

RC 골조의 내진설계에서 보 모멘트의 수직방향 재분배

Vertical Direction Redistribution of Beam Moments in the Seismic Design of RC Frame

김 대 곤 *
Kim, Dae-Kon

요약

중진 지역에 있는 RC 골조의 횡하중에 대한 설계에서 저층부에 있는 보와 기둥의 강도는 상층부의 강도보다 커야만 한다. 그러나 횡하중에 대한 보의 설계 모멘트를 골조의 수평방향뿐만 아니라 수직방향으로 재분배 시킬 수 있고 그 결과 모든 보의 강도를 같게 할 수 있다. 본 논문은 최대한 많은 층의 보 휨 강도를 동일하게 만들기 위한 수직방향 보 모멘트 재분배의 영향을 살펴보는 데 있다. 2경간-6층 RC 골조를 수직방향 모멘트 재분배를 고려한 경우와 고려치 않은 경우로 각각 설계하고 이들의 내진성능을 정적 비선형 한계하중 해석법과 동적 비선형 시간이력 해석법을 이용하여 구하였다. 해석결과 수직방향으로 보의 모멘트를 재분배하면 재분배 한 크기만큼 증가된 연성도를 요구하지만, 이 추가적인 요구는 상세설계가 잘된 RC 부재의 연성도 능력보다 작다.

Abstract

For the lateral load resistance of a RC frame in a medium risk seismic zone, the strength of lower story beams and columns should be larger than those of the upper stories. However, the lateral loads can be accommodated by redistributing design beam moments vertically as well as horizontally so all beams end up with identical strengths. This paper looks at the impact of the vertical redistribution of beam moments to provide identical beam strength over as many floors as possible. Two-bay six-story RC frame was designed with and without vertical beam moment redistribution and its seismic performance were evaluated by using push-over limit analysis and by non-linear time history dynamic analysis. Analytical results show that with the use of vertical beam moment redistribution the increase in the ductility demand is similar to the proportion of moment redistribution applied, but this additional demand is below the ductility capacity of well detailed RC members.

키워드 : 모멘트 재분배, 내진 설계, 정적 비선형 한계하중 해석, 비선형 시간이력 해석, 연성도
Keywords : Moment redistribution, Seismic design, Push-over limit analysis, Nonlinear time history analysis, Ductility

1. 서론

철근콘크리트 구조물을 설계할 때는 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 해당 구조물에 작용하는 최대 소요강도에 대하여 만족하도록 설계하여야 한다.^{1)~3)} 풍하중이 지배적이지 않은 지역에 있는 골조는 기본적으로 중력방향 하중과 지진하중을 고려하여 설계한다. 약진 지역과 같이 지진하중이 작은 경우는 중력방향

하중조합이 일반적으로 설계를 지배한다. 반대로 강진 지역과 같이 지진하중이 큰 경우는 지진하중이 설계를 지배한다. 한편 중진 지역과 같이 지진하중의 크기가 중간인 경우는 중력방향 하중과 지진하중을 모두 설계에 고려해야 한다. 즉, 횡방향 하중에 대한 저항을 위하여 골조의 저층부에 있는 보와 기둥의 강도는 상층부의 강도보다 커야 한다. 따라서 일반적으로 저층부는 지진하중이 설계를 지배하고 고층부는 중력하중이 설계를 지배한다. 만약 설계 횡하중이 중간 크기이고 건물 골조의 높이가 중층인 경우 내진설계를 위한 구조기준^{1)~3)}들에서 허용하는 지진하중에 대한 보의 설계모멘트를 수평방향으로 재분배 한 후 골조의 수직방향으로도 재분배 할 수 있다면 모든 보의 강도를 동일하

* 서울과학기술대학교 건설공학부 부교수, 공학박사
Tel: 02-970-6572 Fax: 02-948-0043
E-mail: dkkim@snut.ac.kr

계 설계할 수 있다. 즉, 골조설계를 위하여 중력방향 하중조합에 대한 설계철학 (모든 층의 보 강도가 동일) 을 사용할 수 있다. 이렇게 보의 강도를 동일하게 설계할 수 있을 경우 하층부와 상층부의 보의 강도를 다르게 설계하는 전통적이고 일반적인 경우보다 시공성 측면에서 상당히 유리할 수 있다.

본 논문에서는 국내 내진설계 기준을 살펴보고 기준에서 허용하는 보 모멘트의 수평방향 재분배뿐만 아니라 수직방향 재분배 방법도 적용하였다. 설계 및 해석 예를 위하여 중진 지역에 위치하는 6층 특수 철근콘크리트 모멘트 골조를 국내 내진설계 기준을 적용하여 설계한 후 골조의 보 모멘트를 수직방향으로 재분배하는 기법을 적용하여 모든 보의 강도를 동일하게 설계하였다. 수직방향 모멘트 재분배를 고려한 경우와 고려치 않은 경우로 각각 설계된 RC 골조들의 거동을 비교하기 위하여 정적-비선형 한계하중 해석 (Push-over Limit Analysis)과 비선형 시간이력 해석 (Nonlinear Time History Analysis)을 수행하였다.

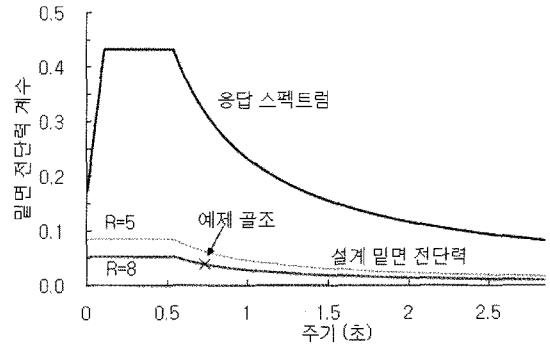
2. 철근 콘크리트 골조의 내진설계

2.1 설계 횡력

중력과 지진하중에 대하여 RC 골조를 설계하기 위하여 등가 정적 밀면전단력 V 는 건축구조설계기준으로부터 식(1)과 같이 구한다.⁴⁾⁵⁾

$$V = \frac{S_{D1}}{[\frac{R}{I_E}]T} W \quad (1)$$

여기서, 구조물의 지진력 저항시스템에 관계가 있는 반응수정계수 R 은 철근콘크리트 특수 모멘트골조의 경우 8.0을 채택하고 중간 모멘트골조의 경우 5.0을 채택한다. 그림 1은 구조물이 철근콘크리트 특수 또는 중간 모멘트 골조이고 중요도계수 $I_E = 1.0$ 이며 지반종류가 S_c 인 지진구역 1에 위치해 있는 경우의 응답스펙트럼과 설계 밀면전단력을 보여준다.



〈그림 1〉 응답스펙트럼 및 설계밀면 전단력

그림 1에서 알 수 있듯이 응답 스펙트럼 보다 훨씬 작은 설계기준에 준하여 설계된 건물은 큰 변형을 경험하며 많은 부재가 항복에 이를 것이다. 따라서 건물이 비탄성 영역에서 충분한 변형 능력을 확보할 수 있도록 부가적인 구조설계와 부재 및 접합부의 내진상세 (Seismic Details)가 반드시 동반되어야 한다.

2.2 내진설계시 특별 및 대체 고려사항

미국 ACI 설계기준³⁾과 동일하게 국내 기준¹⁾²⁾에서도 중간 모멘트골조 및 특수 모멘트 골조에 대한 요구사항으로 '내진설계 특별고려사항' 및 '내진설계를 위한 대체 고려사항'을 각각 두고 있다. 특히 '내진설계를 위한 대체 고려사항'은 지진위험도가 높은 지역에 위치하거나 큰 내진성능을 요구하는 부재가 지진에 대해 충분한 내력과 연성을 가지도록 하는데 목적이 있다. 또한 강진 지역에서 또는 설계범주 D 이상에 속하는 특수 모멘트 골조 기둥의 파괴로 인한 건물의 전체 붕괴를 방지하기 위해 강한 기둥-약한 보 (Strong Column-Weak Beam) 개념에 부합하는 내진상세를 갖도록 규정하고 있으며 식(2)로부터 기둥에서가 아니라 보에서 소성힌지가 발생하게끔 유도 한다.

$$\sum M_c \geq (6/5) \sum M_g \quad (2)$$

여기서, $\sum M_c$ = 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 기둥의 설계용 휨강도의 총합, $\sum M_g$ = 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 보의 설계용 휨강

도의 총합이다.

한편, 연속보의 한 부분에 소성모멘트가 발생된 후 이곳에서 회전에 대하여 연성적 거동을 한다면 여유 강도를 가지는 부분도 하중증가에 따라서 궁극적으로 소성모멘트에 도달되어 최종적으로 붕괴기구(Collapse Mechanism)가 형성된다. 따라서 보의 최외단 인장철근의 순 인장변형률 ϵ_t 이 0.0075 이상인 경우에 최대 절대값 모멘트(주로 내부 기둥과 보의 접합부에서의 부모멘트)는 $1000\epsilon_t$ % 까지 증가 또는 감소시킬 수 있다. 이때 총 모멘트 재분배량은 내진 상세가 잘 된 보의 경우 최대 20%^{1),3)}까지 허용되며 뉴질랜드나 유럽은 30%^{6),7)}까지 허용한다.

2.3 중진 지역에서의 설계 접근방법

RC 골조의 내진설계시 고려되는 기본적인 하중계수 방정식은 고정하중(D), 적재하중(L), 그리고 지진하중(E)에 대하여 중력방향 하중계수 방정식인 'U_g Load Case' 과 지진 하중계수 방정식인 'U_e Load Case' 은 식(3)과 식(4)과 같다.^{1),4)}

$$U_g = 1.2D + 1.6L \quad (3)$$

$$U_e = 1.2D + 1.0E + 1.0L \quad (4)$$

한편, 약진 지역과 같이 지진하중이 작은 경우에는 'U_g Load Case'이, 그리고 강진 지역과 같이 지진하중이 큰 경우에는 'U_e Load Case'가 보의 강도(설계)를 결정하며, 중진 지역과 같이 지진하중이 중간정도인 경우 보 강도는 일반적으로 하층부에서는 지진하중이 결정하고 상층부에서는 중력하중이 결정한다. 따라서 중력하중이 지배하는 곳에서의 각 층의 보의 강도는 일정하게 설계할 수 있지만 지진하중이 지배하는 곳에서는 보의 강도가 하층부로 내려갈수록 커져야하기 때문에 보의 크기도 일반적으로 커져야한다.

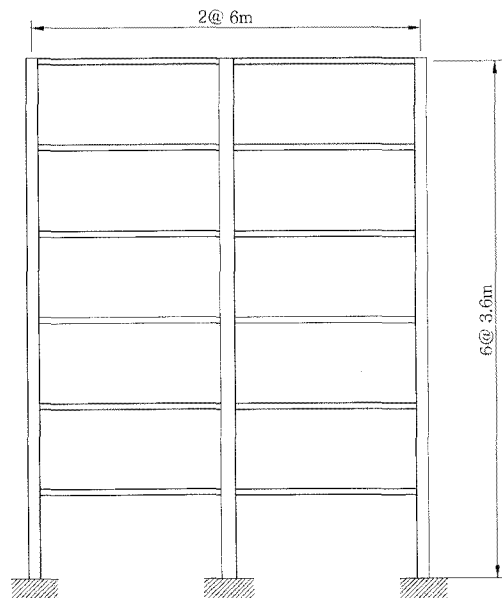
그러나 중진 지역에 있는 골조의 높이가 중층인 경우에 고려한 하중계수 방정식들로부터 보의 설계 모멘트를 얻은 후 기둥면에서의 보의 부모멘트를 감소시키기 위해서 보의 수평방향으로 모멘트 재분배를 실시한

다. 또한 하층부 보의 모멘트를 감소시키기 위하여 골조의 수직방향으로도 보 모멘트를 재분배하여 모든 층에서 보의 강도를 동일하게 설계할 수 있다. 수직방향 모멘트 재분배는 수평방향으로 재분배된 각 층의 보 모멘트들의 평균값을 취하여 구한다. 이렇게 보의 강도를 동일하게 설계할 수 있을 경우 하층부와 상층부의 보의 강도를 다르게 설계하는 일반적인 경우보다 시공성 측면에서 상당히 유리할 수 있다. 단 하층부 보의 강도가 작아졌기 때문에 이곳에서 소성힌지가 발생된 후 여분의 연성도 능력이 발휘될 수 있도록 내진상세 설계가 된 경우에만 수직방향 보 모멘트 재분배 기법이 사용 가능하다.

3. 골조 설계

3.1 배치도 및 설계하중

지진 하중에 대한 보 설계모멘트의 수직방향 재분배 효과와 소성힌지의 연성도 요구(Ductility Demand)를 알아보기 위하여 중진 지역으로 간주할 수 있는 지진구역 1의 단단한 S_c 지반에 위치하는 내진등급 II의 2경간-6층 특수 철근콘크리트 모멘트 골조(일반 사무소)를 국내 내진설계 기준을 적용하여 설계하였으며 그림 2에서 보여준다.



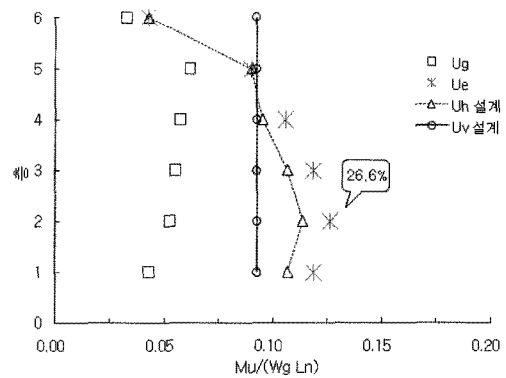
〈그림 2〉 예제 골조

정방형 슬래브 (6 m × 6 m)의 두께는 14 cm로 가정하였으며 보, 내부 기둥, 그리고 외부기둥의 단면은 각각 26 cm × 58 cm, 46 cm × 46 cm, 그리고 38 cm × 38 cm 로 채택하였다. 바닥의 고정하중은 콘크리트 슬래브, 바닥마감, 칸막이벽, 설비 하중 등을 포함하여 5.1 kN/m² 로 가정하였으며, 적재하중은 일반사무실의 경우인 2.5 kN/m²를 채택하였다. 설계의 편의를 위하여 모든 층의 고정 및 적재하중은 동일한 것으로 가정하였다. 예제 골조의 단주기와 주기 1초의 설계 스펙트럼 가속도 S_{DS} 와 S_{D1} 은 각각 0.433과 0.232로 산정되었으며 따라서 내진설계범주는 각각 C와 D로 나타났기 때문에 최종적으로 내진설계범주로 D를 채택하였다. 등가 정적 밀면 전단력 V 는 식 (1)로 부터 123.8 kN ($S_{D1}=0.232$, $R=8.0$, $I_E=1.0$, $T=0.731$ 초, $W=3094$ kN)로 산정되었다. 따라서 밀면 전단력은 지진에 대한 유효 건물 중량의 4% (지진응답계수 $C_s=0.04$) 이며 그림 1에 나타내었다.

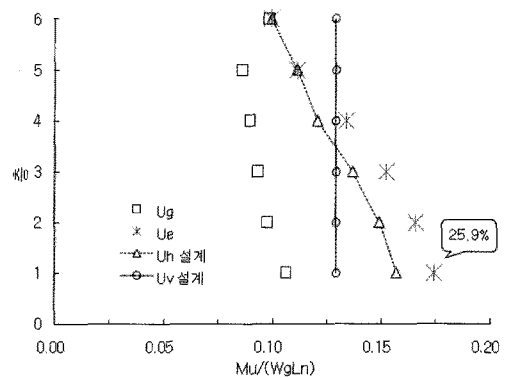
지진력에 저항하는 부재의 콘크리트 설계기준압축강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상이어야 하기 때문에 28 MPa ($E_c=28066$ MPa)를 채택하였다.

3.2 보 설계

전통적으로 보 설계는 식 (3)과 식 (4)의 기본적인 하중조합을 고려하여 보 모멘트를 구한 후 이들을 골조의 수평(horizontal) 방향으로 재분배 한 다음 최종적으로 설계 보 모멘트를 정한다. 본 논문에서는 이 전통적인 설계 방법을 ' U_h 설계'라 칭한다. 한편 여기서 더 나아가서 설계 보 모멘트를 골조의 수직(vertical) 방향으로도 재분배 한 경우를 ' U_v 설계'라 칭한다. 그림 3(a)과 3(b)은 외부 기둥면과 내부 기둥면에서의 각 경우에 대한 보의 설계 휨강도를 보여준다. 여기서 M_u = 보와 기둥의 접합부에서의 보의 설계 휨강도, W_g = 식(3)에서 보 한 개에 가해지는 하중계수가 고려된 중력 (207.9 kN), L_n = 보의 순경간 (5.58 m)을 나타내며 M_u 을 $W_g L_n$ 으로 나누어서 정규화한 값으로 보여준다.



(a) 위치: 외부기둥면



(b) 위치: 내부기둥면

〈그림 3〉 보의 설계 휨 강도

각 층에서 지배적인 Load Case인 ' U_e Load Case'로부터 구한 1층에서 4층까지의 보의 부(-) 모멘트를 10% 수평방향으로 재분배 하였으며 (' U_h 설계') 이를 다시 골조의 수직 방향으로 재분배하여 최대 재분배량은 ' U_e Load Case'에 대하여 2층의 외부기둥면에서 최대 26.6% 그리고 1층의 내부 기둥면에서 최대 25.9% 재분배 되었다 (' U_v 설계'). 표 1은 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 외부와 내부 기둥면에서의 보의 정(+)·부(-) 설계 휨강도를 보여준다. 국내 기준의 '내진설계를 위한 대체고려사항'에서 특수모멘트골조의 보 부재의 기둥과의 접합면에서 정모멘트에 대한 강도는 부모멘트에 대한 강도의 1/2이상이어야 한다. 또 부재의 어느 위치에서나 정 또는 부모멘트에 대한 강도는 부재 양단 접합면에서의 최대 휨강도의 1/4 이상이어야 한다. 표 1에서 ' U_h 설계'의 경우 각 층의 보의 휨강도가 서

로 다르지만 ‘ U_v 설계’의 경우 ‘ U_h 설계’의 보 모멘트들의 평균값을 취하여 구했기 때문에 전 층에서의 보의 휨 강도가 동일하게 설계되었음을 보여준다.

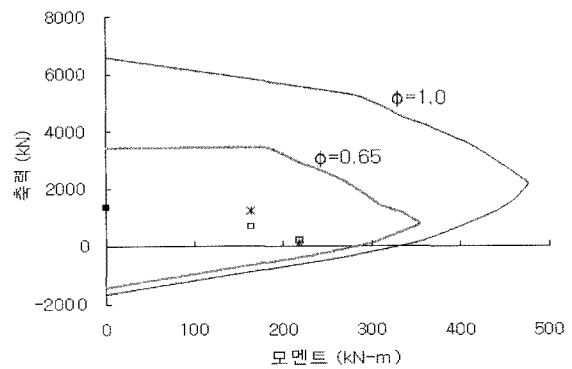
표 1. 보의 설계 휨강도 (단위: kN-m)

층		U_h 설계		U_v 설계	
		외부 기둥면	내부 기둥면	외부 기둥면	내부 기둥면
6	부	-50	-116	모든 층에서	모든 층에서
	정	+29	+58		
5	부	-105	-129		
	정	+53	+65		
4	부	-111	-140		
	정	+55	+70		
3	부	-124	-159	부= -108	부= -150
	정	+62	+79	정= 54	정= 75
2	부	-132	-173		
	정	+66	+87		
1	부	-123	-182		
	정	+62	+91		

3.3 기둥 설계

기둥 설계는 기둥에 가해지는 축력-휨모멘트 상관도와 함께 행하여지며 강한 기둥-약한 보 개념이 만족되도록 식(2)과 함께 식 (3)과 식 (4)의 Load Case를 고려한다. 한편 여기에 추가하여 지진에 대하여 모든 보 단부에서 소성힌지가 발생되어 골조가 붕괴되기 직 전까지 최저층 기둥 하부를 제외한 모든 기둥에서의 소성힌지는 발생되지 않는 것을 보장하기 위하여, 또한 기둥에 가해지는 최대 및 최소 축하중을 고려하기 위하여 $1.2D+1.0L+\sum V_b$ 와 $0.9D-\sum V_b$ 하중조합을 기둥 설계에 각각 고려하였다. 여기서 V_b 는 지진 횡력에 의하여 기둥과 만나는 모든 보의 양단에 소성 힌지 모멘트 M_p 가 동시에 발생할 경우 (Beam Sidesway Mechanism)의 이로부터 기둥으로 전달되는 보의 전단력이다. 보의 소성 힌지 모멘트 M_p 는 초과강도 계수 (Over-strength Factor) 1.25를 보의 설계모멘트에 곱한 값으로 가정하였다. 따라서 모든 Load Case들을 고려한 결과 최종적으로 기둥에 사용된 철근량 ρ 은 ‘ U_h 설계’와 ‘ U_v 설계’ 모두 동일하게 외부기둥은 2.2% 그리고 내부 기둥은 2.3%를 사용하였다.

그림 4는 설계된 기둥의 한 예로서 ‘ U_h 설계’의 경우의 내부 기둥의 강도감소계수 $\phi=0.65$ (띠철근)를 고려하기 전과 후의 축력-휨모멘트 상관도를 보여주며 $U_g=1.2D+1.6L$ Load Case의 1층 내부기둥과 $1.2D+1.0L+\sum V_b$ 과 $0.9D-\sum V_b$ Load Case의 1층과 6층 내부기둥에서의 축력과 모멘트의 좌표도 동시에 표시하였다. 강도 감소계수 ϕ 는 기둥의 최외단 인장철근의 순 인장변형률이 압축지배와 인장지배 단면 사이인 경우에는 0.65에서 0.85까지 선형적으로 증가시켰다.^{3),4)}



〈그림 4〉 기둥의 축력-휨모멘트 상관도

4. 정적 및 동적 해석

‘ U_h 설계’와 ‘ U_v 설계’ 방법으로 각각 설계된 RC 골조들의 전체적인 구조 성능 및 연성 요구도 (Rotational Ductility Demand) 등을 비교하기 위하여 비탄성 컴퓨터 프로그램인 DRAIN-2DX를 사용하여 정적 비선형 한계하중 해석과 동적 비선형 시간이력 해석을 수행하였다.

보의 소성 힌지 모멘트 M_p 는 보의 설계모멘트에 초과강도 계수 1.25를 곱한 값으로 가정하였으며 기둥의 경우는 강도 감소 계수 $\phi=1.0$ 의 축력-휨모멘트 상관도에 초과강도 계수 1.25를 곱한 값으로 가정하였다. 보와 기둥은 내진설계기준의 ‘내진설계를 위한 대체 고려사항’에 따라 상세설계가 이루어진 것으로 가정하여 강도저감 (Strength Degradation) 효과는 없는 완전 탄-소성으로 모델링하였다. 부재의 강성은 비탄성 거동시 균열의 발생 등을 고려하여 유효 강성값을 사용하였으며 보의 경우

층 단면으로 구한 값의 50%, 그리고 기둥의 경우 80% 값을 사용하였다.²⁾ 횡방향 해석시 가해지는 중력하중은 고정하중 D 을 각 층의 보에 등분포 시켰다.

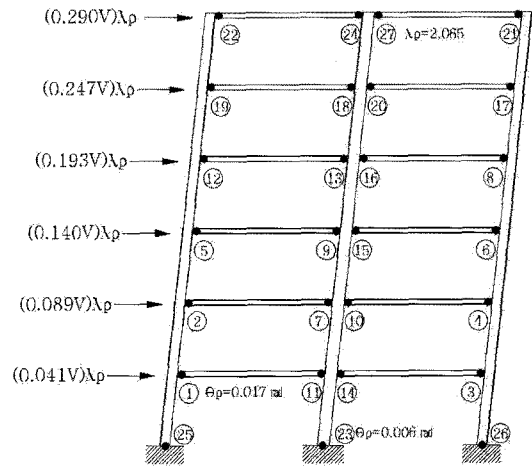
4.1 정적 비선형 한계하중 해석

수직방향 보 모멘트 재분배를 고려한 경우와 고려치 않은 각각의 골조가 극한 횡하중에 의하여 붕괴될 때의 소성힌지 회전각 요구를 알아보기 위하여 정적 비선형 한계하중 해석을 수행하였다. 정적 횡력은 식 (1)로부터 구한 $V=123.8$ kN을 내진설계 기준의 지진력의 연직분포식⁴⁾에 따라 그림 5와 같이 각 층에 분포시킨 후 하중계수 λ 을 붕괴 하중계수 λ_p 에 도달할 때 까지 서서히 증가 시켰다.

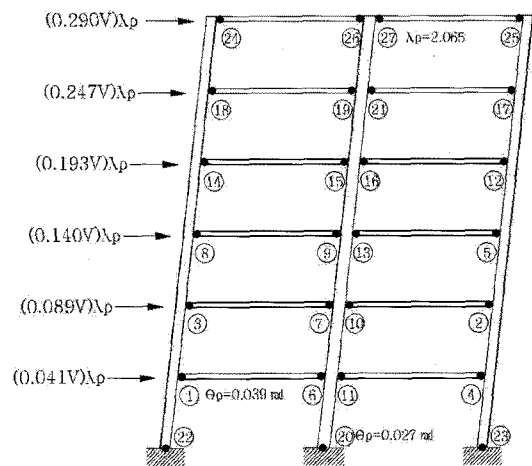
그림 5 (a)와 (b)는 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 붕괴 형상(Failure Mechanism)을 각각 보여주며 두 골조 모두 붕괴 형상은 기둥과 만나는 모든 보의 양단과 모든 기둥의 최저층 하부에 소성 힌지들이 발생하여 파괴되는 형상인 Beam Sidesway Mechanism을 보여주어 골조들은 강한 기둥-약한 보 개념, 즉 골조가 붕괴되기 직전까지 최저층 기둥 하부를 제외한 모든 기둥에서의 소성힌지는 발생되지 않도록 설계되었음을 알 수 있다.

골조가 붕괴되기 직전까지의 소성 힌지 발생 순서를 첫 번째 소성힌지부터 붕괴에 필요한 마지막 27번째 소성힌지까지 그림 5에 표시 하였으며 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 전체 보 강도는 그림 3과 표 1에서 보여 주듯이 동일하기 때문에 양쪽 설계의 경우 모두 붕괴 하중계수 $\lambda_p=2.065$ 로 동일함을 알 수 있다. 한편 첫 번째 소성힌지는 1층 좌측 외부기둥면의 보에서 ' U_h 설계'의 경우 $\lambda=1.163$, 그리고 ' U_v 설계'의 경우 $\lambda=1.056$ 일 때 발생 하였으며 6층 내부기둥 우측면의 보에서 붕괴에 필요한 마지막 27번째 소성힌지가 발생할 때 첫 번째 소성힌지가 발생된 보의 소성힌지 회전각 요구(Demand)는 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 경우 각각 $\theta_p=0.017$ rad, 그리고 $\theta_p=0.039$ rad 이다. 한편 기둥의 소성힌지는 최저층 내부기둥 하부에서 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 경우 $\lambda=1.998$ 과 $\lambda=1.873$ 일 때 발생하였으며 골조의 붕괴 직전에 이곳에서 소성힌지 회전각 요구는 각각 $\theta_p=0.006$ rad, 그리고 $\theta_p=0.027$ rad 이다. 따라서

' U_v 설계'의 경우 ' U_h 설계'에 비하여 저층부 보 단면들과 최저층 기둥 하부에서 소성힌지 회전각의 요구가 커졌음을 알 수 있다.

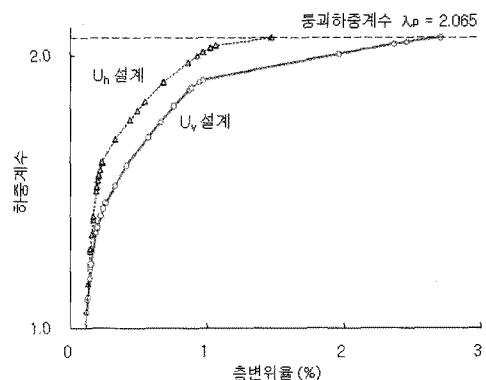


(a) U_h 설계



(b) U_v 설계

〈그림 5〉 붕괴 형상



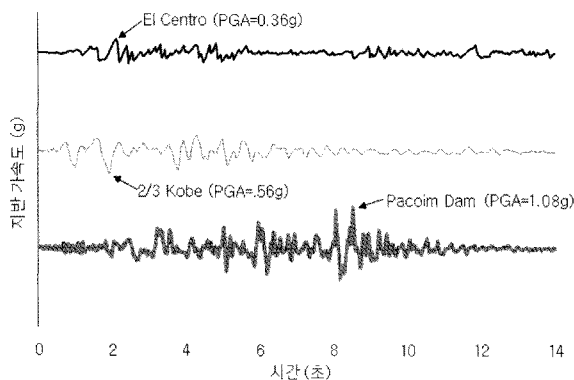
〈그림 6〉 지붕층 수평변위

그림 6은 'U_h 설계'와 'U_v 설계'의 하중계수 λ에 대한 지붕층의 수평변위를 (전체 골조의 높이 21.6 m에 대한 수평변위비)을 보여주며 소성힌지가 발생하는 순간들을 그림에서 점들로 표시하였다. 'U_v 설계'의 경우 'U_h 설계'에 비하여 저층부의 휨강도가 작고 상층부의 휨강도가 크게 설계되었으므로 첫 번째 소성힌지 (1층)가 먼저 발생되고 마지막 소성힌지 (6층)가 발생되기까지 지붕층 수평변위가 커졌음을 보여주고 있다.

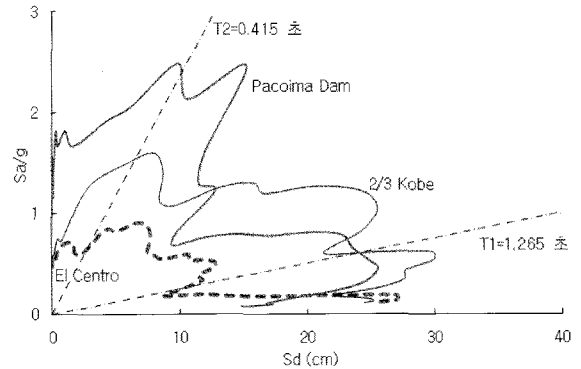
4.2. 동적 비선형 시간이력 해석

만약 첫째모드가 골조의 거동을 지배하는 경우, 정적 비선형 한계하중해석법이 골조의 내진성능을 분석하는데 유용하다. 그러나 실제적으로 존재하는 고차모드의 효과를 알기 위해서는 동적 비선형 시간이력해석이 반드시 필요하므로 지진파에 대한 동적 비선형 시간이력 해석을 수행한 후 'U_h 설계'와 'U_v 설계'된 RC 골조들의 구조 거동을 비교하였다.

그림 7은 동적 해석에 사용된 3가지 지진파를 보여준다. El Centro 1940 NS 성분 지진파는 최대 지반가속도 (PGA)가 0.36g로서 중진지역에서 예상할 수 있는 최대 크기의 지진파로서 채택하였다. 한편, 중진 지역에서는 예상되지 않는 큰 지진파이지만 'U_h 설계'와 'U_v 설계'의 구조 거동 차이를 명확히 비교하기 위하여 감소된 고베 지진파 (PGA=0.83g의 2/3) 그리고 Pacoima Dam S74W 성분 지진파 (PGA=1.08g) 역시 사용하였다.



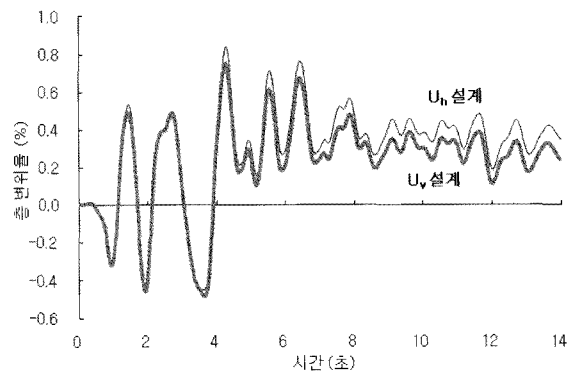
〈그림 7〉 사용 지진파



〈그림 8〉 사용 지진파 응답스펙트럼

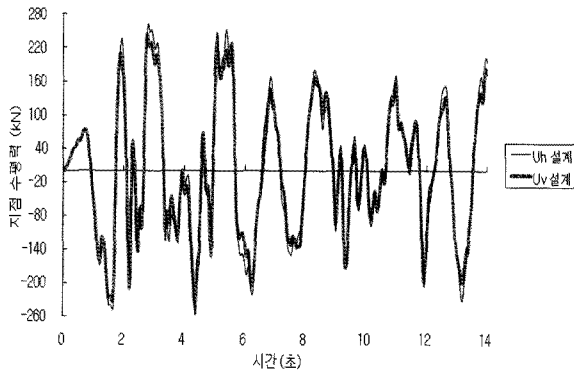
해석을 위하여 집중질량 (Lumped Mass)을 사용하였으며 골조의 첫 번째와 두 번째 모드에 대한 감쇠 계수 ζ=5%를 갖는 Rayleigh 감쇠를 사용하였다. 그림 7과 같은 3가지 지진파의 14초까지의 지반가속도를 사용하여 수치적분 시간증분을 0.01초로 하여 해석을 수행하였다. 한편, 부재의 비탄성 거동시 균열의 발생 등을 고려하여 유효 강성값을 사용하여 모델링한 예제구조물의 주요 저차모드 진동주기는 T₁=1.265초, T₂=0.415초이며 그림 8에서 보여주는 감쇠 계수 ζ=5%의 사용 지진파 스펙트럼 변위(S_d)-가속도(S_a/g) 상관도에 나타내었다.

선택된 3가지 지진파에 대한 'U_h 설계'와 'U_v 설계'로 설계된 RC 골조들의 구조 거동을 비교하였으며 그 중 몇몇 경우를 그림 9 ~ 그림 12에 나타내었다. 골조의 전체적 거동, 즉 지붕층의 수평변위, 골조의 지점에서의 수평반력, 모멘트 반력, 그리고 외부 기둥 축력들의 최대값들과 이들의 'U_v 설계'의 'U_h 설계'에 대한 비율을 표 2에서 정리하였다.

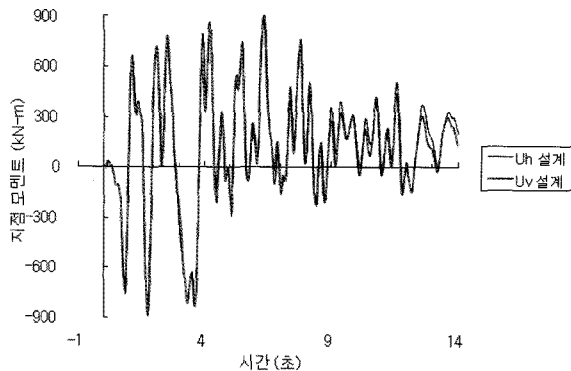


〈그림 9〉 지붕층 수평변위 (2/3 고베)

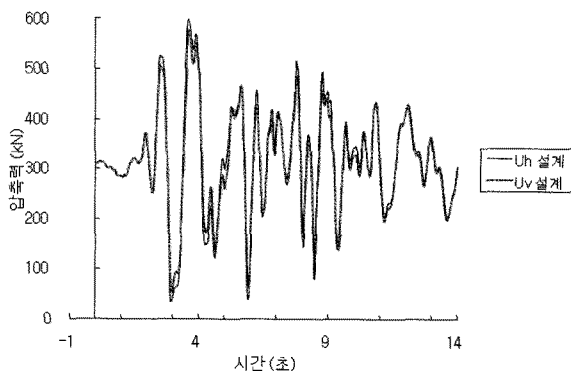
그림 9는 감소된 고베 지진파에 대한 골조의 전체 높이에 대한 지붕층 수평변위율을 보여준다. 양 설계법간의 최대 층변위의 차이는 약 10%로 크지 않고 수평 변위 형상도 거의 동일함을 알 수 있다. 나머지 두 지진파에 대한 최대 수평변위의 차이도 4% ~ 7% 로서 크지 않음을 표 2에서 알 수 있다.



〈그림 10〉 지점 수평력 (El Centro)



〈그림 11〉 지점 모멘트 (2/3 고베)



〈그림 12〉 외부기둥 축력 (Pacoima Dam)

그림 10, 그림 11, 그리고 그림 12는 El Centro 지진파에 대한 골조 지점에서의 수평력, 감소된 고

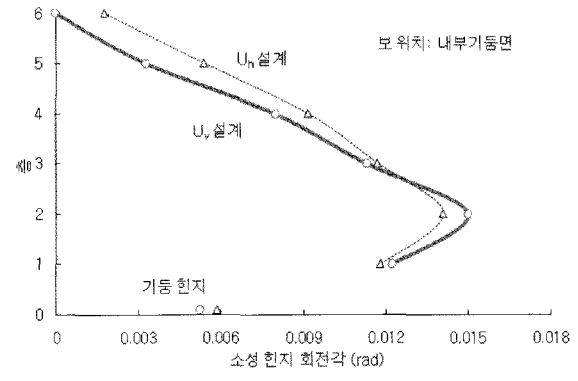
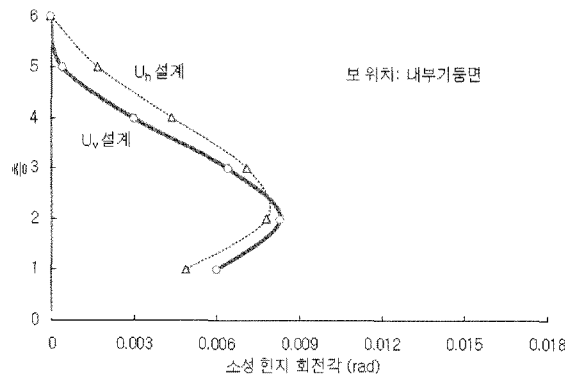
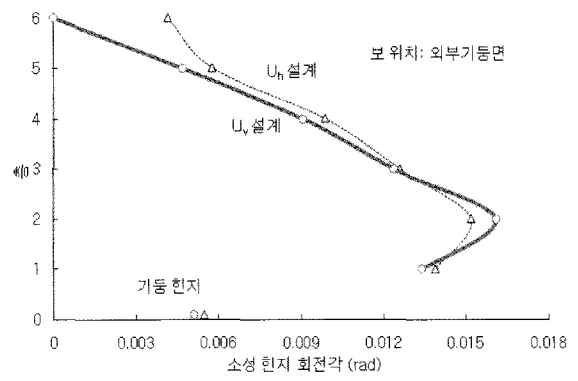
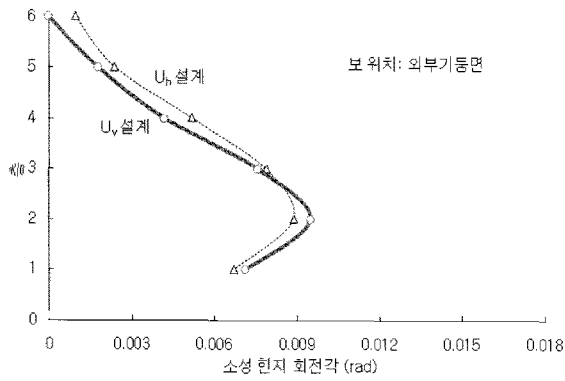
베 지진파에 대한 골조 지점에서의 모멘트, 그리고 Pacoima Dam 지진파에 대한 외부 기둥 기초면에서의 축력을 각각 보여주며 양 설계법간의 차이는 작고 형상도 거의 동일함을 알 수 있으며 구체적 결과는 표 2에 정리되어 있다.

표 2. 구조 거동 최대값

지진파	구조 거동	U_h	U_v	$\frac{U_v}{U_h}$
		설계	설계	
El Centro	지붕 층변위 (cm)	12.9	12.0	0.93
	지점 수평반력 (kN)	262	243	0.93
	지점 모멘트 (kN-m)	699	718	1.03
	최측 외부기둥 축력 (kN)	572	548	0.96
2/3 고베	지붕 층변위 (cm)	18.1	16.2	0.90
	지점 수평반력 (kN)	391	359	0.92
	지점 모멘트(kN-m)	910	883	0.97
	최측 외부기둥 축력 (kN)	585	553	0.94
Pacoima Dam	지붕 층변위 (cm)	18.9	18.2	0.96
	지점 수평반력 (kN)	420	416	0.99
	지점 모멘트(kN-m)	917	917	1.00
	최측 외부기둥 축력 (kN)	598	578	0.97

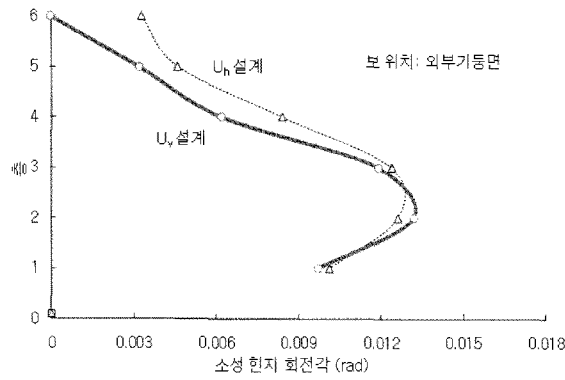
동적 비선형 시간이력해석 동안 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 RC 골조들의 국부적 거동, 즉 소성 힌지 형성의 경향 또한 조사하였다. 그림 13은 각 지진파에 대한 보와 기둥에서의 ' U_h 설계'와 ' U_v 설계'의 RC 골조들의 최대 소성힌지 회전각을 보여준다. 골조들은 강한기둥-약한 보 개념이 만족되도록 설계되었기 때문에 강한 지진 (Pacoima Dam)의 경우에만 최저층 기둥의 최하부에서 소성힌지가 발생되었고 나머지 기둥은 전부 탄성을 유지하였다. El Centro 지진파의 경우 최저층 기둥의 최하부에 소성힌지가 발생되지 않았으며 외부 기둥면에서의 보에서 최대 0.01 rad 그리고 내부 기둥면에서의 보에서 최대 0.008 rad의 소성힌지 회전각이 발생되었다. 예상했던 대로 강진의 경우, 특히 Pacoima Dam 지진파의 경우 외부 기둥에서 최대 0.005 rad 그리고 내부 기둥에서 최대 0.006 rad의 소성힌지 회전각이 발생되었으며 보에서 최대 0.016

rad의 소성힌지 회전각이 발생되었다.



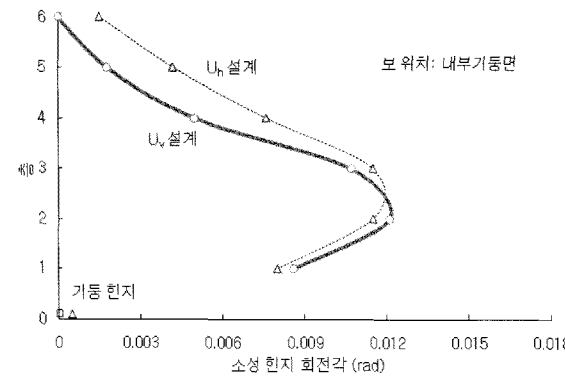
(a) El Centro 지진파

(c) Pacoima Dam 지진파



<그림 13> 최대 소성힌지 회전각

' U_v 설계'의 경우 ' U_h 설계'에 비하여 저층부의 휨강도가 작고 상층부의 휨강도가 커졌으므로 보에서의 소성힌지 회전각의 요구가 저층부에서 약 5%~10% 정도 커졌음을 알 수 있다. 그러나 보와 기둥이 비탄성 영역에서 충분한 변형 능력을 확보할 수 있도록 부가적인 내진상세가 동반되었다면 실험 결과들은 힌지의 회전 능력 (Capacity)은 0.035~0.055임을 보여준다.⁸⁾ 따라서 ' U_v 설계'의 저층부에서의 추가적인 연성 요구는 수용될 수 있는 범주에 속한다.



(b) 2/3 고베 지진파

5. 결론

본 논문의 주된 목적은 중진지역에 위치하는 RC 골조 설계에서 보 모멘트의 수직 방향 재분배 영향을 살

파보는 것이며 정적 비선형 한계하중 해석 및 동적 비선형 시간 이력 해석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 중진 지역에 있는 골조의 높이가 중층인 경우 보의 설계 모멘트를 얻은 후 수평방향으로 모멘트 재분배를 실시 한 다음, 골조의 수직방향으로도 보 모멘트를 재분배하여 모든 층에서 보의 강도를 동일하게 설계할 수 있다. 이 경우 하층부와 상층부의 보의 강도를 다르게 설계하는 일반적인 경우보다 시공성 측면에서 상당히 유리할 수 있다. 단 수직방향으로 보 모멘트를 재분배 한 결과 하층부 보의 강도가 작아졌기 때문에 이곳에서 소성힌지가 발생된 후 요구되는 연성도는 하층부와 상층부의 보의 강도를 다르게 설계하는 일반적인 경우보다 증가한다. 그러나 이 추가적인 연성도 요구는 보와 기둥이 비탄성 영역에서 충분한 변형능력을 확보할 수 있도록 부가적인 내진상세를 해주면 쉽게 수용될 수 있는 범주에 속한다.

2. 보 모멘트의 수직 방향 재분배를 고려한 설계법과 고려치 않은 설계법간의 전체 강도는 동일하기 때문에 골조 전체 거동의 차이는 크지 않다. 따라서 보 모멘트를 수직 방향으로 재분배해도 기초에서의 전도에 대한 저항성, 지붕층 층변위 등이 크게 변화하지 않는다.

3. 중진지역에서 예상할 수 있는 최대 크기의 지진 파로서 채택된 El Centro의 경우 보의 소성힌지에서 요구되는 최대 회전 연성도가 내진상세가 잘된 보의 회전 능력보다 작은 범위이기 때문에 본 논문에서 채택된 6층보다 더 높은 다양한 층고를 갖는 구조물에 대하여 동적 비선형 시간이력 해석을 수행할 필요성이 있다.

예제집, 대한건축학회, 2008.

3. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08), American Concrete Institute, 2008.
4. 국토해양부, 건축구조기준, 대한건축학회, 2009.
5. ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2005.
6. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 1992.
7. Naraayanan, R.S., Concrete Structures: Eurocode EC 2 & BS 8110 Compared, Longman Scientific & Technical, 1994.
8. Mander, J.B., Park, R., and Priestley, M.J.N., "A Seismic Design Methodology for Lifeline Structures," Pacific Conference on Earthquake, New Zealand, 5-8 Aug., 1987.

▶접수일자 : 2010년 8월 16일

▶심사 완료일자 : 2010년 11월 9일

▶게재 확정일자 : 2011년 2월 16일

참 고 문 헌

1. 건설교통부, 콘크리트 구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2007.
2. 신성우외, 콘크리트 구조설계기준 건축구조물 설계