

지진해석을 위한 철근콘크리트 전단벽의 단순화 모델

A Practical Model for Seismic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings



정성훈*

Seong-Hoon Jeong



유태상**

Tae-Sang You

이 기사에서는 철근콘크리트 전단벽의 비선형 해석모델에 대한 논문인(Kim, T.-W., Foutch, D. A., LaFave, J. M., "A Practical Model for Seismic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 3, 2005, pp. 393 ~ 417)을 선정하여, 해당 논문의 저자인 김태완 교수의 허락을 얻어 본지에 소개하고자 한다.

1. 서론

비탄성해석이 선형탄성해석에 비해 정밀한 구조물의 거동을 예측할 수 있음에도 불구하고 건물구조설계에 일반적으로 사용되지 않는 이유 중의 하나는 설계과정에서 사용하기 쉽고 널리 적용되는 모델링과 해석프로그램이 없기 때문이다. 현재 이용 가능한 비선형해석 프로그램은 다소 사용하기 복잡하며, 일반적인 구조설계의 지식이 아닌 더욱 전문화된 지식이 필요하다. 그러나 일부 규모가 큰 구조 설계회사에서는 지진거동의 예측과 내진성능평가를 위해서 비선형모델을 사용하고 있으며, 이는 보다 정확한 거동의 예측과 효율적인 설계를 가능하게 하고 있다. 이 연구에서는 철근콘크리트 전단벽의 비선형 해석모델을 정의하기 위해서 웹(web)의 비구속 콘크리트(unconfined concrete), 경계기둥의 구속된 콘크리트(confined concrete), 그리고 철근의 특성들을 고려한 단면해석을 기초로 하고 있다. 또한 실험에서 관찰되는 강성·강도 저감(deterioration)과 핀칭효과를 고려하여 해석 모델링에 반영한다.

2. 철근콘크리트 전단벽의 모델링 변수

2.1 백본커브(backbone curves)

* 정회원, 인하대학교 건축학부 교수
jeong@inha.ac.kr

** 인하대학교 건축학부 석사과정

철근콘크리트 전단벽의 모멘트-곡률 관계는 단면해석에 의해 정의된 백본커브를 기초로 정해진다. 콘크리트와 철근의 극한변형률로부터 휨 한계상태(flexure limit states)를 결정하였는데, 균열 발생 이후의 콘크리트의 인장강도는 무시할 수 있다고 가정하였다. 단면은 폭을 따라 여러 층으로 나누고, 각 층마다 콘크리트와 철근을 분리하여 분포시켰다. 콘크리트는 구속된 부분과 구속되지 않은 부분으로 분류하였다. 구속되지 않은 콘크리트는 일반 콘크리트의 응력-변형률 관계를 가지며, Kent and Park(1971)에서 제시된 응력-변형률 모델을 사용하였다. '구속된' 콘크리트는 후프근과 연결철근(crosstie)으로 이루어진 구속철근에 둘러싸이는 콘크리트를 의미한다. 구속철근은 콘크리트에 추가적인 변형률에너지를 부여하기 때문에 구속된 콘크리트의 강도와 연성을 증가시킨다. <그림 1>은 스티럽에 의해 전단벽 경계지역의 구속된 콘크리트를 보여준다. 전단벽의 구속된 콘크리트 응력-변형률 관계는 Mander et al.(1988)의 모델을 사용하여 계산한다. 예제 건물의 콘크리트 공칭압축강도는 구속된 콘크리트 42.8 MPa, 구속되지 않은 콘크리트 27.6 MPa이다. 또한 Mander et al.에서는 구속된 콘크리트의 극한변형률의 값을 구하는 식을 소개하였으며, 단위 부피의 변형률 에너지 평형으로부터 식을 계산하였다. 극한변형률은 스티럽 철근이 파괴될 때를 의미하며, 예제 건물의 전단벽에서 구속된 콘크리트의 극한변형률 값은 0.0284로 계산되어 진다.

철근의 응력-변형률 관계는 인장 실험에 기초하였다. 인장경화가 시작되는 변형률은 0.017, 극한변형률은 0.14이며, 철근의 응력-변형률 관계는 Burns and Siess(1962)에서 제안된 모델을 채택하였다. 예제 건물의 철근항복강도는 공칭강도 414

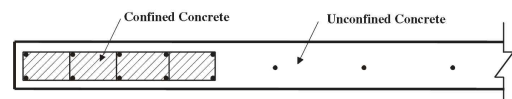


그림 1. 철근콘크리트 전단벽의 구속 및 비구속 콘크리트

MPa 철근의 평균값 472 MPa로 가정하였다.

위의 콘크리트와 철근의 재료특성과 단면해석을 이용하여 벽체의 모멘트-곡률 관계를 얻을 수 있다. 모멘트에 의한 곡률은 항복 전에는 선형으로 분포하고 있으나 항복 후에는 바닥에 집중될 것으로 가정하였다. <그림 2>는 구속된 콘크리트가 극한 변형률에 이르기 전에 길이방향 철근이 먼저 파괴되는 경우의 모멘트-곡률 관계를 보여주며, 그림속의 동그라미 표시는 길이방향 철근이 극한변형률이 되어 파괴되는 지점을 나타낸다.

해석모델의 모멘트-곡률 백분커브를 <그림 3>과 같이 가정하였다. 항복 모멘트강도(M_y)는 가장자리에서 세 번째 길이방향 철근이 항복할 때의 값으로 정의하였다(첫 번째 철근의 항복을 항복모멘트 값으로 하는 경우 과소평가 될 수 있다). 항복하기 전 탄성강성(k_1)은 단면해석에서 얻어진 모멘트-곡률 관계에서 선형지역(균열이 간 상태의 탄성영역)의 기울기를 의미한다. 항복 곡률(ϕ_y)은 항복 모멘트강도와 탄성강성으로부터 M_y/k_1 과 같이 계산된다. 항복 후 강성(k_2)은 항복점과 극한점을 연결한 기울기로 계산된다. 극한 모멘트강도와 곡률은 첫 번째 철근이 파단될 때의 값으로 정의하였다.

전단거동은 강성이 전단균열강도에서 한번 변하고 전단항복강도에서 다시 변하는 trilinear 모델을 바탕으로 정의하였다(Otani et al., 1985). 이 모델에서 전단항복(V_y)은 전단모멘

트(M_y)를 벽체의 높이로 나누어 구한다. 전단항복이 전단균열 강도에 이르기 전에 발생하는 경우 전단거동 모델은 bilinear로 나타낼 수 있으며, 이는 초기강성(k_s)과 균열 후 강성 비(a_s)에 의해서 정의된다.

2.2 이력법칙(hysteretic rules)

철근콘크리트 전단벽의 휨과 전단거동의 이력곡선을 정의하는데 필요한 변수들은 다음과 같이 정리될 수 있다.

- (1) 강도저하비 : τ
- (2) 강도감소계수 : $\zeta = M_{ym}/M_y, V_{ym}/V_y$
- (3) 핀칭비 : $\psi = V_g/V_y$
- (4) 슬립계수 : ν

강도저하비는 최대모멘트 이후의 모멘트를 최대모멘트로 나눈 값으로 <그림 3>에서 τ 로 나타나 있다. 강도감소계수는 하중의 반복횟수가 증가할수록 강도가 낮아지는 현상을 반영한 것으로 ζ 로 나타나 있다. 핀칭은 하중의 전환(load reversal)에 의해 균열이 열리고 닫히면서 발생하는 현상이며, 변형에 의한 양적으로 표현된 값이 아닌 웨브의 철근비와 전단벽의 전단응력에 따라 정해진다. 핀칭비는 수평철근비와 공칭전단응력과는 연관성이 적은 것으로 나타난다. 이 연구에서 벽의 전단거동 변수들은 휨거동에 기초한다고 가정하였으므로 항복전단강도(V_y)는 항복모멘트(M_y)를 벽의 높이(H_w)로 나누어 계산되며, 이와 유사하게 핀칭하중(V_g)은 균열모멘트강도(M_{cr})를 벽의 높이로 나누어 계산된다. 핀칭에 의한 영향과 비슷하게 슬립은 측정하기가 어려우며, 슬립을 측정하는 일반적인 방법은 존재하지 않으므로 다른 변수들을 일정하게 유지시킨 상태에서 실험과 해석의 이력곡선(모멘트-회전, 전단력-전단변형, 전단력-상부변위)을 비교해가며 슬립계수를 구할 수 있다.

<그림 4>에서는 Wang et al.(1975)의 바벨벽(barbell wall) SW2에 대한 측정된 결과와 해석모델에 의해 계산된 결과를 비교하고 있다. 실험과 해석결과가 비교적 잘 일치하고 있는 것을 보여준다.

3. 변수연구

전단벽의 내진성능을 충실하게 평가하고, 이력곡선을 정의하기 위한 변수의 신뢰성을 높이기 위해서 강도저하비, 하중감소계수, 핀칭비, 슬립계수의 각 변수가 전단벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. 이를 위해 사용한 각 변수는 다음과 같이 세

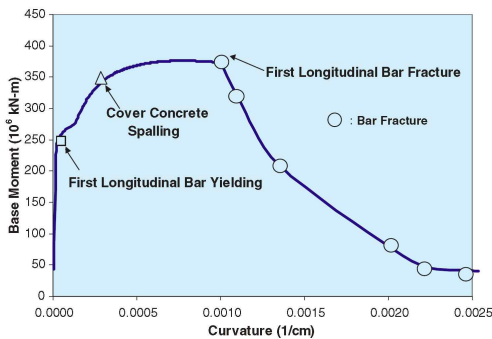


그림 2. 예제 전단벽의 모멘트-곡률 관계

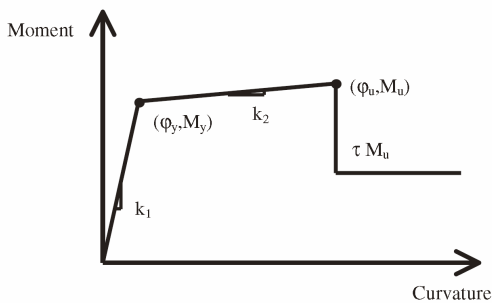


그림 3. 모멘트-곡률 관계의 백분커브

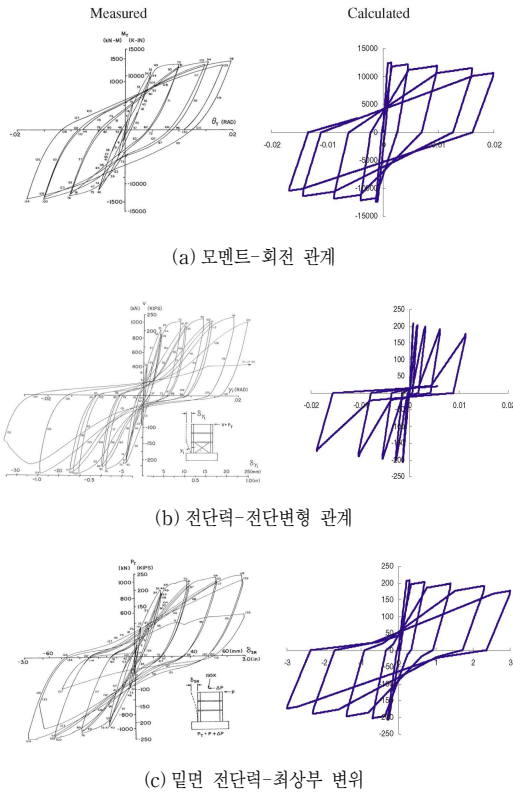


그림 4. 예제 전단벽거동의 실험값과 해석값의 비교
(1 k = 4.45 kN, 1 in. = 25.4 mm)

가지 다른 값으로 정해졌다.

- (1) 강도저하비 : $\tau = 0.75, 0.50, 0.25$
- (2) 강도감소계수 : $\zeta = 0.95, 0.90, 0.85$
- (3) 편칭비 : $\psi = V_g/V_y, 1.5(V_g/V_y), 0.5(V_g/V_y)$
- (4) 슬립계수 : $\nu = 1.0, 1.3, 1.5$

강도저하비의 변화는 반복거동에 영향을 주지 않으며, 요구값(demand)과 성능값(capacity)의 최종결과에도 영향이 거의 없다. 그러므로 이 비는 단순히 0.5로 가정하고 다른 변수들을 변화시켜 보았다. 강도감소계수는 0.95를 기본 값으로 정하였다. 강도감소는 항상 존재하고 강도저하가 이미 포함되어 있으므로 강도감소계수의 차이를 작게 정하였다. 편칭비는 (V_g/V_y) 을 기본값으로 하여 (V_g/V_y) 에 0.5와 1.5를 곱한 값을 해석에

대입하여 사용하였다. 슬립계수는 1.3을 기본값으로 선택하였고 (가장 작은 값보다 조금 큰 값), 다른 두 개의 ν 의 값은 이 계수의 휨 변형과 전단변형이 전체변위에 주는 영향을 비교하기 위해서 조사되었다.

슬립계수 차이가 주는 영향을 비교하기 위한 성능변수는 '요구성능'과 '보유능력'이 있다(성능평가과정). 요구성능은 SAC 프로젝트(Somerville et al., 1997)에서 사용되었던 LA 21부터 LA 40까지 총 20개의 지진파(accelerograms)를 사용한 최대변위의 평균값이며, 보유능력은 Luco and Cornell(1998)에서 제안된 IDA(Incremental Dynamic Analysis)로 계산된 파괴변위의 평균값으로 정의하였다. Kim et al.에서의 IDA를 이용하여 건물의 변위 요구성능과 보유능력을 LA 36 지진파에 여러 슬립계수를 적용하여 계산하였으며, 그 결과를 <표 1>에 정리하였다. <표 1>에서 요구성능과 보유능력은 스펙트럼 가속도 값(spectral acceleration values)의 규모로(각각 1.2g와 3.0g) 나타내어 진동크기의 차이를 보여주었다.

슬립계수의 차이는 요구성능의 전체변위(4.18, 4.07, 그리고 4.61%)에 큰 영향을 주지 않는다. 전단변형이 전체변위에 차지하는 부분은 슬립계수가 1.0에서 1.3으로 증가할 때 미소하게 증가하였고, 1.3에서 1.5로 증가할 때는 보다 더 크게 증가하였다. 비록 요구성능 측면에서 전단거동의 영향이 40%로 증가하지만, 전체변위는 휨거동이 지배적이다. 반면 보유능력의 전체변위(7.81, 12.1, 그리고 13.1%)는 슬립계수에 상당히 큰 영향을 받았는데, 이는 사이클의 축적에 의한 영향 때문이다. 전단계수가 1.5일 때 전단변형이 전체변위의 50% 이상이며, 1.3일 때는 전단과 휨의 거동이 각각 50%이다.

성능평가과정에서 요구성능과 보유능력에 주요변수들이 주는 영향을 알아보기 위해 변수값들을 변경해 가며 해석을 수행하였다. 변수들의 민감도는 요구성능과 보유능력을 이용하여 시험하였으며, 요구성능은 LA 21부터 LA 40까지 총 20개의 지진파(accelerograms)에 의한 최대변위의 평균값, 보유능력은 IDA에서 계산된 파괴변위의 평균값을 나타낸다(민감도를 연구하기 위하여 LA 36 지진파를 사용하였다). 변수연구에 의한 결과는 <표 2>에 나타나 있다.

표 1. 슬립계수에 따른 변위 요구값과 성능값

슬립계수	변형요소	변위요구값(%)	변위성능값(%)
		$S_a = 1.2g$ (전체에 대한 비율, %)	$S_a = 3.0g$ (전체에 대한 비율, %)
1.0	휨변형	2.78(66.5)	6.03(77.2)
	전단변형	1.40(33.5)	1.78(22.8)
1.3	휨변형	2.66(65.4)	5.95(49.2)
	전단변형	1.41(34.6)	6.15(50.8)
1.5	휨변형	2.61(56.6)	5.69(43.4)
	전단변형	2.00(43.4)	7.41(56.6)

표 2. 변수연구를 위한 평균 변위 요구값과 성능값


변수	값	요구값	성능값	성능값/ 요구값
기본값	$\zeta = 0.95$ $\psi = 0.23$ $\nu = 1.30$	0.0213	0.0489	2.30
강도감소계수	$\zeta = 0.90$ $\zeta = 0.85$ $\psi = 0.35$ ($\psi = 0.23, \nu = 1.30$)	0.0214 0.0217 0.0192	0.0502 0.0444 0.0522	2.35 2.05 2.72
핀칭비	$\psi = 0.11$ ($\zeta = 0.95, \nu = 1.30$)	0.0245	0.0477	1.95
슬립계수	$\nu = 1.00$ $\nu = 1.50$ ($\zeta = 0.95, \psi = 0.23$)	0.0181 0.0244	0.0416 0.0455	2.30 1.86

높은 강도감소계수와 핀칭계수는 낮은 요구성능과 높은 보유능력을 갖게 하였다. 다른 두개의 변수와 달리 높은 슬립계수는 높은 요구성능을 갖게 하고, $\nu = 1.0$ 와 1.5 에서의 보유능력은 $\nu = 1.3$ 의 보유능력보다 작게 나온다. 요구성능 측면에서 슬립이 없는 경우($\nu = 1.0$)에는 전단변형의 값이 줄어들어 전체 요구성능은 작아진다. 보유능력 측면에서의 형상은 조금 더 복잡하다. $\nu = 1.0$ 에서 보유능력이 $\nu = 1.3$ 에서 보다 작은 이유는 전체변위에 휨 구성이 지배적이기 때문이다. 이는 P- Δ 효과를 더욱 심하게 하여 전단벽이 조기에 붕괴된다. $\nu = 1.5$ 일때도 보유능력은 역시 작지만, 그 차이는 $\nu = 1.0$ 일 때 보다 작다(<표 1>과 같이 전단변형의 전체거동에 차지하는 부분이 $\nu = 1.0$ 에서 보다 더 커지기 때문이다). $\nu = 1.5$ 에서 전체변위는 $\nu = 1.3$ 에서 보다 더 크며, 결국 $\nu = 1.5$ 에서 먼저 붕괴된다.

변수의 변화에 의한 결과의 차이가 크지 않기 때문에 선택된 기본값들이 합리적인 것을 알 수 있다. 결과적으로 <표 2>의 첫 번째 행에 있는 기본 값을 철근콘크리트 전단벽 모델링에 사용할 수 있다.

4. 결론

제안된 철근콘크리트 전단벽 모델은 실제 실험결과와 잘 일치하도록 주요 변수들을 조절하였다. 휨거동을 위한 모델링변수는 단면해석을 기초로 하였으며, 전단거동의 변수들은 휨거동으로부터 간접적으로 구하였다. 모델링에 의해 계산된 전단변형은 측정된 값보다 작은 값을 갖지만, 그 차이는 전체거동에 큰 영향을 주지 않는다.

변수연구는 모델에 사용된 변수들이 합리적으로 선택된 것을 보여준다. 그 이유는 변수들의 변화가 IDA 결과에 큰 차이를 주지 않기 때문이다. 변수 변화에 의한 최대변위는 요구성능 레벨의 평균값($S_a = 1.2g$)에서는 비슷하였으며, 보유능력 레벨의 평균값($S_a = 3.0g$)에서는 약간 산개되어 있다. 

참고문헌

1. Burns, N. H. and Siess, C. P., "Load-deformation characteristics of beam-column connections in reinforced concrete", Structural Research Series No. 234, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 1962.
2. Kent, D. C. and Park, R., "Flexural members with confined concrete", Journal of Structural Division, ASCE 97(7), 1971, pp.1969 ~ 1990.
3. Kim, T.-W., Foutch, D. A., LaFave, J. M. and Wilcoski, J., "Performance assessment of reinforced concrete structural walls for seismic loads", Structural Research Series No. 634, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2004.
4. Luco, N. and Cornell, C. A., "Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure", Proc., 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA, 1998.
5. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE 114(8), 1988, pp.1804 ~ 1825.
6. Otani, S., Kabeyasawa, T., Shiohara, H. and Aoyama, H., "Analysis of the full scale seven story reinforced concrete test structure", Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures: US-Japan Research, SP-84, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1985.
7. Somerville, P., Smith, N., Puntamurthula, S. and Sun, J., "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project", SAC Background Document Report No. SAC/BD-97/04, SAC Joint Venture, Richmond, CA, 1997.
8. Wang, T. Y., Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Hysteretic behaviour of reinforced concrete framed walls", Report No. UCB/EERC-75/23, EERC, University of California, Berkeley, CA, 1975.

담당 편집위원 : 박기봉(강원대학교) kbpark@kangwon.ac.kr