

능력설계에 의한 RC 연결전단벽 구조의 내진설계

Application of Capacity Design Methodology to RC Coupled Shear Wall

이 한 선* 정 성 욱** 고 동 우**
Lee, Han Seon, Jeong, Seong Wook Ko, Dong Woo

ABSTRACT

Coupled shear wall(CSW) has been adopted as a lateral force resisting system in building frame structures. New Zealand code recommends the capacity design in designing the CSW. Capacity design based on using moment redistribution of member force may provide the economical benefit to designer. In this study, CSW's are designed by both capacity design and strength-based design. The design results and the seismic performance are compared by using nonlinear static analyses. The amount of reinforcement of shear wall and the section area of steel coupling beams by capacity design appear to be reduced by 19% and 17%, respectively. Also CSW designed by capacity design shows good seismic performance at the ultimate state.

1. 서론

근래 들어 주상복합 용도의 건물로 초고층 건물이 많이 건설되고 있다. 이와 같은 주거 용도의 건물은 층고를 낮추기 위해 바닥판 시스템은 횡력저항능력이 없는 플랫폼레이트 또는 널적보가 사용되기 때문에, 횡력저항시스템은 전단벽이 모든 횡력에 저항하는 건물골조 시스템이 사용된다. 이 경우 전단벽의 일부 열린 부분은 연결보 또는 슬래브로 연결되는데, 이와같은 건물을 연결전단벽(Coupled Shear Wall: CSW)구조라고한다. CSW구조의 경우 건물의 비탄성거동이 연결보와 전단벽 하부에서 발생하기 때문에 능력설계법을 도입하여 건물에 작용하는 하중을 적절히 재분배시킬 경우 횡력에 대한 건물의 설계를 효율적으로 수행할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 전형적인 60층 RC건물을 선정 한 후 일반적인 방법과 능력설계법에 따라 설계하여, 설계결과를 비교하고, 두 건물에 대해 정적비탄성해석을 수행하여 건물의 성능을 비교하였다.

2. 능력기반설계

콘크리트에 균열이 발생한 후 압축측 벽체의 강도와 강성은 인장측 벽체보다 더 큰 값을 보여준다. 따라서, 압축을 받는 전단벽이 인장을 받는 전단벽에 비해 더 많은 모멘트를 지지하게 된다. 이러한 영향은 일반적으로 지진하중 해석시 전단벽의 인장 압축에 따라 다른 강성을 적용함으로써 반영된다. 이에 추가하여 뉴질랜드 기준¹⁾은 그림 1(a)와 (b)에서 보듯이 인장측 전단벽의 모멘트의 최대 30%를 압축측 전단벽에 재분배 시키는 것을 허용한다.

연결보의 경우 전단력이 그림 1(c)에서 보듯이 건물의 높이에 따라 변한다. 연결보를 설계함에 있어 매 층마다

*정회원, 고려대학교 건축공학과 교수

**정회원, 고려대학교 건축공학과 대학원

변하는 요구강도를 각각 고려하여 설계할 수 없으므로 흔히 몇 개 층씩 그룹으로 나누어 그중 최대요구강도에 대해 설계하게 된다. 이때 전단력과 모멘트를 수직으로 적절히 분포시키면 더 경제적으로 설계할 수 있는데, 그림 1(c)의 빗금친 부분이 이와 같이 설계전단력을 구한 것이다. 단, 이 때 설계전단력을 요구전단력의 20% 이상 감소시켜서는 안된다.

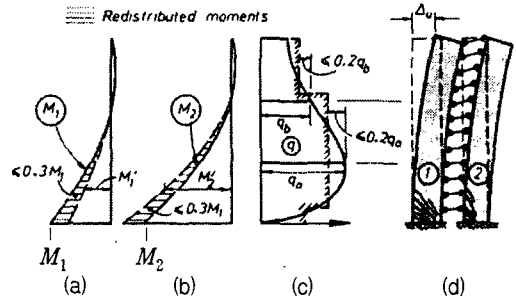


그림 1 전단벽 및 연결보의 요구강도 조정 (Priestley)

3. 예제건물 건물개요 및 지진하중 해석

예제건물은 60층 건물골조 시스템으로 횡력저항시스템은 철근콘크리트 전단벽이고, 그 외 골조부분은 플랫폼레이트로 이루어져 있다. 건물의 전체 높이는 216m이며, 높이에 따른 전단벽의 두께와 연결보의 폭, 그리고 콘크리트의 설계 강도는 표 1과 같다. 지진하중은 다음과 같이 KBC 2005²⁾에 따라 구하였으며 밑면 전단력은 31,045kN이다.

$$V_s = C_s \times W$$

$$C_s = (S_{D1} \times I_E) / (R \times T)$$

$$\text{(단, } C_{s, \min} = 0.044 \times S_{DS} \times I_E \text{)}$$

$$T = 0.049(H_n)^{3/4}, H_n = 216m$$

이때 지진구역 1이며, 지반종별 S_C ($S_{D1} = 0.234$, $S_{DS} = 0.439$), 내진등급 특($I_E = 1.5$)이므로 내진설계범주 D그룹에 속한다. 반응수정계수는 보통 RC전단벽을 가진 건물골조로서 5를 적용하였다. 각 부재의 유효강성은 ACI 318³⁾의 방법에 따라 연결보는 $0.35I_g$, 인장축전단벽의 휨강성과 축강성은 각각 $0.35I_g$ 와 $0.35A_g$, 압축축 전단벽은 각각 $0.70I_g$ 와 $1.0A_g$ 를 적용하였다.

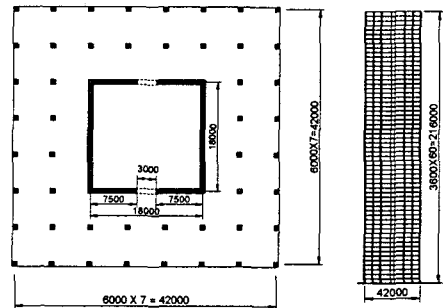


그림 2 예제건물의 평면 및 입면

표 1 예제건물의 재료강도 및 부재 크기

Story	전단벽	연결보	기둥	슬래브
1~15F	800 (58.8)	800×1000 (58.8)	800×800 (58.8)	250 (44.1)
16~30F	700 (49.0)	700×1000 (49.0)	800×800 (49.0)	250 (39.2)
31~45F	600 (39.2)	600×1000 (39.2)	800×800 (39.2)	250 (29.4)
46~60F	500 (29.4)	500×1000 (29.4)	800×800 (29.4)	250 (29.4)

단위 : mm(MPa)

4. 예제건물의 설계

일반적으로 사용되는 설계법과 능력설계법을 사용하여 예제 건물의 전단벽과 연결보를 설계하였다.

4.1 전단벽 설계

그림 3의 속이 찬 기호는 탄성해석결과 보여주는 요구부재력으로 0.9D+1.0E일 때 일반적인 설계법을 적용할 경우 3D29@180mm ($\rho = 0.0134$)으로 설계할 수 있다. 속이 빈 기호는 능력설계에서 적용하는 요구부재력으로서 가장 위험한 하중조합(0.9D+1.0E)일 때 부재력 $P_1 = -64,450 kN$, $M_1 = 298,578 kNm$ 에서 모멘트를 30% 줄인 $P_1 = -64,450 kN$, $0.7M_1 = 209,005 kNm$ 을 의미한다. 이 경우 전단벽은 3D29@220mm ($\rho = 0.0109$)와 같이 설계될 수 있다. 이는 일반적인 방법에 따라 설계하였을 때보다 철근비가 19% 감소하였다.

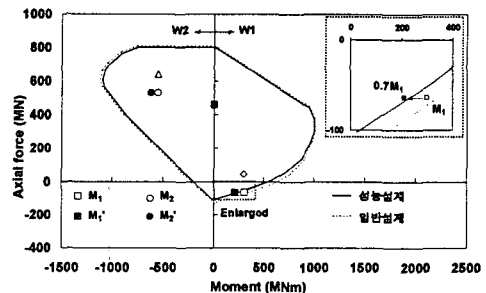


그림 3 능력설계법을 적용한 전단벽 설계

표 2 설계방법에 따른 단면 치수 및 물량 비교

	일반 설계법		능력설계법	
	단면 치수 (mm)	단면적 (mm ²)	단면 치수 (mm)	단면적 (mm ²)
1~15F	H-700×560×38×54	82,976 (100%)	H-700×560×28×42	64,288 (77%)
16~30F	H-700×460×38×60	77,240 (100%)	H-700×460×34×58	73,216 (95%)
31~45F	H-700×360×38×60	65,240 (100%)	H-700×360×26×58	56,944 (87%)
46~60F	H-700×260×20×48	37,040 (100%)	H-700×260×14×38	23,280 (63%)

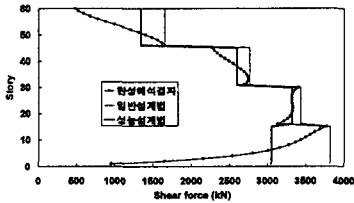


그림 4 연결보 설계 전단강도 비교

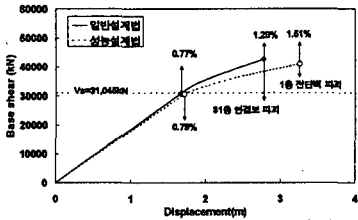


그림 5 비탄성 정적해석에 의한 하중-변위비교

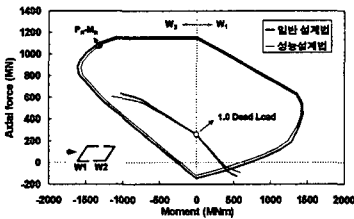
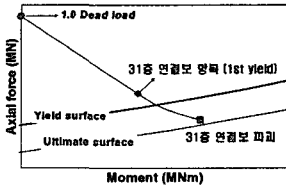
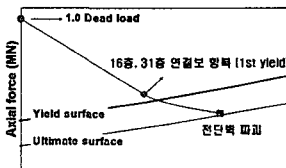


그림 6 전단벽의 축력-모멘트 변화



(a) 일반 설계법



(b) 능력 설계법

그림 7 파괴양상 비교

4.2 연결보 설계

그림 4는 연결보의 요구전단력과 설계전단력을 보여준다. 일반적인 설계법은 동일한 단면을 가진 부재 중 가장 큰 요구전단력에 대해 설계하였으나, 능력설계법의 경우 가장 큰 요구전단력의 80% 또는 동일단면을 가진 부재의 요구전단력의 평균값 중 큰 값을 설계전단력으로 정하였다. 예제건물의 경우 RC 연결보로 설계할 경우 매우 많은 철근이 요구되기 때문에 Englekirk⁴⁾의 방법에 따라 철골보로 설계하였으며, 전체 60층을 15개층씩 구분하여 동일한 단면을 갖도록 설계하였다. 표 2는 설계방법에 따른 설계 단면과 물량을 비교하고 있다.

5. 비탄성 정적해석

5.1 비탄성해석 모델

설계방법에 따라 각각 정적 지진하중분포로 정적 비선형 해석을 수행하여 그 결과를 비교하였다. 전단벽의 힌지(P-M hinge)는 $P_n - M_n$ 곡선(Yield surface)을 초과하는 경우 항복하는 것으로, $f_u = 1.25f_y$ 일 때의 $P_n - M_n$ 상관도를 초과하는 경우 파괴되는 것으로 정의하였으며 연결보의 힌지(M hinge)에 대한 정의는 Englekirk의 방법에 따랐다. 이 때 예제건물은 건물 골조 시스템이므로 플조를 제거하고 CSW만으로 이루어진 모델을 적용하였다.

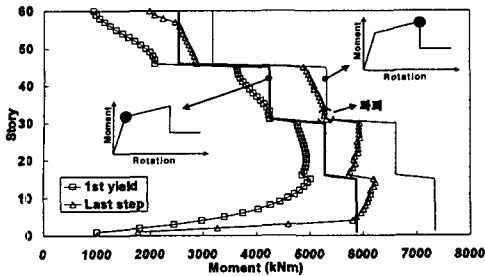
5.2 해석결과

(1) 하중-변위 그래프

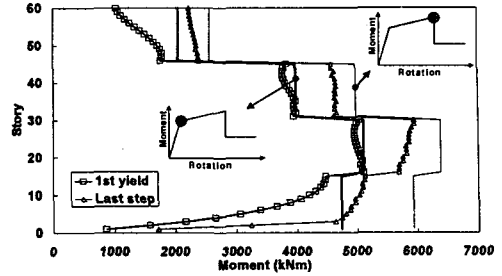
그림 5는 밀면전단력과 지붕변위의 관계로서 일반적인 설계법과 능력설계법 모두 정적지진하중의 미세하게 넘어섰으며, 최대변위는 능력설계법의 경우 1.51%, 일반적인 설계법은 1.28%로서 능력설계법이 더 큰 변형을 보여 주었다. 그림 7과 같이 최종파괴모드는 일반적인 설계법의 경우 연결보의 파괴이나, 능력설계법의 경우 인장축전단벽의 파괴가 최종파괴 양상으로 다른 모습을 보여주었다.

(2) 전단벽의 축력-모멘트 변화 및 연결보의 회전각 분포

그림 6에서 보듯이 설계방법에 따른 전단벽의 축력 모멘트 변화는 크게 나

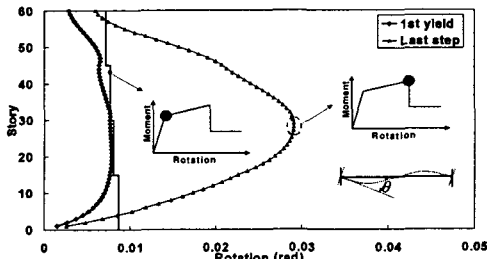


(a) 일반 설계법

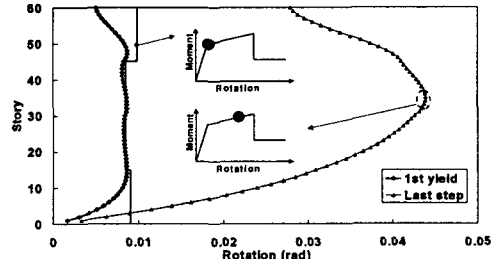


(b) 능력 설계법

그림 8 연결부의 강도 분포



(a) 일반 설계법



(b) 능력 설계법

그림 9 연결부의 회전각 분포

타나지 않았다. 그림 8(a)와 (b)는 각각 일반적인 설계법과 능력설계법을 따를 경우 연결부의 강도변화를 비교하고 있다. 첫 번째 힌지 발생에서 일반적인 설계법의 경우 20층과 30층의 일부 연결부만 항복에 도달하였으나, 능력설계법에 따른 경우 15층부터 45층까지 거의 모든 연결부가 동시에 항복에 도달하였으며, 그림 9에서 보듯이 최종 파괴시 연결부의 회전각에서도 능력설계법에 따라 설계된 연결부가 더욱 뛰어난 성능을 보여주었다.

6. 결론

능력설계법을 적용한 경우 일반 설계법을 적용한 경우에 비해 상당한 물량의 감소를 나타내었으며 강도 및 변형능력에서도 매우 뛰어난 내진성능을 보여주었다. 따라서 설계방법에 따른 전단벽의 성능변화는 큰 영향을 끼치지 않은 것으로 판단되며 연결부에서 최종 파괴시 일반 설계법의 경우 일부 연결부에 하중이 집중되었으나 능력설계법의 경우 연결부에 고른 하중이 분배되어 이와 같은 뛰어난 성능이 나타난 것으로 판단된다.

참고문헌

1. T. Paulay and M. J. N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Willey & Sons, Inc., 1992
2. 대한건축학회, "Korean Building Code", 2005
3. American Concrete Institute (ACI), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)", ACI, Farmington Hills, Michigan, 2002
4. R. E. Englekirk, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Precast Concrete Buildings", John Willey & Sons, Inc., 2003