

고층 RC 건물골조시스템의 내진설계상 몇 가지 주요 문제점

이한선¹⁾·정성욱^{1)*}·고동우¹⁾

¹⁾ 고려대학교 건축공학과

(2005년 3월 25일 원고접수, 2005년 8월 30일 심사완료)

Some Critical Problems in Seismic Design of High-Rise RC Building Frame Systems

Han-Seon Lee¹⁾, Seong-Wook Jeong^{1)*}, and Dong-Woo Ko¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Korea University, Seoul, 136-713, Korea

(Received March 25, 2005, Accepted August 30, 2005)

ABSTRACT

High-rise residential buildings these days tend to adopt a building frame system as primary earthquake resisting structural system for some architectural reasons. But there exist several ambiguities in designing such building frame systems according to current codes with regards to : the effective stiffness property of RC cracked section in static and dynamic analyses, analytical model to evaluate story drift ratio, and deformation compatibility requirements of frames. The comparative study for these issues by applying KBC 2005 to a typical building frame system shows that demands of member strength and story drift ratio can be different significantly depending on engineer's interpretation and application of code requirements. And a building frame system can be noneconomical, compared with the dual system, because of higher demands on strength or ductility in both frames and shear walls.

Keywords : building frame system, high-rise, concrete, seismic design, effective stiffness, deformation compatibility

1. 서 론

근래 들어 국내에서도 주상복합 용도로 사용되는 초고층 건물이 많이 건설되고 있다. 이와 같은 주거 용도의 건물은 일반 사무소 건물과는 달리 소음 및 진동에 각별한 주의가 필요하기 때문에 철근콘크리트 또는 SRC 구조로 많이 건설되고 있으며, 철골 구조라고 할지라도 철근콘크리트 전단벽이 횡력저항에 중요한 요소로 작용한다. 이 경우 횡력저항시스템은 전단벽의 일부 열린 부분이 연결보로 연결되는데, 이와 같은 건물을 연결전단벽(Coupled Shear Wall: CSW)구조라 하며, 주변 골조를 지진저항시스템으로 인정하는지 혹은 비지진 저항 요소로 간주하는지에 따라 이중골조 혹은 건물골조시스템으로 구분된다. 특히 층고 절감을 위하여 플랫 플레이트, 플랫 슬래브 및 넓적보(Wide beam) 등이 골조로 사용될 경우 이들은 휨강성이 작아 횡력저항 시스템으로 사용하기가 어려워 전단벽이 모든 횡력을 저항하는 것으로 설계된다. 이상과

같은 건축적 요구에 따라 건물골조시스템이 많이 늘어나고 있으나 KBC 2005¹⁾(Korean Building Code 2005)에서는 RC부재 균열단면 적용 방법, 동적해석법, 건물골조시스템과 이중골조시스템에서 골조설계 요구 사항 등과 관련하여 실제 실무에서 적용하기에는 모호하거나 언급되어 있지 않은 부분이 많다. 따라서, 본 논문에서는 초고층 RC 건물골조 시스템 예제를 선정하여 해석과 설계를 수행하는 과정에서 직면하는 문제점을 제기하고자 한다.

2. KBC 2005의 건물골조시스템에 대한 내진설계 요구 사항

2.1 건물골조시스템의 정의와 변형 적합성의 요구

KBC 2005에서는 건물골조 시스템에 대하여 "수직하중은 입체 골조가 저항하고, 지진하중은 전단벽이나 가새골조가 저항하는 구조 방식"이라고 정의하고 있다. 따라서 Fig. 1과 같이 모든 지진하중은 전단벽이 부담하며 골조는 중력하중만을 부담하는 것으로 설계하게 된다. 이러한 요구 사항은 KBC 2005의 이전기준인 건축물하중기준 및

* Corresponding author

E-mail : joyplus9@dreamwiz.com

©2005 by Korea Concrete Institute

해설 20002) (AIK 2000)에서도 동일하다.

1994년 노스리지 지진 시 프리캐스트 콘크리트 주차구조물 7개의 부분붕괴 중 6개는 중력하중 시스템에서 발생하였다³⁾. 이는 실제 지진에서 발생할 수 있는 큰 변형에 대한 설계가 이루어지지 않았기 때문에 발생한 것으로 보고되어, 그 후 내진기준에서는 지진에 저항하지 않는 골조의 경우 지진에 의한 변형적합성을 만족시키기 위한 규정을 추가하였다. 따라서 KBC 2005에서는 “고려하는 방향의 지진력 저항시스템에 포함되지 않은 모든 구조 요소는 설계층간변위로부터 발생하는 모멘트와 전단력뿐만 아니라 수직하중을 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.”라고 규정하여 입체골조에 대해 변형 적합성을 고려해야 하는 요구사항이 추가되었다. 이는 비록 골조가 비지진력저항시스템으로 설계되었다 하더라도 중력하중에 대한 하중조합 외에도 지진거동 시 전단벽의 변형에 의해 골조에 발생하는 모멘트 및 전단력을 고려하여야 한다는 것을 의미한다.

2.2 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성 적용

RC 구조물의 설계시 구조물의 안정성을 확보하기 위해 지진하중에 의한 층간변위 제한은 반드시 고려되어야 하며, 요구강도를 결정함에 있어서도 부재의 강성비에 따라 하중이 분배되기 때문에, 해석시 적용하는 유효강성은 부재단면의 크기 및 재료 강도를 결정짓는 매우 중요한 고려 사항이 된다. 그리고, KBC 2005는 이에 대하여 “철근 콘크리트조와 조적조인 경우에는 균열단면의 영향을 고려하여야 한다.”라고 언급하고 있다. 따라서, 구조물의 거동과 요구강도를 신뢰성 있게 예측하기 위해 균열단면을 고려한 RC부재의 유효강성을 예측하는 것은 매우 중요하다.

2.3 고층 구조물 및 비정형 구조물에 대한 동적 해석

구조물에 대한 지진해석시 주로 사용되는 해석법으로 등가정적 해석과 응답 스펙트럼 해석을 들 수 있다. 등가정적 해석은 1차모드가 지배적일 때 합리적인 하중을 제시할 수 있으며, 고차모드의 영향이 큰 고층 건물이나 거동을 예측하기 힘든 비정형 구조물인 경우 기준에서는 건물의 고유한 동적 특성을 반영하기 위해 스펙트럼 해석과 같은 동적해석을 요구한다. KBC 2005는 내진설계범주 A, B에 대해서는 건물 형태 혹은 규모에 관계없이 등가정적 지진하중해석을 허용하고 있으나 내진설계범주C에서는 (1)높이 70m 이상 또는 21층 이상의 정형구조물, (2)높이 20m 이상 또는 6층 이상의 비정형구조물에 해당하는 구조물, 내진설계범주 D에서는 내진등급II에 속하는 일부 구조물과 70m 미만인 정형구조물을 제외한 모든 구조물에 대해 모두 동적해석법을 사용할 것을 요구하고 있다.

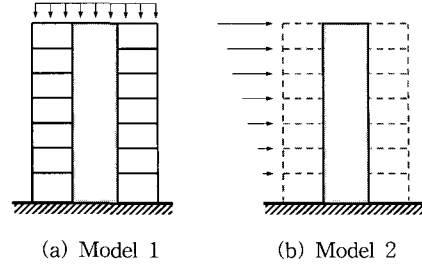


Fig. 1 Analytical model

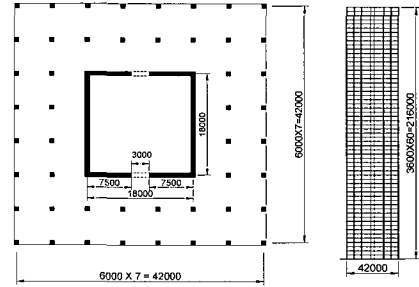


Fig. 2 Plan and elevation of example building (mm)

Table 1 Member size and concrete strength in example building

Story	Shear wall	Coupling beam	Column	Slab
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)

Unit : mm (MPa)

3. KBC 2005에 따른 초고층 건물골조시스템 설계

지금까지 건물골조 시스템의 내진설계시 KBC 2005에서 요구하는 사항에 대해 살펴보았다. 본 장에서는 고층 RC 건물골조 시스템에 대하여 KBC 2005에서 요구하는 바에 따라 설계를 수행할 때, 실제 설계에서 발생하는 문제점과 그 해결 방안에 대해 살펴보려고 한다.

3.1 평면 및 입면, 재료강도

건물 높이가 국내 130m 이상, 국외 260m 이상인 초고층 RC 건물골조시스템 10개에 대한 조사 결과를 바탕으로 평면 및 재료강도 등을 단순화하여 Fig. 2와 같이 전단벽과 골조(플랫 플레이트)로 이루어진 전형적인 건물골조시스템 예제 건물을 선택하였다. 예제건물은 1층 층고가 3.6m 인 60층 건물로서 전단벽의 두께는 0.8~0.5m이고 플랫플레이트 두께는 0.25m이다. 전단벽 및 기둥의 콘크리트 압축강도는 59MPa~29MPa이며 플랫 플레이트의 콘크리트 압축강도는 49~29MPa를 적용하여 수직 부재와 수평 부재의 콘크리트 압축강도의 비가 1.4배 이하가 되도록 하였다.

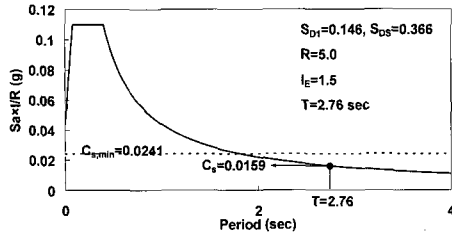


Fig. 3 Design spectrum of KBC 2005

Table 2 Effective stiffness of cracked RC sections

Member	ACI 318-02	CSA 23.3-94	NZS 3101-1995
Conventionally reinforced coupling beam	$0.35EI_g$	$\frac{0.2EI_g}{1+3(h/L)^2}$	$\frac{0.4EI_g}{1+8(h/L)^2}$
Diagonally reinforced coupling beam	N.A.	$\frac{0.4EI_g}{1+3(h/L)^2}$	$\frac{0.4EI_g}{1.7+2.7(h/L)^2}$
Compression wall in flexure	$0.70EI_g$	$0.80EI_g$	$0.45EI_g$
Tension wall in flexure	$0.35EI_g$	$0.50EI_g$	$0.25EI_g$
Compression wall axial	$1.0EA_g$	$1.0EA_g$	$0.80EA_g$
Tension wall axial	$0.35EA_g$	$0.50EA_g$	$0.50EA_g$
Average wall axial	N.A.	$0.65EI_g$	N.A.

I_g : moment of inertia of gross section
 A_g : gross area
 E : modulus of elasticity of concrete
 N.A.: Not Applicable

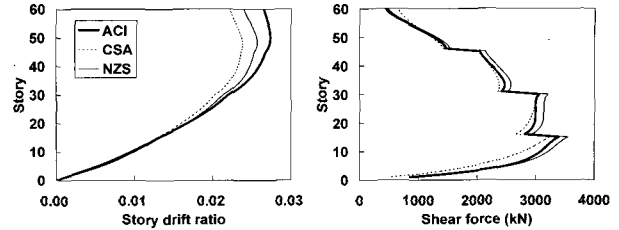
Table 3 Variation of member force according to codes

	ACI	CSA	NZS
$V_{beam, 15F}$ (kN)	3,395 (105%)	3,242 (100%)	3,552 (110%)
$P_{w, ten, 1F}$ (kN)	-267,657 (105%)	-254,810 (100%)	-279,235 (110%)
$P_{w, comp, 1F}$ (kN)	267,657 (105%)	254,810 (100%)	279,235 (110%)
$M_{w, ten, 1F}$ (kNm)	-268,655 (72%)	-375,359 (100%)	-225,203 (60%)
$M_{w, comp, 1F}$ (kNm)	497,870 (87%)	571,856 (100%)	378,478 (66%)

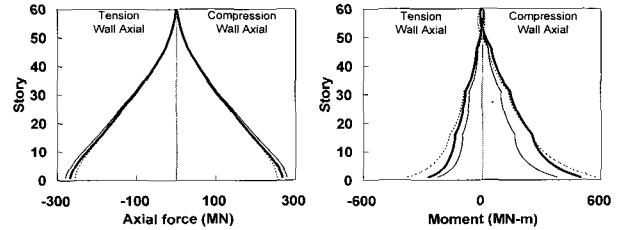
SAP 2000을 사용하여 전단벽, 연결보, 기둥, 플랫 플레이트 모두 등가단면을 가진 프레임 요소로 모델링 하였으며 접합부 효과를 고려한 강체단부영역(Rigid-End Zone)을 적용하였다.

3.2 하중

중력하중 및 지진하중은 KBC 2005를 적용하였으며 지진구역 1, 지반종별 S_B ($S_D=0.146$, $S_{DS}=0.275$), 내진등급 특 ($I_E=1.5$)으로 내진설계범주 D그룹에 속하게 되며 구조시스템은 건물골조-보통 RC전단벽 ($R=5.0$)으로 분류하였다.



(a) Story drift ratio (b) Shear force of coupling beams



(c) Axial force of wall (d) Moment of wall

Fig. 4 Variation on effective stiffness of RC members

기본 진동주기는 기타구조물 식을 적용하여 2.76초 ($T=0.049(216\text{m})^{3/4}$)이며 이를 바탕으로 계산된 지진 응답계수는 0.0159 ($C_s=(S_{D1} \times I_E)/(R \times T)$)이다. 그러나 장주기 건물의 지진력이 지나치게 작게 평가되는 것을 방지하기 위한 최소 지진응답계수는 $C_{s,min}=0.0241 (=0.044 \times S_{DS} \times I_E)$ 이므로, 이 때 정적 밀면전단력은 27,959 kN이다. 동적 해석은 가장 보편적으로 사용되는 응답스펙트럼법을 적용하였다. 동적 해석에 의한 밀면전단력은 정형구조물이므로 1.5배의 기본진동주기를 사용한 정적 밀면전단력으로 저감하여 보정계수를 적용할 수 있으나 정적 밀면전단력이 $C_{s,min}$ 에 의해 지배되므로 동적 밀면전단력이 정적 밀면전단력과 동일하도록 보정계수를 적용하였다.

4. 건물골조 시스템의 내진기준적용시 문제점

4.1 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성 적용

대부분의 설계자들은 임의의 판단에 따라 균열단면을 고려한 RC부재의 유효강성을 적용하는 경우가 보편적이다. RC 부재의 균열단면을 고려한 유효강성기준과 관련하여 국외기준으로는 Table 2에서 보듯이 ACI 318-02⁴⁾, CSA 23.3-94⁵⁾, NZS 3101-1995⁶⁾ 등이 있으며 KBC 2005에서는 ACI와 동일하게 제시하고 있다. 따라서, 균열강성을 적용하는 기준에 따라 설계부재력과 층간변위가 어느 정도 차이가 발생하는지 파악하기 위해 위 세 가지 기준에 따라 유효강성을 적용하여 해석을 수행하고 요구강도 및 층간변위에서 어떤 차이가 발생하는지 살펴보았다.

예제 구조물의 연결보가 X형 철근배근이 아닌 일반상세를 갖는 것으로 가정하여 유효강성을 결정하였으며 전단벽의 휨강성 및 축강성은 기준에서 제시되어 있는 계수를

그대로 적용하였다. 층간변위 및 연결보와 전단벽의 부재력 결정을 위한 Model은 골조를 제거한 Fig. 1(b)를 적용하였다. 대상건물은 초고층 건물이기 때문에 동적해석을 수행해야 하나 Table 2에서 보듯이 인장과 압축축 전단벽의 강성을 달리 적용할 때 부재력 차이를 비교하기 위해 정적해석결과를 비교하였다.

해석 결과 Fig. 4 및 Table 3과 같이 CSA기준을 적용한 경우에 비해 NZS 및 ACI를 적용한 층간변위비가 약 8~20%증가하였으며 지진하중에 대한 요구강도에서 연결보는 CSA를 기준으로 ACI와 NZS에서 약 10% 증가하였으며 1F 전단벽 모멘트는 13~40%감소, 축력은 5~10% 증가하였다. 이처럼 각 기준에 따라 층간변위비 및 요구강도는 큰 차이가 발생하였으며 이는 과소 혹은 과다설계의 원인이 될 수 있다. 또한 이러한 결과는 실제 지진시 건물 거동에 큰 영향을 끼칠 것이 명백하다.

4.2 동적해석의 요구에 따른 문제점

KBC 2005에서는 지진구역 및 지반종류에 따라 설계스펙트럼 가속도를 결정하고(Table 4) 설계스펙트럼가속도 및 내진등급에 따라 내진설계범주(Table 5)를 구분하고 있다. Table 6은 이를 근거로 지반조건, 지진지역 및 내진등급에 따라 내진설계범주를 구분한 것이다. 이처럼 대부분이 내진설계범주 C와 D에 속하게 되며 국내의 지반조건, 지진지역의 분포, 그리고 건물의 고층화 및 비정형성을 가진 복합 건물의 증가를 고려한다면 대부분의 건물에서 동적 해석이 요구된다는 것을 알 수 있다. 예제 건물과 같은 고층 건물에 대해서도 동적 해석이 요구되는데 이때 발생하는 문제점은 다음과 같다.

4.2.1 동적 해석시 RC부재의 유효강성 적용

Table 2에서 보듯이 RC 부재의 균열단면을 고려한 유효강성에 대해 인장축과 압축축에 다른 값을 적용하도록 제시하고 있다. 이는 일방향 해석인 정적 해석에는 적용 가능하나 (+), (-)의 양방향 해석을 기본으로 하는 동적 해석(응답스펙트럼해석)에서는 적용할 수 없다. 이처럼 기준에서는 동적 해석을 요구하고 있으나 동적 해석시 유효강성을 적용하는 방법이 구체적으로 언급되어 있지 않아 설계자는 이에 대하여 상당한 혼란을 겪을 것이며 동적 해석시 임의로 유효강성을 판단하여 적용하는 수밖에 없다. 이때 설계자가 선택 가능한 전단벽의 유효강성 적용 방법은 첫째 양축 전단벽에서 모두 균열이 발생한 것으로 모두 인장축 전단벽의 균열강성을 적용하는 방법(Method 1), 둘째 양축 인장 및 압축을 받는 전단벽의 평균유효강성을 적용하는 방법(Method 2), 셋째 Method 1과 반대로 모두 압축축 전단벽의 균열강성을 적용하는 방법(Method 3)이 있다.

Table 4 Spectral response acceleration considering seismic zone and site class(KBC 2005)

Site class	S_{DS}		S_{D1}	
	Seismic zone		Seismic zone	
	1	2	1	2
S_A	2.0MA (0.293)	1.8MA (0.168)	0.8MA (0.117)	0.7MA (0.065)
S_B	2.5MA (0.366)	2.5MA (0.233)	1.0MA (0.146)	1.0MA (0.093)
S_C	3.0MA (0.439)	3.0MA (0.279)	1.6MA (0.234)	1.6MA (0.149)
S_D	3.6MA (0.527)	4.0MA (0.372)	2.3MA (0.336)	2.3MA (0.214)
S_E	5.0MA (0.732)	6.0MA (0.559)	3.4MA (0.497)	3.4MA (0.317)

M : 1.33

A : site factor - seismic zone 1 : 0.11
seismic zone 2 : 0.07

Table 5 Seismic design category according to seismic use group and spectral response acceleration(KBC 2005)

S_{DS}	Seismic use group			S_{D1}	Seismic use group		
	S	1	2		S	1	2
$0.50g \leq S_{DS}$	D	D	D	$0.20g \leq S_{D1}$	D	D	D
$0.33g \leq S_{DS} < 0.50g$	D	C	C	$0.14g \leq S_{D1} < 0.20g$	D	C	C
$0.17g \leq S_{DS} < 0.33g$	C	B	B	$0.07g \leq S_{D1} < 0.14g$	C	B	B
$S_{DS} < 0.17g$	A	A	A	$S_{D1} < 0.07g$	A	A	A

Table 6 Seismic design category according to seismic use group and site class(KBC 2005)

Site class	Seismic use group					
	Special		1		2	
	Seismic zone 1	Seismic zone 2	Seismic zone 1	Seismic zone 2	Seismic zone 1	Seismic zone 2
S_A	C	A	B	A	B	A
S_B	D	C	C	B	C	B
S_C	D	D	D	C	D	C
S_D	D	D	D	D	D	D
S_E	D	D	D	D	D	D

본 항에서는 동적 해석시 유효강성 적용 방법에 따라 건물에 어떤 영향을 미치는지 살펴보았다. 위에서 제시된 바와 같이 Method 1~3으로 구분하여 유효강성을 적용(Table 7 참조)하였다. 응답스펙트럼해석을 수행하고 각각 증폭계수를 적용하여 모두 동일한 밀면전단력($V_f=27,959$ kN)을 가지게 하여 연결보와 전단벽의 요구강도 및 층간변위 변화를 살펴보았다.

Fig. 5 및 Table 7에서 보듯이 Method 1을 기준으로 Method 2, 3에서 연결보와 전단벽의 요구강도는 약 5~15%의 차이가 발생하였으나 층간변위는 그 차이가 약 2배 이상으로 매우 크게 나타났다. 이는 요구강도는 부재간의 상대적인 강성비로 결정되므로 유사한 결과를 보일 수 있

Table 7 Variation of member forces with different I and A values in spectrum analysis

	Method 1	Method 2	Method 3
I_{beam}	$0.35I_g$		
$I_{w, ten}$	$0.35I_g$	$0.525I_g$	$0.70I_g$
$I_{w, comp}$			
$A_{w, ten}$	$0.35A_g$	$0.675A_g$	$1.04A_g$
$A_{w, comp}$			
$V_{beam, 15F}$ (kN)	2,151 (100 %)	2,249 (105 %)	2,295 (107 %)
$P_{wall, 1F}$ (kN)	109,594 (100 %)	115,701 (106 %)	123,851 (113 %)
$M_{wall, 1F}$ (kNm)	198,751 (100 %)	211,845 (107 %)	231,864 (117 %)

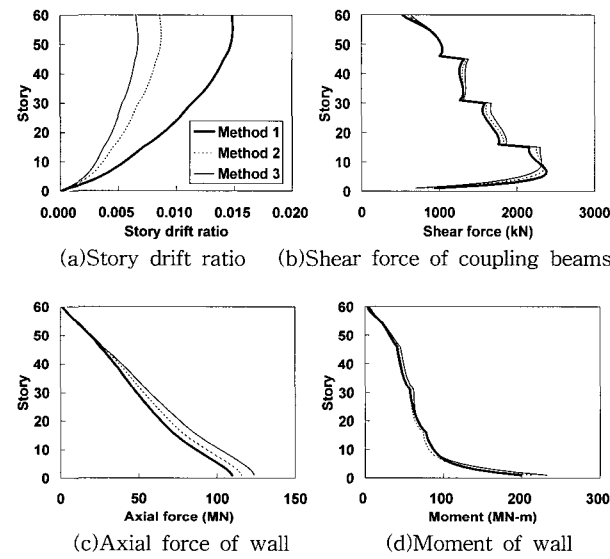


Fig. 5 Distributions of responses with different values of I and A

으나 층간변위비는 전체적으로 강성이 낮은 Method 1에서 급증하여 매우 취약한 결과를 나타내고 있다. 실제로 Method 1~3에서 어떤 방법이 가장 합리적이라고 언급하기는 힘들다. 특히 층간변위의 결정에 있어서 Method 1은 건물의 지진성능을 과소평가할 수 있으며 반대로 Method 3는 과대평가 할 수도 있으므로 동일한 구조물이라 하더라도 설계자의 판단에 따라 과다설계 혹은 과소설계 될 수 있다.

4.2.2 동적 해석시 요구강도의 저하

예제 건물에 대한 정 적해석 및 동적 해석시 적용한 유효강성과, 해석 결과 나타난 전단벽과 연결보의 부재력을 Table 8에 정리하였다. 정적 해석시에는 ACI 기준에 따라 인장, 압축전단벽으로 구분하여 각각 다른 강성을 적용하였으며 동적 해석시에는 정적 해석시 적용한 인장축과 압축 전단벽 강성의 평균값을 적용하였다. 두 가지 해석 방법 모두 밀면 전단력은 비교 목적상 $V_{EQ} = 27,959$ kN으로 일치하도록 하였으나 Table 8과 Fig. 6에서 보듯이 정

Table 8 Variation on analytical methods

	Dynamic analysis	Equivalent static analysis
I_{beam}	$0.35I_g$	$0.35I_g$
$I_{w, ten}$	$0.525I_g$	$0.35I_g$
$I_{w, comp}$		$0.70I_g$
$A_{w, ten}$	$0.675A_g$	$0.35A_g$
$A_{w, comp}$		$1.04A_g$
$V_{beam, 15F}$ (kN)	2,253(100 %)	3,395(151 %)
$P_{w, ten, 1F}$ (kN)	-115,701(100 %)	-267,657(231 %)
$P_{w, comp, 1F}$ (kN)	115,701(100 %)	267,657(231 %)
$M_{w, ten, 1F}$ (kNm)	-211,845(100 %)	-268,655(127 %)
$M_{w, comp, 1F}$ (kNm)	211,845(100 %)	497,870(235 %)

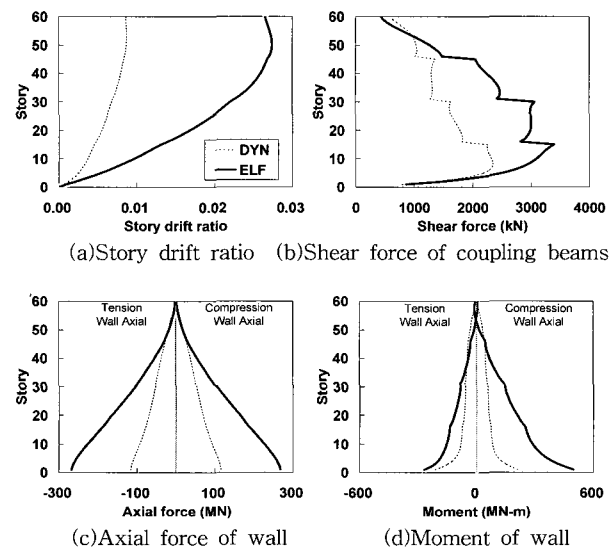


Fig. 6 Distributions of responses with static and dynamic analyses

적해석을 할 경우 15층 연결보 전단력은 51% 증가하였고 1층 전단벽의 축력은 205% 모멘트는 227% 증가하였으며 층간변위는 약 3배 증가하였다. 이와 같은 차이는 응답스펙트럼 해석 결과 예제 구조물의 1차모드 참여질량비율(62%)이 상대적으로 낮고 고차모드 영향이 많이 반영되었기 때문으로 분석된다. 이처럼 동적 해석 결과만을 반영하여 설계할 경우 예제 건물에 대해 1차모드의 영향이 지배적인 지진파가 작용할 경우 예상치 못한 부분에서 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 동적 해석이 요구되는 고층 구조물을 설계할 때에도 응답스펙트럼해석 외에도 정적 해석을 수행하여 두 해석 결과 중 더 취약한 부재력에 대하여 설계하여야 한다고 판단된다.

4.3 건물골조시스템의 비경제성

예제 건물은 바닥판이 플랫 플레이트로서 휨강성이 낮기 때문에 지진력에 저항하지 못한다고 보고 건물골조시

Table 9 System parameters of structural systems

	Building frame system (BFS)	Dual system (DS)
Response modification coefficient (R)	5	5.5
Deflection amplification factor (C_d)	4.5	4.5
Requirements for walls	AC 318-02 21.1	ACI318-02 21.1
Requirements for Frames	ACI318-02 21.11	ACI318-02 21.12

21.1 (Ordinary reinforced concrete structural wall) : A wall complying with the requirements of Chapters 1 through 18
 21.11 : Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions
 21.12 : Requirements for intermediate moment frames

Table 10 Member forces in CSW of BFS and DS

	Building frame	Dual system
$V_{beam, 15F}$ (kN)	2,253(100 %)	2,146(95 %)
$P_{w, 1F}$ (kN)	115,701(100 %)	94,227(81 %)
$M_{w, 1F}$ (kN-m)	211,845(100 %)	201,602(95 %)

스텝으로 구분되었다. 그러나 ACI 318에서는 중간모멘트 골조로 플랫 플레이트를 사용하는 경우를 허가하고 있어 예제건물은 이중골조시스템으로 설계할 수도 있다. Table 9는 건물골조시스템 및 이중골조시스템에 대한 요구사항을 나타낸 것이다. 예제 건물을 건물골조시스템(보통 철근 콘크리트 전단벽)과 이중골조시스템(보통 철근콘크리트 전단벽-중간모멘트골조)으로 분류하였을 경우 전단벽 및 연결보의 요구강도, 골조(Fig. 8, 1층 기둥)의 요구강도 및 요구상세의 차이를 살펴보았다. 단, 전단벽에 적용된 유효강성은 Table 7의 Method 2에 따라 평균유효강성을 적용하였다. 지진하중해석은 응답스펙트럼해석법을 적용하였으며 이중골조시스템이 더 큰 반응수정계수를 가지나 두 경우 모두 장주기 구조물로 $C_{s, min} = 0.0241$ 에 의해 밀면전단력의 크기는 27,959 kN으로 동일하다.

4.3.1 전단벽과 연결보의 요구강도 및 층간변위비 비교
 구조시스템에 따른 전단벽 및 연결보의 요구강도와 층간변위비를 결정하기 위한 해석 모델은 Fig. 7과 같다. 해석 결과 전단벽과 연결보 요구강도의 변화는 Fig. 9 및 Table 10과 같으며 건물골조시스템에 비해 이중골조시스템을 적용할 경우 층간변위비는 최대 43%감소하였으며 15층 연결보의 전단력 5%, 1층 전단벽의 축력 19%, 모멘트는 5% 감소하였다.

4.3.2 골조의 설계

1) 비지진저항골조의 설계 (건물골조시스템)
 Fig. 10은 ACI 318에 제시된 비지진저항골조의 설계 방법을 순서도로 작성한 것이다. 이 때 기둥에 대한 설계

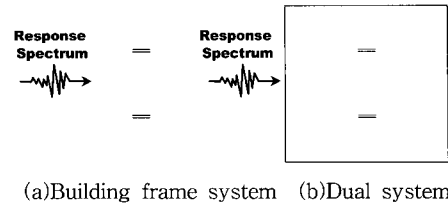


Fig. 7 Analytical models to determine the strength demands on CSW

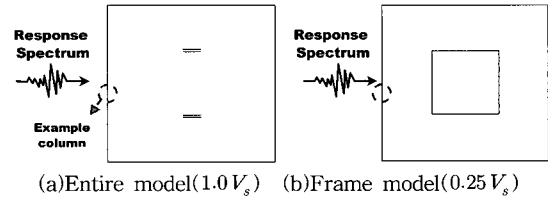


Fig. 8 Analytical models of dual system

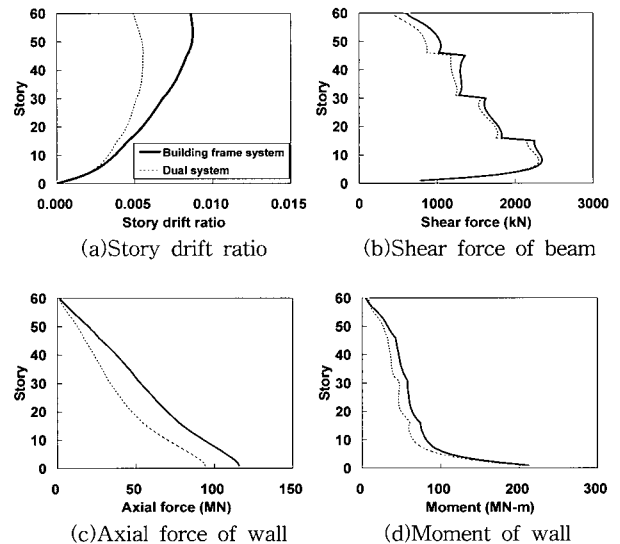


Fig. 9 Distributions of response in CSW of BFS and DS (Spectrum analysis)

방법은 중력하중에 대해 설계된 단면의 설계강도가 변형 적합성에 의한 요구강도의 초과 여부에 따라 크게 두 가지로 분류된다. 설계강도가 요구강도를 초과하는 경우 띠철근의 간격, 철근이음 등 연성확보를 위한 상세가 다소 완화되며 그렇지 못한 경우 높은 연성 확보를 위해 특수 모멘트 골조에 준하는 상세를 요구하게 된다.

Ghosh는 IBC 2000⁷⁾에서 요구하는 비지진저항골조의 변형 적합성에 의해 발생하는 요구강도를 식(1)과 같이 구하였다⁸⁾. 따라서 본 논문의 예제 건물에 대해서도 동일한 방법을 적용하였다.

$$F_M = C_d \left(\frac{\delta_x}{\delta'_x} \right) F'_M \quad (1)$$

여기서, C_d 는 변위 증폭계수, F'_M 은 전체 구조물의 탄성해석에 의한 골조의 부재력, δ_x 는 지진력 저항시스템의 x 층 설계변위, δ'_x 는 전체 구조물의 설계 x 층 설계변위이다.

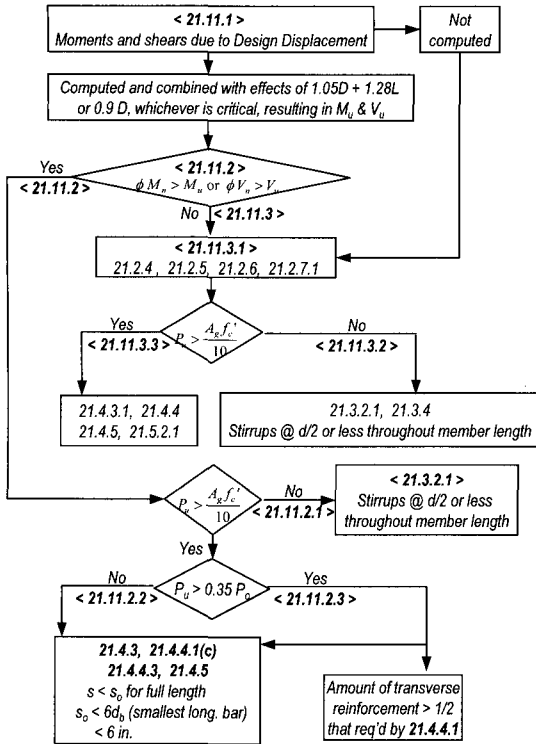
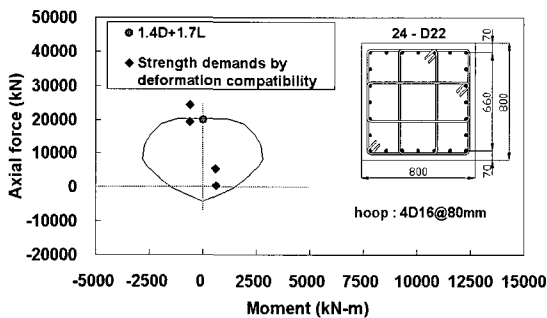
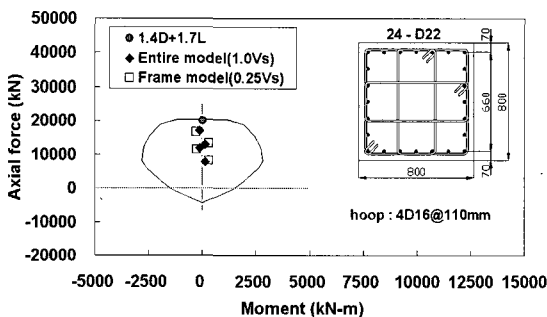


Fig. 10 Design flow chart for frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions (ACI 318-02)



(a) Design of a column in BFS



(b) Design of a column in DS

Fig. 11 Design of a first-story column in BFS and DS (See Fig. 8 for the column location)

Fig 9에 표시된 예제 건물의 1층 기둥에 대한 요구강도는 건물전체 모델의 탄성해석에 의한 기둥의 부재력(F_M)에 증폭계수 $C_d(\delta_x/\delta'_x) = 4.5 \times 1.05 = 4.72$ (Table 11 참조)를

곱하여 얻은 값(F_M)과 중력하중과의 조합(Table 12 참조)으로 결정된다. 그러나 Fig. 11(a)와 같이 변형 적합성에 의한 요구강도는 중력하중만을 고려하여 설계된 단면의 $\phi M_n - \phi P_n$ 상관도를 벗어나고 있다. 이러한 경우 높은 연성을 확보할 수 있도록 특수모멘트 골조상세를 적용하게 된다. Fig.11(a)는 ACI 318의 요구에 따라 설계된 예제 기둥의 단면 및 띠철근 간격이다.

2) 중간모멘트 골조의 설계 (이중골조시스템)

KBC 2005는 이중골조시스템의 골조에 대해 “전체 지진력은 각 골조의 횡강성비에 비례하여 분배하되, 모멘트 골조가 최소한 설계지진력의 25%를 부담하여야 한다”라고 제시하고 있다. 이에 따라 Fig. 8과 같은 해석 모델에 대해 각각 응답스펙트럼법을 적용하고 두 경우를 모두 고려하여 하중 조합을 실시하였다. Fig. 11(b)는 예제 기둥을 이중골조시스템의 골조로 설계한 경우 주철근 및 띠철근을 표시한 것이다.

4.3.3 건물골조시스템의 비경제성

예제 건물을 건물골조시스템으로 설계한 경우 이중골조시스템으로 설계한 경우에 비해 전단벽과 연결보의 요구강도는 크게 증가하지 않았으나 층간변위는 최대 60% 이상 크게 증가하였다. 또한 골조의 설계 결과, 건물골조시스템의 비지진저항골조와 이중골조시스템의 중간모멘트골조는 동일한 주철근량으로 설계되었으나 건물골조시스템의 골조에서 변형 적합성이 요구됨에 따라 더욱 조밀한 스트립이 요구되었다. 따라서, KBC 2005를 적용하여 건물골조시스템으로 설계하는 경우 이중골조시스템보다 비경제적일 수 있다.

5. 결론

고층 RC 건물골조시스템 설계시 문제점에 대해 살펴본다. 그 내용을 요약하면 아래와 같다.

- 1) 균열단면을 고려한 RC부재의 유효강성 결정에서 설계자의 임의의 판단에 따라 과다 혹은 과소설계가 될 수 있으며 건물의 거동을 좌우할 수 있는 매우 큰 차이가 생길 수 있다. KBC 2005에서는 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성을 적용할 것을 요구하나 실제 실무에서는 설계자의 임의의 판단에 따라 유효강성을 적용하는 경우가 보편적이다. RC부재 균열단면의 유효강성을 제시한 대표적인 기준인 ACI, CSA, NZS의 세 경우를 동일한 건물에 대하여 적용한 결과 CSA의 경우를 기준으로 ACI 및 NZS에서 층간변위비는 최대 20% 증가하였으며 요구강도의 경우 연결보는 최대 10%증가, 전단벽의 모멘트는 최대 40%감소, 축력은 최대 10% 증가하였다.

Table 11 δ_x/δ'_x of example building (unit : mm)

Story	δ_{xe}	δ_x	Δ_n	δ'_{xe}	δ'_x	δ_x/δ'_x
60	456	1367	30.95	326	979	1.40
59	445	1336	31.05	320	961	1.39
.						
2	2.17	6.50	4.40	2.07	6.22	1.04
1	0.70	2.09	2.09	0.67	2.00	1.05

δ_{xe} : displacements calculated by an elastic analysis of seismic force resisting systems(SFRS)
 $\delta_x = C_d \delta_{xe} / I_E$: design displacement of SFRS
 $\Delta_n = \delta_n - \delta_{n-1}$: interstory drifts
 δ'_{xe} : displacements calculated by an elastic analysis of entire structure
 $\delta'_x = C_d \delta'_{xe} / I_E$, I_E : Seismic importance factor

Table 12 Strength demands in first-story column by deformation compatibility

Load	Axial force (kN)	Moment (kNm)
Dead load	-11,015	17
Live load	-2,643	6
Seismic load(F'_M)	2,013	127
Seismic load(F_M)	9,483	599
COMB 1	1.4D+1.7L	19,915
COMB 2	0.75(1.4D+1.7L)+1.0E(F_M)	5,453
COMB 3	0.75(1.4D+1.7L)-1.0E(F_M)	24,419
COMB 4	0.9D+1.0E(F_M)	430
COMB 5	0.9D-1.0E(F_M)	19,396

- 동적해석시에는 일반적인 기준에서 제시하는 축하중 크기에 따른 유효강성의 변화를 적용할 수 없어 설계자가 선택할 수 있는 몇 가지 방법을 적용한 결과 층간변위비에서 매우 큰 차이가 발생하였다. KBC 2005에서는 내진설계범주 C이상의 고층 및 비정형 구조물에 대하여 필수적으로 동적지진하중해석의 적용을 요구하나 동적해석시에는 정적해석과 달리 전단벽 및 기둥의 축하중의 크기를 고려한 강성의 적용이 불가능하다. 이에 따라 (1)인장축 강성적용, (2)인장·압축축 평균강성 적용, (3)압축축 강성적용의 세 가지 방법에 대해 비교한 결과 연결보와 전단벽의 요구강도에서 약 5~15%의 차이가 발생하였으나 층간변위에서는 그 차이가 약 2배 이상 나타났다.
- 동적 해석시 주로 사용되는 응답스펙트럼 해석법은 고층구

조물에 대해 1차모드의 응답이 상대적으로 낮게 평가되어 특히 하부층에서 매우 취약할 수 있다. 따라서, 고층구조물에 대해서도 정적해석 및 동적해석을 모두 적용하여 그 중 높은 요구강도에 대하여 설계하는 것이 바람직하다고 판단된다. 정적 해석을 적용할 경우 동적해석에 비해 층간변위는 약 3배로 증가하였으며 15층 연결보 전단력은 51%, 1층 전단벽의 축력은 205% 모멘트는 227% 증가하였다.

- 예제 건물을 건물골조 시스템으로 설계한 결과 이중골조 시스템으로 설계한 경우에 비해 연결보와 전단벽의 요구강도는 큰 차이가 없었으나 층간변위에서 약 60% 증가하였다. 또한 골조에서도 변형 적합성에 의한 연성확보를 위해 더욱 조밀한 띠철근이 요구되었다. 따라서 건물골조 시스템은 이중골조시스템보다 비경제적일 수 있다.

감사의 글

본 논문은 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C04-01)에 의한 것이며 이 지원에 감사드립니다.

참고문헌

- 대한건축학회, Korean Building Code, 2005.
- 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설.
- J. F. Hall, *Preliminary Reconnaissance Report-Northridge Earthquake January 17*, Earthquake Engineering Research Institute(EERI), 1994.
- American Concrete Institute(ACI), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)*, ACI, Farmington Hills, Michigan, 2002.
- Canadian Standards Association(CSA), *Design of concrete structures for buildings(CSA A23.3-94)*, Rexdale, Canada, 1994.
- New Zealand Standards Association(NZS), *NZS 3101-1995, Concrete Structural Standard*, 1995.
- International Code Council, *International Building Code 2000*, 2000, 139pp.
- S. K. Ghosh and David A. Fenella, *Seismic and Wind Design of concrete Buildings*, Portland Cement Association, 2003, pp.3-46~3-69.

요 약

최근 증가하고 있는 초고층 주거용 구조물중 많은 수가 건축적인 이유로 인해 건물골조시스템을 주요 지진저항시스템으로 채택하고 있다. 그러나 KBC 2005를 적용하여 건물골조시스템을 설계할 때 기준에서 언급되지 않거나 모호한 표현으로 인해 설계자는 많은 어려움을 겪을 수 있다. 특히 정적·동적 해석시 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성의 적용 방법, 변형 적합성을 고려한 골조의 설계법 등에서 어려움을 겪을 수 있다. 이에 대하여 전단벽과 골조(플랫 플레이트)로 이루어진 전형적인 건물골조시스템의 건물에 대해 KBC 2005를 적용하고 기준의 불명확한 부분에 대해서 여러 방법을 적용하여 해석한 결과 기준의 모호한 언급이나 설계자의 임의의 판단으로 인해 층간변위비, 전단벽 및 연결보의 요구강도 등에서 매우 큰 차이가 발생하였으며, 동일한 건물을 이중골조시스템으로 설계한 경우에 비해 건물골조시스템으로 설계한 경우 변형 적합성의 요구로 인해 전단벽의 높은 요구강도 뿐만 아니라 골조에서도 높은 연성이 요구되었다.

핵심어 : 건물골조시스템, 초고층, 콘크리트, 내진설계, 균열단면, 유효강성, 변형적합성