 전단벽에 대한 실험결과를 비교하여 나타

낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 12개(16.4%) 실험체의 전단내력을 과대 평가하는 경향을 보이고 있으나 전술한 ACI 규준에 비하여 과대 평가 오차는 적게 나타났다. 이는 현행 NZS 규준은 전반적으로 전단벽의 공칭 전단강도 산정식이 ACI 규준과 동일하지만 소성힌지 내외 여부에 따라 최대 전단강도의 제한값을 다르게 규정하고 있으며 특히 소성힌지가 예상되는 부위에서는 현행 ACI 규준에 비하여 보다 엄격하게 규정하고 있기 때문인 것으로 판단된다. 그림 4(a) 및 (b)는 ACI 318의 내진규정(21장)에서 규정하고 있는 식(4)와 같은 전단벽의 공칭전단강도 산정식(V_n)에 의해 계산된 결과와 본 연구에서 선정된 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도 비(V_{exp}/V_n)의 무차원화한 벽체 수평철근량($\rho_n \cdot f_y/f_{cu}$) 및 콘크리트 압축강도를 비교하여 나타낸 것이다. 그림 4(a)에 나타난 바와 같이 벽체의 수평철근량이 증가됨에 따라 고강도 콘크리트 전단벽의 내력을 과대평가하는 경향을 보이며 $\rho_n \cdot f_y/f_{cu}$ 이 0.05이상에서는 현행 ACI 규준식은 안전측이지 못한 것으로 판단된다. 그림 4(b)은 압축강도에 따른 V_{exp}/V_n 를 비교한 것으로 다소 분산된 결과를 보이고 있어 일정한 경향을 찾기는 어려우나 압축강도가 증가되어 70MPa에 이르러 V_{exp}/V_n 의 비가 낮게 나타나고 있어 안전측이지 못한 것으로 평가되고 있으므로 보다 많은 70MPa이상의 고강도 콘크리트 전단벽에 대한 실험결과를 근거로 현행 ACI 규준의 재검토가 요구된다.

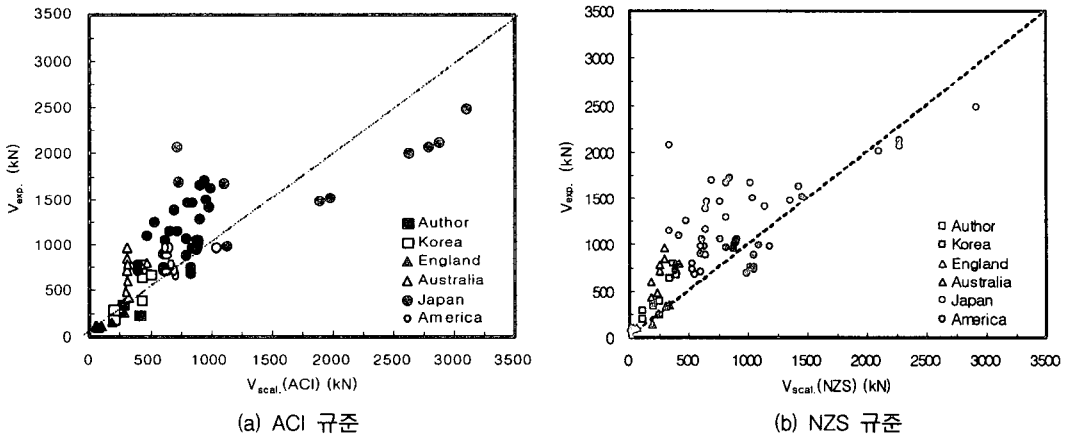


그림 3 각 규준에 의한 계산결과와 실험결과의 비교

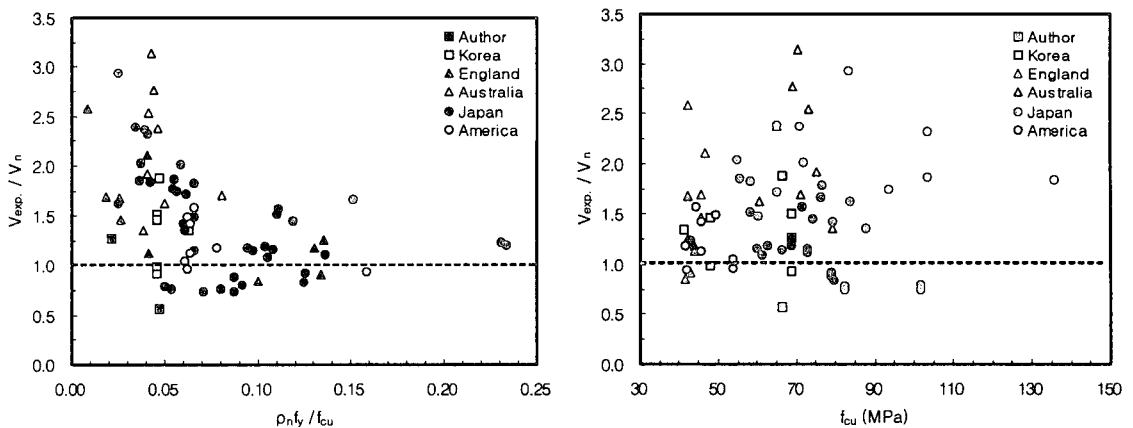


그림 4 ACI 규준식(V_n)에 의한 계산결과와 실험결과의 비교

5. 결론

본 연구자 및 국내·외 연구자의 기 발표된 논문을 근거로 선정된 73개 전단파괴형 고강도 콘크리트(압축강도 41~105MPa 범위) 전단벽의 전단강도 특성에 대한 분석결과, 고강도 콘크리트 전단벽이 저항할 수 있는 평균 전단강도는 $0.4\sqrt{f_{cu}}$ MPa로 나타났으며 Wood가 제안한 형상비 2이하이며 압축강도 13.7~48.7MPa 범위인 보통강도 콘크리트 전단벽의 평균 전단강도 $0.5\sqrt{f_{cu}}$ MPa 보다 낮게 나타났다. 따라서, Wood에 의해 제안된 저층형 전단벽의 전단강도 하한치 $0.5\sqrt{f_{cu}}$ MPa은 고강도 콘크리트 전단벽에 있어서는 안전측이지 못한 것으로 판단된다.

또한, 형상비 2.5이하인 전단파괴형 고강도 콘크리트 전단벽의 최대 평균전단강도는 벽체의 수평철근 보다는 수직철근에 의해 현저히 증가되는 경향을 보이고 있으며 전반적으로 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도 특성은 보통강도 콘크리트 전단벽에서 나타난 특성과 큰 차이를 보이지 않았다.

현행 ACI 기준식에 의한 공칭 전단강도(V_n)는 고강도 콘크리트 전단벽의 전단강도를 콘크리트 압축강도에 의해 무차원화된 수평철근강도($\rho_n \cdot f_y/f_{cu}$)가 0.05이하에서는 과소 평가되는 경향을 보이고 있는 반면 0.05를 초과할 경우 과대 평가되는 경향을 보였다. 현행 NZS 기준은 ACI 기준과 유사한 경향을 보였다.

참고문헌

1. ACI Committee 318(2002), "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-02) and Commentary(ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Michigan.
2. Standards Association of N.Z.(1995),"Code of Practices for the Design of Concrete Structures," Draft for comment, DZ 3101
3. Choi, C.S.; Yun, H. D.; and Lee, L. H.(1993), "Improvement of Earthquake-Resistant Performance of Low-Rise R/C Shear Walls," 4th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Seoul, Korea, pp. 1571~1576
4. 최창식, 윤현도, 이리형(1991), "횡향복형 철근콘크리트 저형 전단벽의 전단내력과 변형능력에 관한 실험적 연구," 대한건축학회 논문집, 7(6), pp. 207~215
5. Yanagisawa, N.; Kamide, M.; and Kanoh, Y.(1992), "Study on High Strength Reinforced Concrete Shear Walls: Part 1 Outline of tests: Part2 Deformability and maximum strength (in Japanese)," Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan, CII, 347~350
6. Kabeyasawa, T.; and Matsumoto, K.(1992),"Test and Analyses of Ultra High-Strength Reinforced Concrete Shear Walls," Proceedings of the Tenth world Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, pp. 3291~3296
7. Sugano, S., et al.(1991), "An Experimental Study on Strength and Ductility of High-Strength Concrete Shear Walls (in Japanese)," Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan, CII, pp. 437~438
8. Saitoh, F.; Kuramoto, H.; and Minami, K.(1990), "Shear Behavior of Shear Walls using High Strength Concrete (in Japanese)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, CII, pp. 605~606
9. Hiraishi, H.; and Imanishi, I.; Tanaka, Y.(1992), "Post-Yield Behavior of Multi-story Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Bilateral Deformations under Axial Load (in Japanese)," Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, 450, pp. 89~97
10. Maeda, Y., et al(1986), "Study on Load-Deflection Characteristics of Reinforced Concrete Shear Walls of High Strength Concrete Part 1 Lateral Loading Test (in Japanese)," Research Institute, Maeda Construction Corp., 27, pp. 97~107
11. Okamoto, S., et al(1990), "Study on Reactor Building Structure using Ultra high Strength Materials Part 1 Bending Shear Test of RC Shear Wall Outline (in Japanese)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, CII, pp. 1469~1470
12. Kumagai, H., et al(1990), "Structural Behavior of High Strength Concrete Shear Walls (in Japanese)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, CII, pp. 611~612
13. Nagashima, T., et al(1993), "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls using High Strength Concrete (in Japanese)," Proceeding of The Japan Concrete Institute, 15(2), pp. 1155~1160
14. Lefas, I.(1988), Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls and Its Implication for Ultimate Limit State, Design, Ph. D Thesis, University of London.
15. Lope MS(1991), "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Walls with Low Shear Ratio, Ph.D Thesis, University of London.
16. Pilakoutas, K.(1990), "Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Walls," Ph.D Thesis, University of London.
17. Gupta, A.; and Rangan, B. V.(1998), "HSC Structural Walls," ACI Structural Journal, 95(2), pp. 194~204
18. Oesterle, R. G.; Aristizabal-Ochoa, J. D.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G.(1979), "Earthquake Resistant Structural Walls Tests of Isolated Walls Phase II," Report to The National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie.
19. 윤현도, 최창식, 이리형(1993),"철근콘크리트 저형 전단벽의 전단강도," 대한건축학회 논문집, 9(7), pp. 163~171
20. Sharon L. Wood(1990),"Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls," ACI Journal, 87(1), pp. 99~107