

철근 콘크리트 벽식 구조물의 비선형 해석모델

Nonlinear Analysis Model of RC Shear Wall Building

정 일영 * 이 영욱 **
Chung Il Young Lee Young Uk

Abstract

In this paper, TVLEM is selected for the shear wall model which was proposed by Kabeyasawa and the characteristics of spring models composing TVLEM was studied. In axial stiffness spring model, the horizontal displacements when Kabeyasawa model and simple axial stiffness hysteresis model were used, were closely similar. When the large shear-displacement was occurred, stiffness degrading model was more adequate to the shear wall modelling than OOHM. Also for the purpose of modelling the horizontally continuous wall, the separational method for TVLEM was used. The results of nonlinear analysis by this method were closely similar to experimental results.

1. 서론

전단벽의 거시적 해석모델은 크게 4가지로 정리할수 있다. 등가보 모델⁽¹⁰⁾, 등가트러스 모델⁽⁵⁾, 부재를 나누어 부분요소를 사용하는 모델⁽⁷⁾, TVLEM (Three Vertical Line Element Model) 이 있다. 이중에서 Kabeyasawa에 의하여 제안된 TVLEM⁽⁶⁾은 단순하면서도 실험과 해석결과가 잘 일치함을 보여준다. 또한 앞의 모델들이 실패한 벽체단면에서의 중심선의 이동과 벽체의 회전 등의 거동을 잘 설명하고 있다. 또한 다층의 벽식구조물을 모델화하기에 편리하므로 이 모델을 토대로 본 연구를 전개하고자 한다. 그러나 이모델은 실험결과의 경험으로부터 제안되었으므로 다분히 모델이 갖는 여러 변수는 경험적 식이나 값에 의존하고 있거나 임의성을 지니는 단점을 지니고 있다.

본 연구에서는 TVLEM을 구성하는 각 스프링 중에서 축강성 및 전단스프링의 특성을 고찰하며, 전단벽체를 수치모델화하기 위한 일반적인 방법을 모색하고자 한다.

* 서울대학교 건축학과 교수

** 서울대학교 대학원 건축학과

2. 전단벽체의 모델

기존의 TVLEM의 형상⁽⁶⁾은 그림 1과 같이 수직한 3개의 선으로 구성되어 있으며, 양단의 두 스프링은 벽체의 보강기둥 (Boundary Column)을 나타낸다. 중앙의 3개의 스프링은 축력과 전단, 휨강성 스프링으로 내부 벽체의 강성을 나타낸다. 그림 1에서 변수 c 는 이 3개의 스프링이 회전중심에 집중되어 있는 위치를 나타내며, c 값의 변화에 따라 횡변위가 변하므로 각 층의 곡률의 분포에 따라 적절하게 설정되어야 한다. 모델의 상부와 하부는 슬라브의 강성을 포함하여 무한강성으로 가정하였다. 기존의 전단벽 해석모델은 여러 스프링을 사용하여 전단벽체를 하나의 부재요소로 다루었다. 전단벽이 횡방향으로 연결된 경우에 전단벽체 모델을 일반화하기 위하여 벽체보강부재와 내부의 벽체를 구분하여 각각 압축부재, 벽체부재로 구분하여 그림 2와 같이 수치모델화 하였다. 즉 벽체 중심부 절점에서 6개의 DOF를 벽체 양단에서 수평과 수직변위 6개의 DOF로 변환한다. 이때 수평변위는 동일하다는 가정을 사용한다. 압축부재는 상하층의 절점을 스프링으로 연결하는 단일요소 부재이며, 벽체부재는 상하층의 무한강성보를 수직스프링과 휨스프링, 전단스프링으로 연결한다.

2.1 축강성 스프링 모델

(a) 뼈대곡선

양단의 벽체보강부재를 나타내는 스프링의 강성은 콘크리트의 재료적 성질에 따라 결정된다. 압축강성 K_a 는

$$K_a = (A_v E_c) / h \quad (1)$$

이부재의 인장강성은 압축강성의 90%로 가정하고, 인장항복후의 강성은 압축강성의 0.1%로 가정하였다.

(b) 반복이력 특성

Kabeyasawa의 축강성 반복하중이력특성은 그림 3과 같다. 점 $Y=(D_{yt}, F_y)$ 에 도달하기전까지의 점 Y 와 점 Y' 사이에서 이중곡선(Bilinear) 반복하중이력을 따른다. 부재에 인장항복이 발생하면 점 Y' 와 최대변형점 $M=(D_m, F_m)$ 사이에서 이중곡선 반복이력특성을 따른다. 하중이 감소할 때의 강성 K_r 은 다음과 같이 가정하였다.

$$K_r = K_c (D_{yt} / D_m)^\alpha \quad (2)$$

하중이 계속감소하면 점 $P=(D_p, F_p)$ 에서 Y'' 점을 향하여 강성이 증가한다. 그리고, 점 Y'' 를 초과하면 초기 압축강도의 직선을 따라 이동하게 된다. 다만, 하중감소시 저감되는 강도 K_r 은 최소기울

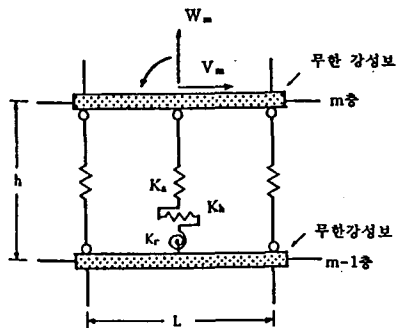


그림 1 전단벽체의 모델 (Kabeyasawa, 1983)

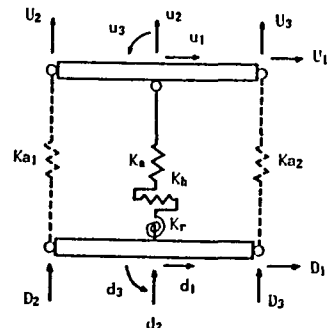


그림 2 부재의 분리와 절점의 변환

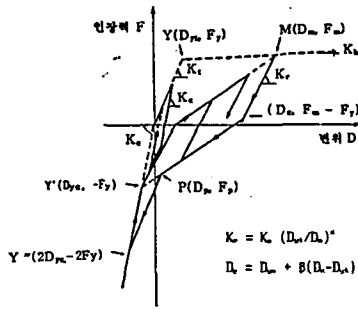


그림 3 축강성 스프링 모델(Kabeyasawa)

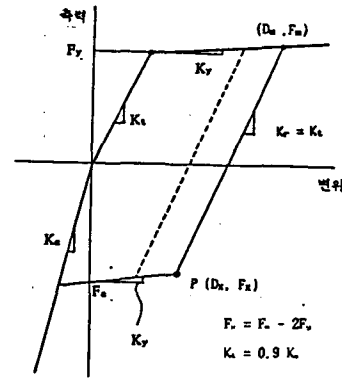


그림 4 단순축강성 스프링 모델 (SASHM)

기 K_{lim} 로 제한하고 있으며, 그 식의 유도는 다음과 같다.

$$K_{lim} = \frac{F_m + F_y}{D_m - D_{yc}} = \frac{2K_t/K_c + (D_m/D_{yt} - 1) K_h/K_c}{K_t/K_c + D_m/D_{yt}} \quad (3)$$

K_{lim} 의 값은 D_m 과 α 에 따라 변하나 D_m/D_{yt} 가 약 1.2 정도만 되어도 K_r 은 K_{lim} 의 값이 된다. 따라서 위와 같이 복잡한 모델의 사용을 피하고 동일한 거동을 나타내기 위한 단순축강성 반복이력모델을 제안하였다.

단순 축강성 반복이력모델(Simplified Axial Stiffness Hysteresis Model; 이후 SASHM)의 뼈대곡선은 일반 축강성모델의 경우와 같다. 반복이력 특성은 Bilinear 모델을 사용하여 항복후 하중감소시의 강성은 인장의 탄성강성치를 사용하며 그림 4에서와 같이 하중이 F_x 점 이하로 떨어지면서 부터 철근의 압축에 의한 항복의 영향으로 인장항복시의 강성과 같은 기울기를 갖는다. 하중이 계속 감소하여 항복압축력($F_c = -F_y$)을 초과하게 되면 압축강성과 같은 기울기를 따라 거동한다고 가정한다. 만약 하중감소가 F_c 까지 저감하지 않고 다시 재하중이 가해지면 인장강성의 기울기를 따라 거동한다고 가정한다.

2.2 전단강성 스프링모델

(a) 뼈대곡선

전단스프링의 초기 전단강성 K_s 는

$$K_s = (G A_w) / (\kappa h) \quad (4)$$

을 사용하였다. 뼈대곡선에서 기준점이 되는 균열발생 전단력 V_c 와 항복 전단력 V_y 의 값은 구조물의 거동에 영향을 미치므로 이들 값의 선택은 매우 중요하다. 균열발생 전단력의 선택에 있어서 Kabeyasawa는 실험식을 사용하였지만, 본 연구에서는 ACI 318-71⁽²⁾의 웨브-전단 압괴의 콘크리트의 전단응력 v_c 즉

$$v_c = 0.274 + \frac{N_u}{4 l_w h} \quad (5)$$

을 사용하였다. 식(5)는 축력이 작용시 주인장응력이 콘크리트의 균열 인장응력을 초과하는 값을 수

표 1 각 시험체의 항복전단력비(측정/계산)

번호	형상비 ①	Hirosawa	ACI318-71	ACI-318-89	Oesterle	파괴형상	B. R. ②	참고 문헌
1	2.00	.84022	.36872	.37566	.10099	휨파괴	No	3
2	2.00	1.27022	.56161	.57880	.16816	"	"	3
3	2.00	2.03658	.90019	.92549	.27349	"	"	3
4	1.00	3.47170	.96994	1.28448	.45244	"	"	3
5	1.00	.89424	1.00440	1.33639	.50460	전단파괴	Yes	3
6	2.00	.74092	1.03178	1.07558	.33273	휨파괴	"	3
7	2.40	.25789	.22669	.22669	.09617	"	"	8
8	2.40	.40786	.44278	.44278	.16964	"	"	8
9	2.40	1.11563	.95045	.95045	.68774	전단파괴	"	14
10	2.40	.66566	.63002	.63002	.36191	휨파괴	"	14
11	1.60	.99828	.83434	.86648	.57725	전단파괴	"	12
12	1.60	.93528	.78169	.81180	.54082	"	"	12
평균		1.13621 * 0.75197	.72522	.79205	.35550	.35550	0.75224	
전단파괴(a)		0.9854	.8927	.99128	-	-	-	
휨 파괴(b)		0.5181	.6415	.6924				

① 형상비=M/(VL),

단 M=전단력에 의하여 발생하는 모멘트, V=전단력, L=벽체의 길이

② 벽체양단부의 보강부재의 보강철근의 유무

* Hirosawa의 식은 벽체주변부재의 보강을 고려한 경우에 제안되었으므로 1-4 까지의 값을 제외한 경우의 평균값

식으로 유도한 것이다.

전단에 의하여 항복이 발생하면 구조물의 변위에 큰 영향을 미치게 되므로 항복전단력의 적절한 산정은 매우 중요하다. 장방형 벽체의 경우 항복전단력 V_u 를 고찰하고자 Hirosawa의 제안식과 ACI의 전단강도식^{(1),(2)}과 Oesterle의 제안식⁽⁹⁾과 실험의 값을 비교하여 표 1에 정리하였다. 표 1에서 보면 전단파괴시에는 제안식의 값과 실험치가 거의 일치하고 있으나, 휨파괴시에는 제안식과 실험의 결과가 일치하지 않음을 볼 수 있다. 평균을 보면 4개의 제안식에서 측정대 계산의 비가 0.8 이하이다. 따라서 항복전단력의 산정은 벽체가 파괴되는 양상에 따라서 예측하기 어려움을 알 수 있다. Kabeyasawa가 사용한 Hirosawa의 실험식이 전단파괴시에 잘 일치하고 있으므로 이를 본 연구에서 채택하여 사용하였으며 그 수식은 아래와 같다.

$$V_u = \frac{0.0679 \rho_t^{0.23} (f_c' + 17.6)}{\sqrt{M/VL + 0.12}} + 0.845 \sqrt{f_{wy} \rho_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \quad \text{be j} \quad (6)$$

전단항복후 탄성에 대한 강성비는 압축강성의 경우와 같이 0.1%로 가정하였다.

(b) 반복이력 모델

Kabeyasawa에 의하여 제안된 OOHM은 적은 반복이력 에너지를 발산하는 특징을 지니고 있다. 반복이력거동은 부재가 압축이나 인장의 균열강도(V_c)를 초과한 후, 하중이 다시 감소할 때는 원점을 향하게 된다. 즉, 최대변위와 원점을 있는 직선의 기울기를 따라 거동하며, 이전의 최대점을 초과하게 되면 전단변형의 뼈대곡선을 따라 거동을 하게 된다.

위와 같은 특성때문에, 축력과 휨에 의해 균열의 반생으로 인한 강도저감을 고려하지 못한다. Kabeyasawa의 해석⁽⁶⁾에서는 전단변형이 실험결과와 잘 일치하였고, Vulcano⁽¹³⁾는 실험결과와 차이를 보였다. 이러한 원인은 전자의 경우에 전단에 의한 항복변형이 작았기 때문이다. 따라서 전단변형이 크게 예상되는 벽체의 수치모델에서는 강도의 저감과 핀칭(Pinching)현상을 고려할수 있는 모델을 사용하여야 한다. 강도저감모델 (Stiffness Degrading Model ; 이후, SDM)로 Ozcebe와 Saaticioglu⁽¹¹⁾가 제안한 모델을 채택하였다.

2.3 회전스프링모델

균열이 발생하는 모멘트 M_c 와 항복모멘트 M_y 는 재료의 성질을 사용하여 수치실험⁽¹⁵⁾에 의하여 결정하여 사용하였다. 반복이력모델은 전단의 경우와 동일한 OOHM을 사용하였으며 항복후 강성저하계수로 0.001를 사용하였다.

3. 수치해석법

전단벽을 포함하는 구조물의 해석을 위하여 2차원 비선형 해석이 가능한 프로그램 NAS-2D (Nonlinear Analysis of Shear Wall - 2D)를 개발하였다. 비선형의 해석은 Modified Newton - Raphson의 방법을 사용하였고 동적해석의 경우는 Newmark의 선형가속도법을 사용하였다.

해석의 일반적인 절차는 먼저 고정하중 또는 적재하중과 같이 항상작용하는 수직의 초기 하중에 대하여 해석을 수행하여 부재의 반력을 계산하고 이를 시초로 하여 부재의 거동이력을 따른다. 그후 비선형해석은 하중의 증가량에 따라 변형을 구하고 강성의 변화에 따라 부재의 반력을 계산하고 이에 따른 수렴을 확인한다. 수렴의 값이 허용 범주안에 들어가면 다음 단계로 넘어간다.

그러나 부재가 항복후 하중감소시 항복후의 강성을 그대로 사용하는 경우 반복이력거동이 항복전의 강성을 이용하므로 오차가 발생하게 된다. 이러한 경우 거동을 정확하게 따라가기 위하여 구조물과 각 부재의 변위와 반력을 시작할 때의 시간의 값으로 환원하고 변화된 강성을 사용하여 반력과 변위를 구하였다.

4. 수치해석모델과 수치해석결과

단일벽체의 수치해석 모델로는 Bertero 등⁽¹²⁾이 실험한 모델 SP5와 SP6를 사용하였으며, 연결벽체의 모델로는 Tsuda, Noguchi⁽⁴⁾ 등이 실험한 모델 W-0를 사용하였다.

4.1 모델 SP5와 SP6

실험체 SP5에 한방향의 힘이 상대적으로 큰 단조증가인 하중이 가해졌으며, SP6는 하중이 반복하중으로 가해졌다. 실험체 SP5는 전단파괴에 의한 비선형 거동이 큰 시험체이다. 이 모델의 전단스프링을 OOHM과 SDM을 사용하여 비교한 것이 그림 5이다. 하중번호 150번이후, 구조물에 항복이 발생한 거동을 보면 SDM의 경우가 실험의 값과 더 유사함을 볼 수 있다. 모델 SP6에 대하여서는 항복강도가 800kN(이 값은 Hirosawa식에 따른 값의 87%)일때 전단스프링의 변화에 따른 구조물의 거동을 보여주

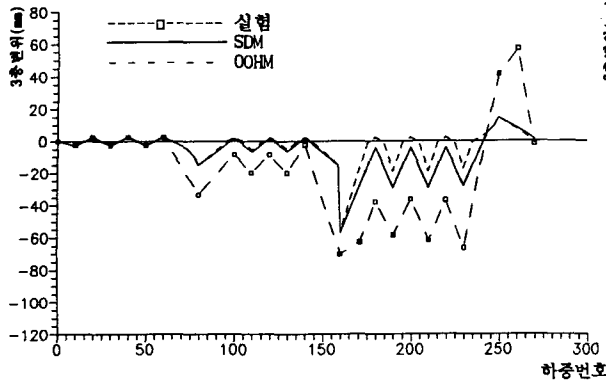


그림 5 전단스프링모델에 따른 변위거동(SP5)

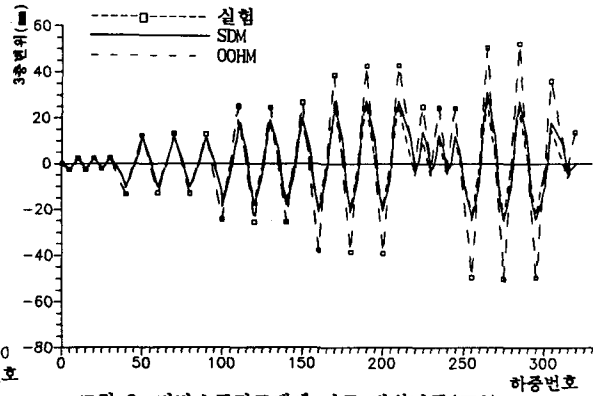
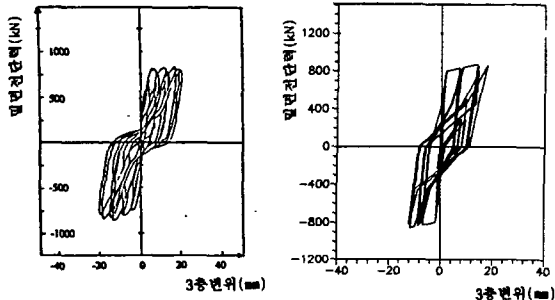


그림 6 전단스프링모델에 따른 변위거동(SP6)



(a) 실험결과 (b) 수치해석
그림 7 3층에서의 전단변위의 이력(SP6)

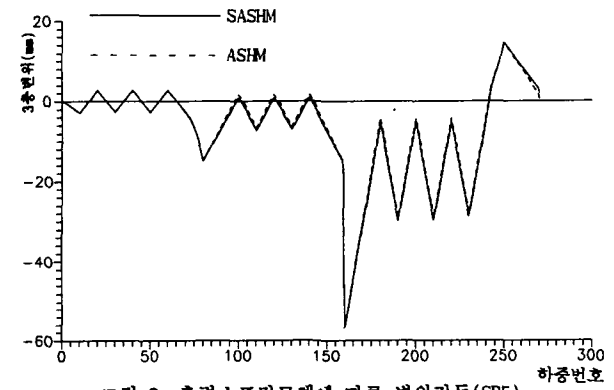


그림 8 축력스프링모델에 따른 변위거동(SP5)

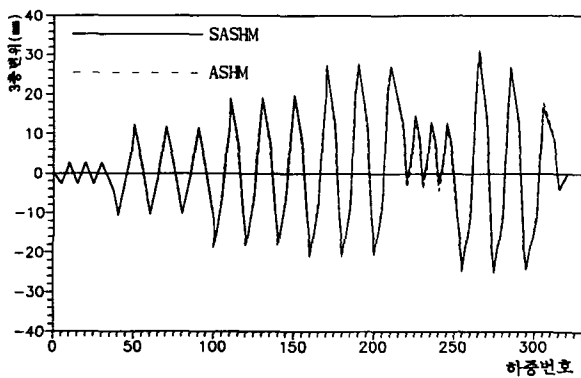
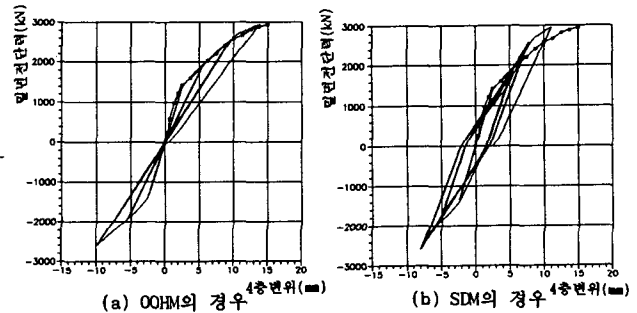


그림 9 축력스프링모델에 따른 변위거동(SP6)



(a) OOHM의 경우 (b) SDM의 경우
그림 10 전단스프링모델에 따른 4층에서의 변위(W-0)

고 있는 것이 그림 6이다. 이경우도 앞의 그림5와 같이 항복이 발생한후 SDM을 사용하였을 때의 거동이 실험의 결과와 잘 일치함을 보여준다. 이때 3층의 전단변위를 실험과 비교한 것이 그림 7이며 실험결과와 거의 유사한 형태를 보여주고 있다.

축강성모델을 변화하여 비교한 것이 그림 8과 그림 9이다. 각 그림의 경우 SASHM을 사용한 거동과 ASHM을 사용한 거동이 거의 일치함을 보여주고 있다. 따라서 ASHM을 단순화한 모델 SASHM을 사용하여 해석하여도 구조물의 거동에 큰 영향을 미치지 않음을 예측할 수 있다.

4.2 모델 W-0

4층이며 Bay가 2개인 실험체를 수치해석하여 비교한 것이 그림 10이다. 이 그림은 4층에서의 횡변위를 실험과 비교한 것으로 전단스프링의 모델을 OOHM의 경우와 SDM의 경우로 나누어 해석하였다. 비교를 위한 실험치는 Envelope 값을 사용하였다. OOHM의 경우는 실험의 값과 거의 일치하고 최대 변위는 실험결과의 89%로 나타났다. SDM의 경우는 강성의 저하 현상이 보이나 OOHM보다는 하중이 큰 부분에서는 일치하지 않고 있다. 이는 구조물의 전단벽체에 항복이 거의 발생하지 않았으므로 항복 강도 이하에서 하중의 반복으로 발생하는 수치적 오류라 판단된다.

5. 결론

TVLEM을 이용하여 벽체를 모델화하고 각 전단과 축강성스프링의 모델을 비교하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 장방형 벽체의 경우 항복전단력은 몇개의 제안식의 값들보다 작다는 사실을 기존의 실험결과와 비교 및 본 연구에서의 수치실험을 통하여 알수 있었으며
- 2) 전단스프링의 결정에 있어서 전단변형의 비선형거동이 매우 큰 경우에 OOHM보다는 SDM을 사용하는 것이 실제 구조물의 거동과 유사하며
- 3) 축강성 스프링 모델로 ASHM대신 단순화한 SASHM의 사용하여도 구조물의 거동이 거의 일치함을 알수 있었다.
- 4) 분리모델을 사용하여 연속된 벽체를 수치해석한 결과는 실험시 횡변위 거동과 거의 일치함을 보여주어 일반적인 전단벽체를 비선형 수치모델화 할수 있는 방법을 제시하였다.

참고 문헌

1. ACI Committee 318, Building Code Requirement For Reinforced Concrete (ACI 318-89) American Concrete Institute, Detroit, 1989
2. Cardenas, A.E., Hanson, J.M., Corley, W.G. and Hognestad, E., "Design Provisions for Shear Walls," Journal of the American Concrete Institute, Vol.70 No.3, 1973, pp 221-230
3. Cardenas, A.E., Magura, D.D., "Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Section," ACI SP-36: Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, American Concrete Institute, Detroit, 1973, pp 119-150
4. Chang, Okabe, Tsuda, Noguchi, "Non-linear Analysis of Main Structural Frames in a RC Multi-Stories and Multiple-Unit Dwellings," Transactions, Japan Concrete Institute, Vol.10,

1988, pp 305-310

5. Hiraishi, H., "Evaluation of Shear and flexural Deformatons of Flexural Type Shear Walls," Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, pp 677-684
6. Kabeyasawa, T., Otani, S. and Aoyama, H., "Nonlinear Earthquake Response Analysis of RC Wall Frame Structures," Transactions, Japan Concrete Institute, 1983, pp 277-284
7. Keshavarzian, M. & Schnobrich, W. c., "Inelastic Analysis of RC Coupled Shear Walls," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, 1985, pp 427 - 448
8. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russel, H. E., "Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls," Construction Technology Laboratories, Skokie, 1976
9. Oesterle, R. G., Aristizbal-Ochoa, J. D., Shiu, K. N. and Corley, W. G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," Journal of the American Concrete Institute, ASCE, Vol. 81 No. 3, 1984, pp 231- 241
10. Otani, S. and Sozen, M. A., "Simulated Earthquake Tests of RC Frames," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST3, 1974, pp 687-701
11. Ozcebe, G., Saatcioglu, M., "Hysteretic Shear Model for Reinforced Concrete Members," Journal of Structural Engineering, Vol. 115, NO. 1, Jan, 1989, pp 132-148
12. Vallenias, J. M., Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls," Report No. UCB/EERC-79/20, University of California, Berkeley, 1979, pp 234
13. Vulcano, A., Bertero, V. V., "Analytical Models for Predicting the Lateral Response of RC Shear Walls: Evaluation of their Reliability," Report No. UCB/EERC-87/19, University of California, Berkeley, 1987
14. Wood, S. L., "Observed Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading," ACI SP-127, Detroit, 1991, pp 453 - 477
15. 김태준, "철근 콘크리트 전단벽체의 휨모멘트 거동 특성에 관한 연구", 서울대학교 대학원 건축학과 석사학위논문, 1993. 2.

기 호

A_w = 전단벽 단면의 면적
 A_s = 인장축 주변기둥의 길이방향의 철근비
 b_e = 벽체단면의 평균두께.
 D_u = 변형이 D_{yt} 보다 큰 경우의 최대변위
 D_{yt} = 압축스프링에서 인장 항복변위
 D_{yc} = 압축스프링에서 압축 항복변위
 D_x = 하중감소시 강성이 변하는 점
 E_c = 콘크리트의 탄성계수
 G = 탄성전단계수
 h = 벽체의 높이
 $j = (7/8)(L-a/2)$

M/VL = 전단-스팬대 춤의 비
 s = 수평철근의 간격
 α = 하중감소시의 강성계수로
 α_s = 탄성강성비에 대한 전단균열후의 강성비
 $= 0.14 + 0.46 \rho_{mf} f_m / f_c'$
 ρ_t = 유효인장철근비 = $100 A_s / b_e (L-a/2)$
 ρ_{mf} = 유효 수평철근비 = $A_{ws} / (b_e s)$
 σ_0 = 전 벽체의 평균응력
 κ = 전단변형의 형상계수