
비선형 해석을 위한 전단벽 보강기둥의 단순 반복이력 모델 개발

Development of Simplified Hysteresis Model of Boundary Column of Shear Wall for the Nonlinear Analysis



이영욱*

Lee, Young Uk

ABSTRACT

The nonlinear behavior of boundary column of shear wall has a large contribution to the flexural behavior, especially to nonlinear behavior. In this study, the effects of hysteresis modelling of boundary column are compared when Kabeyasawa's, Vulcano's and proposed simplified model are used. The simplified model is modified from Vulcano model by assuming that hysteretic behavior of steel is bilinear. To compare the proposed model to the other models, nonlinear numerical analysis is performed, in which TVLEM(Three Vertical Line Element Method) is used for shear wall. From the comparisons, the structural behavior of proposed simplified model is similar to when vulcano's model is used.

Keywords : shear wall, boundary element, hysteresis model nonlinear analysis, Three-Vertical-Line-Element-Method(TVLEM)

* 정회원, 군산대학교 건축공학과 교수

• 본 논문에 대한 토의를 1997년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 1997년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 배경과 목적

전단벽은 횡력에 대하여 지지하는 효과적인 시스템으로 전단과 휨에 대하여 저항하도록 설계된다. 그러나 구조물이 고층화되면 전단보다는 휨에 대한 설계가 주요 관점이 된다. 전단벽체의 일반 형상은 그림 1과 같이 3종류로 구분되며, 양단의 보강기둥(boundary column) 부분을 Fig. 1과 같이 표시할 수 있다. 이 보강기둥은 휨 내력을 결정하는 주요 요소이며, 특히 전단벽의 연성 거동 능력과 밀접한 관계가 있다. 이 부분에 대하여, ACI 318 내진 설계에서는 축하중이 콘크리트 강도의 20%를 초과하면 띠철근을 사용하여 연성 거동을 유도하도록 규정하고 있다.

그러나 벽체의 양단을 기둥과 같이 띠철근으로 보강한다면 시공의 난이성이 증가하여 경제성을 저하하는 원인을 제공하게 되므로, 국내와 같이 지진 위험도가 낮은 국가에서는 ACI의 기준을 그대로 적용하기 곤란하다. 또한 기존의 기준에 따라 설계된 전단벽체의 잠재강도(overstrength)가 크다고 보고되고 있으며, 이에 따라 전단벽을 경제적으로 설계하기 위하여 기존의 강도설계법보다는 변위에 근거한 설계법이 제안(Wallace, 1994)되고 있다.

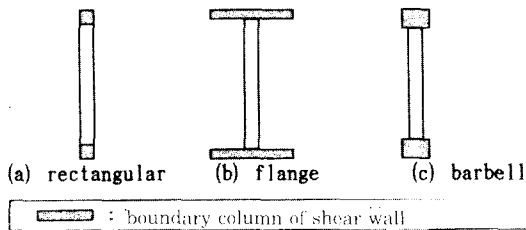


Fig. 1 Cross-sectional types of shear walls

전단벽의 내력 특성을 확인하려면 많은 실험을 수행하여야 하지만, 실험의 난이성과 경제성 때문에, 국내(대한주택공사, 1993)는 물론 국외에서도 소수의 실험이 수행되었다. 따라서 실험을 보완하는 방법으로, 또는 불가능한 실험을 대신하는 방법으로 비선형 수치 해석 방법이 있다.

그러나 수치 해석에서 예상되는 난제가 무수히 존재하며, 그 중에 반복이력 모델의 부적합성에 따른 수치 해석의 오류 발생 가능성도 매우 크다. 특히 지진동과 같은 무작위 하중 작용시 반복이력 거동의 불

안정으로 오류가 발생한 가능성이 크며, 반복이력에서 핀칭(pinching) 또는 비대칭 현상을 고려한다면 이와 같은 일은 더욱 더 크게 된다. 따라서 이러한 반복이력 특성의 복잡성을 단순화하면서 정확도를 유지하는 기술은 비선형 해석 분야 중 해결되어야 할 문제이다.

현재 전단벽의 비선형 해석을 위하여 사용되는 거시적 모델 중 TVLEM(Three Vertical Line Element Method, Kabeyasawa, 1983)은 보편적인 방법으로 사용되고 있다. 이 해석 방법에서 양단 보강기둥의 반복이력 거동을 위한 모델로 Kabeyasawa⁽¹⁾와 Vulcano⁽²⁾의 모델 두 가지가 제안되었으나, 이 두 가지 모델 사용시 반복이력 거동의 복잡성 때문에 안정적인 수치 해석이 어렵다. 따라서 본 연구에서는, 기존의 축강성 스프링의 반복이력 모델을 수정하여 단순모델을 제안하고 기존의 모델과 비교 검토하고자 한다.

2. 해석 프로그램 및 모델

2.1 해석 프로그램

거시적 모델을 사용하는 해석 프로그램으로는 DRAIN-2D⁽³⁾, DRAIN-3D와 IDARC-3D⁽⁴⁾ 등이 있으나 각기 모델의 제한성을 가지고 있다. DRAIN 계열에서는 벽체의 전단변형만 고려하고, IDARC-3D에서는 전단벽 모델에 TVLEM을 사용하여 벽체를 보와 기둥에 연결할 수 있도록 하였으나 벽체와 벽체가 연결되는 모델링은 불가능하다.

본 연구에서는 비선형 수치 해석을 위하여 자체 개발한 프로그램(NADAS)을 사용하였다. 이는 기존의 DRAIN-2D의 입력 모듈은 동일하게 사용하고 있으나, 비선형 해석에서는 Newton-Raphson의 방법을 사용하고 있다⁽⁵⁾.

2.2 전단벽 모델

전단벽의 비선형 해석 모델로는 등가보 모델⁽⁶⁾, 등가트러스 모델⁽⁷⁾과 TVLEM 등의 모델이 제안되었다. 그 중 TVLEM은 단순하면서도 실험과 해석 결과가 잘 일치함을 보여주며, 벽체 단면에서의 중심선의 이동과 벽체의 회전 거동을 잘 표현하고 있다.

본 연구에서는 벽체 모델을 위하여 Kabeyasawa

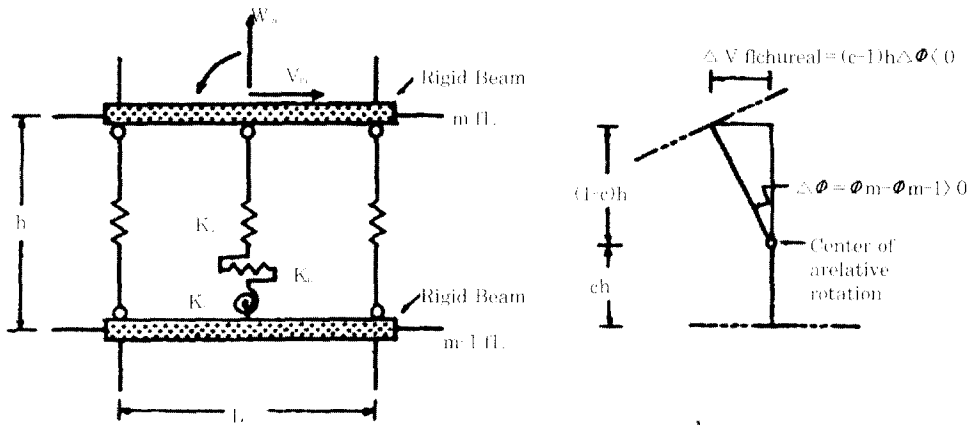


Fig. 2 TVLEM of shear wall

가 제안한 TVLEM을 사용하였으며 그 형상은 Fig. 2와 같이 수직한 3개의 선으로 구성되어 있다. 양단의 두 개 스프링은 전단벽의 보강기둥(boundary column)에 대한 모델링이며, 중앙부의 3개 스프링은 압축과 전단, 회전스프링으로 구성되어 벽체 내부의 강성을 표현하고 있다. Fig. 2에서 변수 c 는 이 3개의 스프링이 회전 중심에 집중되어 있는 위치이다. c 값의 변화에 따라 회전위가 변하므로 본 연구에서는 휨변형 거동의 상대적 비교를 위하여 c 값을 0으로 고정하여 수치 해석을 수행하였다. 또한 벽체의 상하부는 무한 강성모로 구성되어 동일층의 수평변위는 동일한 값을 나타내고 있다.

중앙부의 전단스프링(K_s)은 원점위치(origin-oriented) 반복이력 모델을 사용하였다. 이 원점위치 모델도 Kabeyasawa가 제안한 것으로 항복후 재하중과 하중감소시 항상 원점을 향하는 반복이력 특성이 있다. 전단파괴가 발생하면 강성저하와 핀칭(pinching)현상이 발생하나 이 원점위치 모델은 강성저하만 고려하고 있다. 뼈대곡선을 나타내는 균열전단강도는 ACI 318의 제안식을, 항복전단강도는 Hirose의 제안식¹¹⁾을 사용하였다. 회전스프링(K_r) 역시 원점위치 반복이력 모델을 사용하였으며, 뼈대 곡선은 단면의 형상으로부터 계산하였다.

전단벽의 양단과 중앙부의 수직스프링은 Kabeyasawa의 모델과 Vulcano의 모델 및 제안한 단순 모델을 사용하여 비교하였다. 양단의 수직스프링은 벽체의 보강기둥을 모델화한 것으로 전단벽의 휨기

동에 대한 기여도가 매우 크다. 본 연구에서는 전단벽의 보강기둥에 의한 휨 성능을 나타내는 축강성 수직 스프링 모델의 변화에 따른 전단벽 구조물의 역학적 거동을 파악하기 위하여, 수평과 회전스프링은 원점위치 반복이력 모델로 고정하였다.

3. 축강성모델의 특성

3.1 기존 모델

3.1.1 Kabeyasawa 모델

축강성 스프링은 콘크리트의 재료적 성질에 따라 결정된다. 압축강성 K_c 는

$$K_c = A_w E_c / h \quad (1)$$

이다. 단, A_w 는 벽체의 전단면적, E_c 는 콘크리트의 탄성계수, h 는 전단벽의 높이이다. 인장강성 K_t 는 압축강성 K_c 의 90%로 설정한다. 압축 및 인장의 항복강도는 철근의 전단면이 인장 항복되는 값을 사용하며 인장항복의 강성 K_h 는 압축강성의 0.1%를 사용한다.

반복이력 특성은 Fig. 3과 같이 실험 결과를 고찰하여 반영하였다. 인장항복이 발생하기 전까지는 이중직선(bilinear) 특성으로 모델화하였으며, 부재에 인장항복이 발생후 하중감소시의 강성 K_r 는 다음식으로 가정하였다.

$$K_r = K_c (D_{yt} / D_m)^4 \quad (2)$$

하중이 감소하면 점 P에서 Y"를 향하여 강성이 증가하는데 이는 인장에 의하여 발생된 균열이 닫히게 되므로 콘크리트의 강성이 작용하기 시작한다. Y"점을

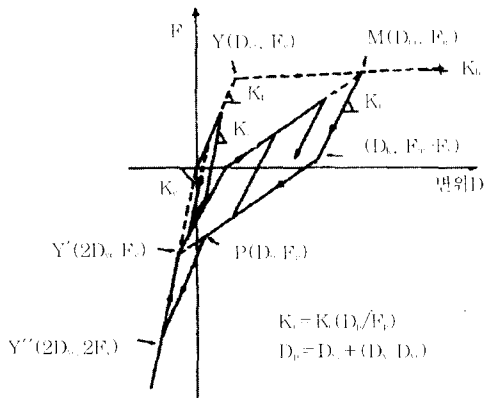


Fig. 3 Axial stiffness hysteresis model of Kabeyasawa

초과하여 하중이 감소되면 초기 압축강도의 직선을 따라 이동하게 된다. 다만 하중감소시 저감되는 강도 K_r 는 최소가울기 K_{lim} 로 아래와 같이 제한하고 있다.

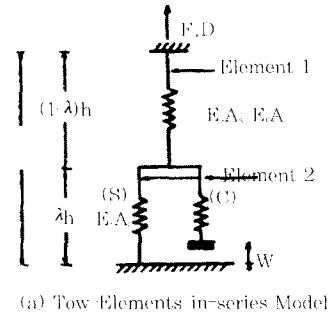
$$K_{lim} = (F_m + F_y) / (D_m - D_{yt}) \quad (3)$$

이는 최대항복점과 Y' 점을 잇는 직선의 기울기이다. 제4장의 모델성능 비교를 위한 수치 해석에서는 $\alpha=0.9$ 를 사용하였으며, 이 때 K_{lim} 는 D_m/D_{yt} 의 값이 1.16이상이면 K_r 의 값은 K_{lim} 가 된다.

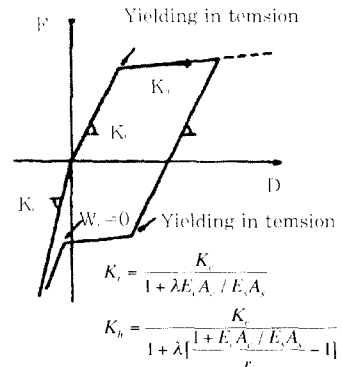
3.1.2 Vulcano 모델

Vulcano와 Bertero는 압축부재를 두 개의 요소로 모델화하였다(Fig. 4). 요소1은 콘크리트와 철근이 부착된 강도를 표시하는 부분이며, 요소2는 균열이 발생하여 철근과 콘크리트의 개별된 거동을 하는 모델이다. 따라서 요소 1은 콘크리트와 철근의 선형 탄성 값을 사용하고 있으며, 요소 2는 콘크리트의 변위이력에 따라 W_c 가 음수가 되면 콘크리트의 강성이 발현되고, 양수가 되면 콘크리트의 강성이 제거되고 철근의 강성만이 발현된다. 따라서 W_c 가 양수일 때는 요소 1의 축력과 요소 2의 철근의 축력이 동일하나, 음수일 때는 요소 2의 콘크리트 강성이 발현되므로 요소 2의 철근과 콘크리트 모델의 축력의 합이 요소 1의 축력과 동일하게 된다.

하중이 증가하여 변위가 양의 값이 되면 요소2의 철근만의 강성에 의하여 K_r 가 결정되며, 인장 항복후에는 철근의 항복 변형에 의하여 K_h 가 계산되어 철근의 재료적 성질을 잘 반영할 수 있다. 하중감소시 철근이 압축 항복하면 인장항복 강성 K_h 와 동일한 기울기를 가지게 되며, 더욱 하중이 감소하면 인장균열



(a) Two Elements in-series Model



(b) Force Deformation Relationship
(λ =constant; r =steel-hardening ration)

Fig. 4 Axial stiffness hysteresis model of Vulcano

이 단히므로 콘크리트의 강성이 회복되어 강성이 급격히 증가한다.

이 모델은 철근의 재료적 성질, 특히 반복이력에 따른 Bauschinger 효과를 잘 표현할 수 있으나, 철근 및 콘크리트의 응력상태를 검토하여야 하므로, 일반적인 거시적 모델에 사용하기에는 계산량이 많아지는 어려움이 있다.

3.2 단순모델의 제한

앞의 Vulcano모델에서 철근의 거동을 이중직선식으로 표현한다면 Vulcano의 모델은 몇 가지의 단순한 반복이력 거동을 나타내게 된다. 즉 요소1의 강성은 항상 존재하게 되지만 요소 2는 W_c 가 음수일 때에만 콘크리트의 강성이 발현되고 철근은 탄성시의 강성과 항복후의 강성 2가지로 나타낸다. 이러한 발상가능한 현상의 조합은 다음 4가지가 된다.

경우1 : $W_c \geq 0$ 이며 철근이 탄성상태(강성 = K_i)

경우2 : $W_c \geq 0$ 이며 철근이 항복상태(강성 = K_h)

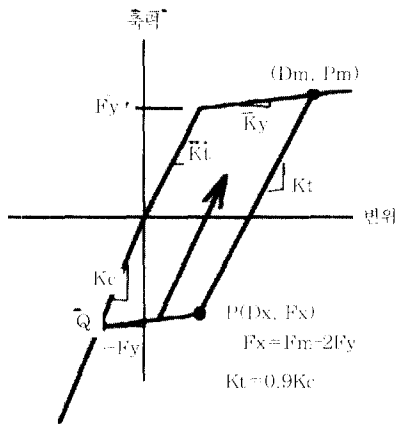


Fig. 5 Simplified axial stiffness hysteresis model

경우3: $W_c < 0$ 이며 철근이 탄성상태(강성 = K_c)

경우4: $W_c < 0$ 이며 철근이 항복상태

Fig. 4에서 하중감소시 W_c 가 0이하가 될 때 강성이 증가하며 이 강성은 K_c 에 접근한다. 이때 발산되는 에너지의 양은 미소하므로 Fig. 5에서와 같이 점 Q를 향한다고 가정할 수 있다. 즉, Fig. 4의 거동중 경우4를 제외하면 Fig. 5가 된다.

인장항복이 발생하기전의 거동을 비교하면, Kabeyasawa의 모델은 이중직선 이력을 가지나, Vulcano와 단순모델에서는 철근의 재료적 성질을 이중직선으로 가정하기 때문에 뼈대곡선상만을 이동하므로 에너지의 발산은 없게 된다.

제안한 단순모델은 철근과 콘크리트의 응력을 계산하여야 하는 Vulcano의 모델로부터 철근의 이중직선 거동을 가정하여, 거동특성이 동일하면서 거시적 모델에서 쉽게 사용될 수 있도록 수정된 것이다. 이 모델과 기존의 모델의 구조역학적 거동특성을 다음 4장에서 수치 해석 통하여 비교하였다.

4. 수치해석 구조모델과 비교결과

수치해석은 사용 축강성 모델에 따라 다음과 같이 3가지 경우로 수행하였다.

경우1. Kabeyasawa 축강성 반복이력을 사용

경우2. Vulcano 축강성 반복이력 모델을 사용하고 철근의 거동을 이중직선으로 가정한 경우

경우3. 제안한 단순 축강성 반복이력 모델을 사용

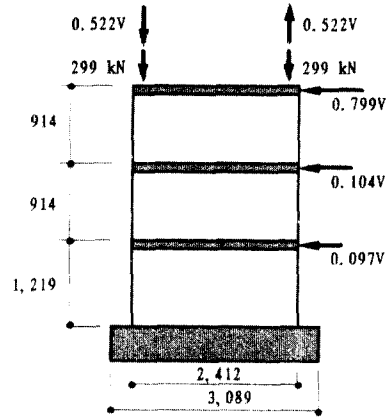


Fig. 6 Loading pattern & structural model of SP6

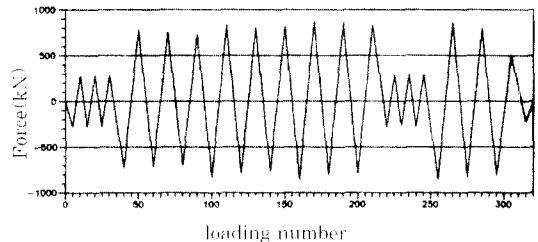


Fig. 7 Loading history

4.1. 구조모델

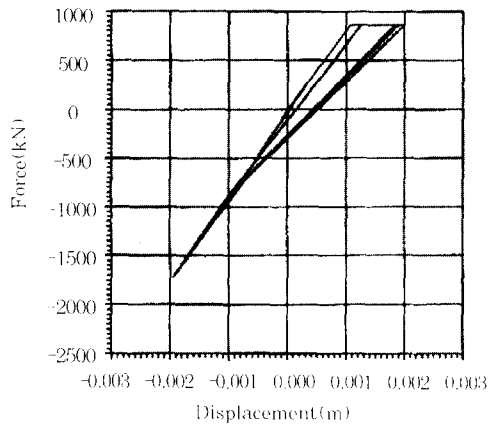
비교해석을 위한 구조모델로 Vallenias 및 Bertero 가 실험한 시험체 SP6(1979)을 사용하였다. 구조물의 형상은 Fig. 6과 같으며, Fig. 7과 같이 횡력과 수직력이 반복적으로 작용한다. 이 구조물의 계산된 각 스프링 계수 중 1층의 값을 Table 1에 정리하였다. 단, Kabeyasawa의 모델은 식(1)에 의하여 축력스프링 값을 계산하여야 하지만, 다른 모델과 비교하기 위하여 다음의 식을 사용하였다.

$$K_c = (A_c + A_s)E_c / h \quad (4)$$

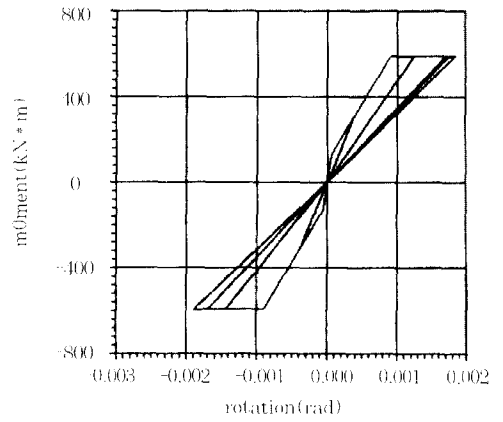
단, A_c 는 콘크리트의 전단면적이고 A_s 는 철근 면적이다.

Table1 Spring constants of 1st floor of structural model

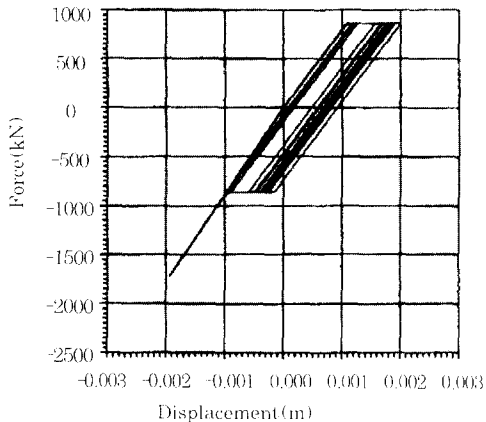
	spring of wall			boundary
	axial	shear	rotational	column
Elastic stiffness (kN/m)	3.83×10^7	1.43×10^7	2.39×10^6	5.77×10^7
cracking/elastic stiffness	-	0.178	0.23	-
cracking strength (kN)	-	450	127	-
yielding/elastic stiffness	0.001	0.001	0.001	0.001
yielding strength (kN)	609.9	800	500	858.9



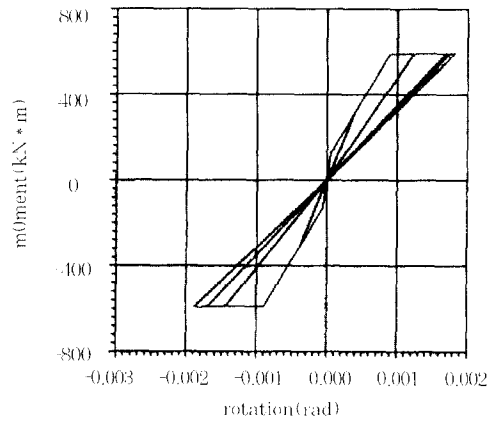
(a) case 1 - Kabeyaswa



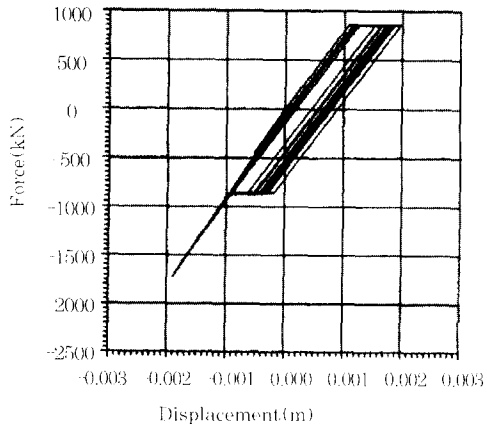
(a) case 1 - Kabeyaswa



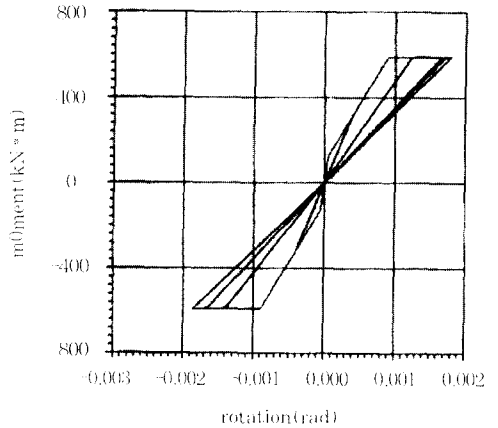
(b) case 2 - Vulcano



(b) case 2 - Vulcano



(c) case 3 - Simplified



(c) case 3 - Simplified

Fig. 8 Axial spring hysteresis of 1st floor right boundary column

Fig. 9 Rotational spring hysteresis of 1st floor

4.2. 수치해석 및 결과 비교

4.2.1 변위거동특성

Fig. 8에서 1층의 우측 보강기둥의 반복이력 거동을 살펴보면, Vulcano모델과 단순모델의 반복이력 거동이 근사함을 알 수 있다. Fig. 9는 회전스프링의 거동을 나타내는 것으로, 회전스프링은 3가지 경우의 반복이력 거동이 유사함을 볼 수 있다.

Kabeyasawa 모델 사용시 하중 재하이력에 따른 3층의 변위곡선을 Fig. 10에 나타내었다. 3가지 모델을 사용한 경우, 변위값이 거의 동일하기 때문에 비교를 위하여 '+' 변위의 포락선의 비교값을 Fig. 11부터 Fig. 13에 사용하였다. Kabeyasawa 모델을 사용한 경우의 변위는 Vulcano모델과 단순모델을

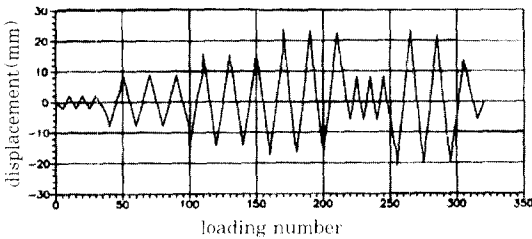


Fig. 10 Displacement history of 3rd floor in case 1 (Kabeyasawa)

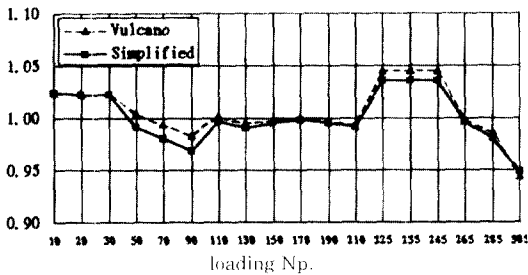


Fig. 11 Displacement ratio of case 2&3 to case 1 (Kabeyasawa model)

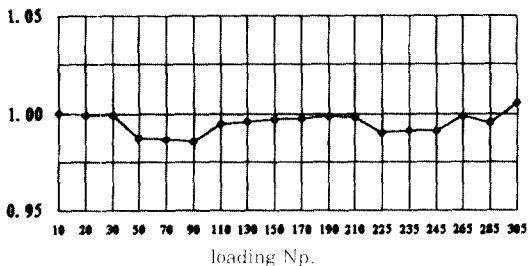


Fig. 12 Displacement ratio of case 3(simplified model) to case 2(Vulcano model)

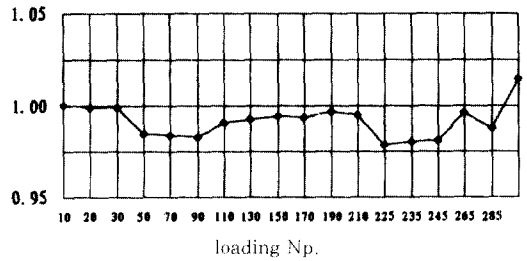


Fig. 13 Flexural displacement ratio of case 3(simplified mode) to (Vulcano model)

사용할 때의 값과 비교하면 오차가 5% 이내임을 Fig. 11에서 알 수 있다. Fig. 12에서는 제한한 단순모델과 Vulcano모델의 변위 오차가 2% 이내임을 알 수 있다. 전체 변위 중 휨에 의한 변위를 비교한 것이 Fig. 13이며, 제한한 단순모델과 Vulcano모델의 휨변위 오차율도 2% 이내임을 볼 수 있다.

Table 2에서 변위와 1층의 우측 보강기둥 부재, 1층의 회전스프링 변위의 최대값과 최소값을 보면 3가지 경우 동일함을 볼 수 있다. 따라서 단순모델 사용할 때 변위이력은 Vulcano모델 사용할 때와 거의 동일하며, Kabeyasawa 모델 사용할 때와 비교하여도 큰 오차가 나지 않음을 알 수 있다.

Table 2 Maximum and minimum displacements from analyses

	unit	occurred loading No.	case 1	case 2	case 3
			(Kabeyasawa)	(Vulcano)	(simplified)
Lateral Disp. of 3rd. fl.	max.(m)	170	2.366×10^{-1}	2.366×10^{-1}	2.360×10^{-1}
	min.(m)	255	-2.086×10^{-1}	-2.086×10^{-1}	-2.080×10^{-1}
Right boundary column of 1st Fl.	max.(m)	170	2.001×10^{-1}	1.998×10^{-1}	1.967×10^{-1}
	min.(m)	255	-1.947×10^{-1}	-1.945×10^{-1}	-1.919×10^{-1}
Rotational spring of 1st Fl.	max.(rot)	255	1.192×10^{-1}	1.819×10^{-1}	1.791×10^{-1}
	min.(rot)	170	-1.893×10^{-1}	1.891×10^{-1}	-1.865×10^{-1}

4.2.2 발산 에너지량

하중 이력에 따른 발산 에너지의 누계를 Fig. 14에 표시하였다. 총 발산 에너지의 양은 Vulcano 모델 사용시와 제한한 단순모델 사용시 값이 거의 동일하나, Kabeyasawa 모델 사용시의 값은 적음을 알 수 있다. Fig. 15는 휨변형에 의한 발산 에너지의 양을 표시한 것으로 Fig. 14와 형상이 비슷하다. Fig. 14와 15를 비교하면 각 모델 사용시 총 발산 에너지 차이는 휨변형 에너지 차이임을 알 수 있다. Fig. 16은 휨변형 중 양단의 보강기둥에서 발산 에너지량으로, Fig. 15와 비교하면 휨변형 에너지 발산량 대

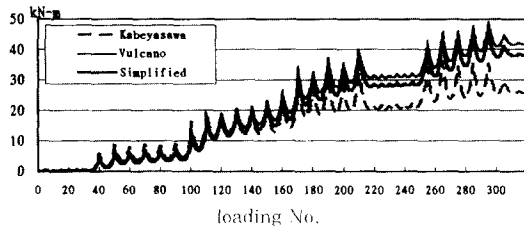


Fig. 14 Total energy dissipation amounts

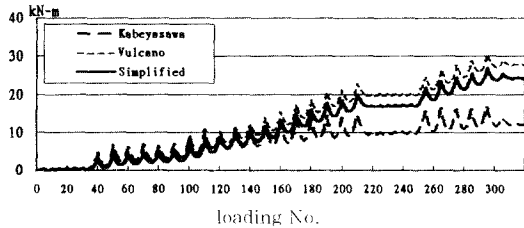


Fig. 15 Total energy dissipation amounts due to flexural deformation

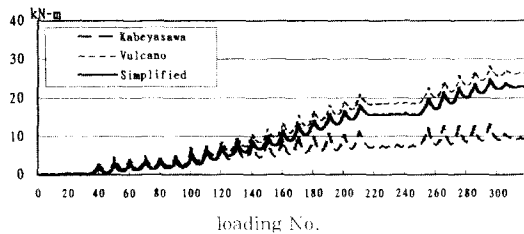


Fig. 16 Energy dissipation amounts of boundary columns

부분은 보강기둥에서 발생한다는 사실과, 각 모델의 총 발산 에너지량의 차이는 보강기둥의 거동 차이로부터 기인한 것임을 알 수 있다.

보강기둥에 인장항복이 발생하는 100번 하중 이후로 에너지의 누계 차이가 커짐을 볼 수 있다. 이는 Fig. 8에서 변위의 최대 및 최소값은 동일하게 나타나고 있으나, 반복이력 특성은 상이하기 때문이다. 즉 앞(3.1.1)의 설명과 같이 Kabeyasawa의 모델에서 α 의 값이 0.9일 때, 항복 변위의 1.16배만 되어도 하중감소시의 스프링 강성이 식 (3)에 따라 Klim 한계값에 도달하기 때문이다. Vulcano모델과 단순모델에서 차이가 나는 것은 앞의 3.2절에서 단순모델에서 경우4(인장균열이 닫힐 때의 거동)를 생략하였기 때문이다.

에너지 발산량을 정리하면, Kabeyasawa의 모델은 다른 두 모델에 비하여 작게 나타나며 제안된 단

순모델은 Vulcano모델에 비하여 약간 작게 나타나고 있음을 알 수 있다.

5. 맺음말

TVLEM을 이용하여 전단벽의 비선형 해석시 사용되는 기존의 Kabeyasawa와 Vulcano의 반복이력 모델은 복잡성으로 인한 해석적 안정성을 기대하기 어려우므로, Vulcano의 모델을 수정하여 단순모델을 제안하였다. 이 단순 반복이력 모델은 Vulcano의 기본 가정을 따른 것이며, 철근의 거동은 이중직선 반복이력을 가정한 것이다. 제안한 단순모델을 기존의 모델과 비교한 수치해석 결과는 다음과 같다.

1) 제안한 단순 축강성 모델이 Vulcano의 모델과 비교하여 변위의 이력 거동과 에너지 발산량이 근사하므로, 복잡한 Vulcano 모델 대신에 제안한 단순모델을 사용하여도 동일한 수치해석 결과를 기대할 수 있다.

2) 변위 이력에서는 Kabeyasawa모델과 Vulcano모델 및 제안한 단순 축강성 모델이 동일하나 에너지 발산량에서는 Kabeyasawa모델이 다른 두 모델에 비하여 매우 상이하게 나타나므로, 에너지 발산량이 문제되는 해석에는 축강성 반복이력 모델의 신중한 선택이 필요하다.

3) 휨에너지 발산량은 벽체의 회전스프링보다는 대부분 보강기둥에서 발생함을 수치해석 예에서 나타났다. 이것은 전단벽의 비선형 휨거동시 에너지 발산의 대부분이 보강기둥에서 발생하므로, 이 부분을 띠철근으로 보강하여 항복후에도 연성 거동이 가능하도록 유도하는 내진 기준의 개념과 일치함을 보여주고 있다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, Building Code Requirement for Reinforced Concrete(ACI 318-89), American Concrete Institute, Detroit, 1989
2. Hiraishi, H., "Evaluation of shear and flexural deformations of flexural types shear walls," Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, pp 677~684

3. Kabeyasawa, T., Otani, S. and Aoyama, H., "Nonlinear earthquake response analysis of RC wall frame structures." Transactions, Japan Concrete Institute, 1983, pp 277 ~ 284
4. Kanaan, A. E. and Powell G. H., General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures, Earthquake Research Center, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley, California, September, 1973
5. Kunnnath, S. K. and Reinhorn, A. M., "Inelastic three-dimensional response analysis of reinforced concrete building structures (IDARC~3D)", Technical Report NCEER, April 17, 1989
6. 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
7. Vallenias, J. M. and Bertero, V. V., Popov, E. p., "Hysteretic Behavior of reinforced concrete structural walls," Report No. UCE/EERC-79/20, University of California, Berkeley, 1979
8. 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
9. Wallace, J. W., "Seismic design for RC structural walls, Part I: New Code Format," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 121, No.1, Jan., 1995, pp75~87
10. Wallace, J. W. and Thomsen, J. H., "Seismic design for RC structural walls, Part II: Applications," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 121, No.1, Jan., 1995, pp88~101
11. 이리형, 김성수 외, 전단벽의 양단부 기둥식 보강기법 연구, 대한주택공사 연구자료 93-14, 1993, 6.
12. 이영욱, 철근-콘크리트 벽식구조물의 비선형 정적 및 동적해석에 관한 연구, 서울대학교 대학원 박사학위 논문, 1993

요 약

전단벽계 양단의 보강기둥은 비선형 휨거동에 주요 영향을 미치는 구조 요소이다. 본 연구에서는 전단 벽체에 일반적으로 사용되는 모델인 TVLEM에서, 수직 스프링 요소로 표현되는 보강기둥의 반복이력 모델을 제안하고 기존의 모델과 비교 검토하였다. 제안된 단순모델은 Vulcano의 모델 중 철근의 거동을 이중직선으로 가정하여 유도되었으며, 제안된 모델을 검증하기 위하여 Vulcano와 Kabeyasawa의 모델 사용시의 수치해석 값과 비교하였다. 비선형 해석은 자체 개발된 프로그램을 사용하였으며, Vallenias와 Bertero가 실험(1979)한 SP6의 모델에 대하여 수치해석을 수행하여 반복이력특성과 변위이력 및 발산 에너지량을 비교하였다.

(접수일자 : 1997. 5. 6)