

초고층 건물골조 시스템의 내진설계상 문제점

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

이한선*

정성욱**

고동우***

Lee, Han Seon

Jung, Sung Wook

Ko, Dong Woo

ABSTRACT

High-rise residential buildings in 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 IBC 2000 and KBC 2005 to a typical building frame system shows that demands of member strength and story drift ratio can be different significantly depending on designer's interpretation and application of code requirements.

1. 서론

근래 들어 국내에서도 주상복합 용도의 건물로 RC 전단벽을 사용한 초고층 건물이 많이 건설되고 있다. 이 경우 전단벽의 일부 열린 부분은 연결보로 연결되는데, 이와 같은 건물을 연결전단벽구조라고 하며 이러한 경우 이중골조 혹은 건물골조시스템이 된다. 특히 층고절감을 위하여 플랫 플레이트, 플랫 슬래브 및 넓적보(Wide beam)등이 골조로 사용될 경우 이들은 휨강성이 작아 횡력저항 시스템으로 사용하기가 어려워 골조는 중력하중만을 부담하고 전단벽이 유일한 횡력저항 시스템으로 설계하게 된다. 기준에서는 RC부재 균열단면 적용방법, 동적해석법, 골조의 설계부재력, 정적·동적 지진하중 등 설계법에 대해서 제대로 언급되어 있지 않은 것이 사실이다. 이에 대하여 전형적인 초고층 건물골조시스템 예제건물을 선정하여 해석 및 설계시 발생하는 문제점과 예제집 등의 자료조사를 통하여 전단벽과 골조의 합리적인 설계방법에 대해서 살펴보고자 한다.

* 정회원·고려대학교 건축공학과, 교수

** 학생회원·고려대학교 건축공학과, 석사과정

*** 학생회원·고려대학교 건축공학과, 박사과정

2. KBC 2005⁽¹⁾의 건물골조시스템에 대한 내진설계 요구사항

2.1 건물골조시스템의 정의와 변형적합성의 요구

우리나라 기준(KBC 2005)에서는 건물골조시스템에 대하여 “수직하중은 입체 골조가 저항하고, 지진하중은 전단벽이나 가새골조가 저항하는 구조방식”이라고 정의하고 있다. 그러나 골조의 설계시 중력하중만을 고려해서는 안된다. 이에 추가하여 KBC 2005에서는 입체골조에 대하여 “고려하는 방향의 지진력저항시스템에 포함되지 않은 모든 구조요소는 0306.5.7.1절에 따라 결정된 설계층간변위로부터 발생하는 모멘트와 전단력뿐만 아니라 수직하중을 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.”라고 언급하고 있다. 이는 비록 골조가 비지진력 저항시스템으로 설계되었다 하더라도 골조의 요구강도 결정시 중력하중 외에도 지진거동시 변형적합성에 따라 전단벽의 변형에 의해 발생하는 변형과 힘에 대해 고려해야 함을 뜻한다.

2.2 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성 적용

RC 구조물의 설계에서 신뢰성 있는 거동 예측 및 요구강도의 결정을 위해서 부재의 힘과 변위 혹은 변형간의 비선형성과 해당 지진시 발생 가능한 최대변위 혹은 변형 범위를 고려한 RC부재의 균열단면에 대한 신뢰성 있는 유효강성의 예측은 매우 중요한 문제이다. KBC 2005는 이에 대하여 “철근콘크리트조와 조적조인 경우에는 균열단면의 영향을 고려하여야 한다.”라고 언급하고 있다.

2.3 고층 구조물 및 비정형 구조물에 대한 동적해석

고층구조물 혹은 비정형 구조물의 경우 건물의 고유한 동적특성을 반영하기 위해 동적해석을 요구하게 된다. KBC 2005는 내진설계범주 A, B에 대해서는 건물의 형태 혹은 규모에 관계없이 등가정적 지진하중해석을 허용하고 있으나 내진설계범주 C, D에서는 (1)높이 70m 이상 또는 21층 이상의 정형구조물, (2)높이 20m 이상 또는 6층 이상의 비정형구조물에 해당하는 구조물에 대해서는 등가정적해석을 금지하고 동적해석법을 사용할 것을 요구하고 있으며 이 때 가능한 동적해석법은 응답스펙트럼 해석, 선형 시간이력 해석법, 비선형 시간이력 해석법이 있다. 이중 응답스펙트럼 해석법이 비교적 간단하여 동적해석이 요구되는 경우 가장 보편적으로 사용되고 있다.

3. KBC 2005에 의한 초고층 건물골조시스템 설계예제

지금까지 건물골조 시스템에 대한 KBC 2005의 요구조건에 대해 살펴보았으며 고층 RC구조물에 대하여 기준에서 요구하는 바에 따라 설계를 수행함으로써 실제 설계에서 기준적용시 발생하는 문제점들에 대하여 살펴보려고 한다.

3.1 평면 및 입면, 재료강도

국내외 초고층 구조물의 조사 결과를 바탕으로 평면 및 재료강도 등을 단순화하여 전형적인 예제 건물을 선택하였으며 전단벽과 골조(플랫플레이트)의 건물골조시스템으로 이루어져 있다. 층고는 3.6m이며 코어, 연결보, 기둥의 경우 콘크리트의 강도는 58.8~29.4MPa의 강도를 적용하였고, 플랫플레이트는 0.25m 두께로 ACI 318-02에 따라 수직부재와 수평부재의 강도의 비가 1.4배 이하가 되도록 49~29MPa의 강도를 적용하였다. 전단벽은 하부에서부터 0.8~0.5m의 두께를 가지며 코어와 기둥의 단면은 그림 1 및 표 1과 같다. 예제건물은 60층 규모이나 시공성 등을 위해

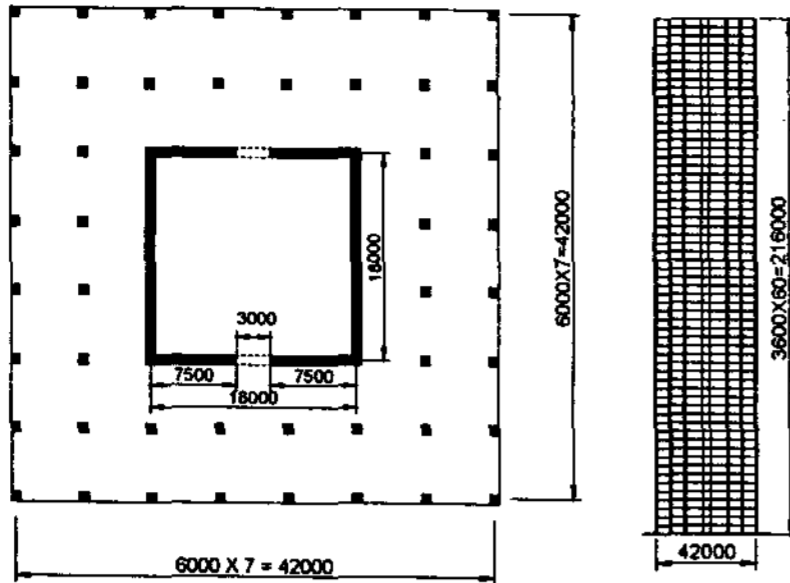


그림 1. 예제건물의 평면과 입면(mm)

표 1. 예제건물의 부재크기 및 재료강도

층수	전단벽두께	연결보	기둥	슬래브두께
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)

Outrigger 없이 계획하였다. 해석 프로그램은 SAP 2000을 사용하였으며 전단벽, 연결보, 기둥, 플랫플레이트 모두 등가의 단면을 가진 프레임 요소로 모델링 하였으며 접합부의 효과를 고려한 강체단부영역(Rigid- End Zone)을 적용하였다.

3.2 하중

중력하중 및 지진하중은 KBC 2005를 적용하였으며 지진구역 1, 지반종별 (S_D ($S_{D1}=0.146$, $S_{DS}=0.275$), 내진등급 특($I_E=1.5$)으로 내진설계범주 D그룹에 속하게 되며 구조 시스템은 건물골조-보통 RC전단벽($R=5.0$, $C_d=4.5$)으로 분류하였다. 기본 진동주기는 기타구조물 식을 적용하여 $T=0.049(216m)^{3/4}=2.76$ sec 이므로 지진응답계수는 $C_s=(S_{D1} \times I_E)/(R \times T)=0.0159$ 이나 고유주기($T=2.76$ sec)가 큰 건물에서 지진력이 지나치게 작게 평가되는 것을 방지하기 위해 제한하는 범위에 속하여 $C_{s,min}=0.044 \times S_{DS} \times I_E=0.0241$ 에 의해 정적밀면전단력은 27,957kN이다. 동적 해석이 요구되는 경우 가장 보편적으로 사용되는 응답스펙트럼법을 적용하였으며 동적해석에 의한 밀면전단력은 정형구조물이므로 1.5배의 기본진동주기를 사용한 정적 밀면전단력에 대하여 보정계수를 적용할 수 있다. 그러나 정적밀면전단력의 산정에서 $C_{s,min}$ 에 의해 지배되므로 이를 기준으로 정적 밀면전단력과 동일하게 보정계수를 적용하였다.

4. 건물골조시스템에 대한 내진기준적용의 문제점

4.1 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성 적용

KBC 2005는 해석시 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성을 고려할 것을 요구하나 이에 대한 구체적인 적용방법 혹은 기준에 대해서는 언급되어 있지 않다. RC 부재의 균열단면에 대한 유효강성을 제시하는 대표적인 국외 기준으로는 ACI 318-99⁽²⁾, CSA 23.3-94⁽³⁾, NZS 3101-1995⁽⁴⁾이 있으며 국내의 경우 콘크리트 구조설계 기준⁽⁵⁾에 제시되어 있으며 이는 ACI 318-99와 동일하다. 그러나 각 기준들은 표 2와 같이 각기 다른 유효강성을 제시하고 있으며, 이를 각각 적용할 경우 각기 다른 거동예측 및 요구강도가 결정될 것을 쉽게 예측할 수 있다. 또한 더 큰 문제점은 설계자들이 이러한 기준을 따르지 않고 각자의 판단에 따라 균열강성을 달리 적용하는 경우가 보편화 되어 왔다는 점이다. 따라서 본 논문에서는 유효강성에 대한 설계자의 판단에 따라 건물의 거동(층간변위) 및 연결보와 전단벽의 요구강도에서 어떤 변화가 발생하는지 살펴보고자 한다. 연구방법은 그림 1의 대상건물에 대해 ACI, CSA, NZS의 방법에 따라 각각 유효강성을 적용하고 동일한 하중에 대하여 구조거동 및 요구강도의 차이를 조사하였다.

표 2. 기준별 강성적용 방법 및 예제건물의 적용

Member	ACI 318-99	CSA 23.3-94	NZS 3101-1995
Conventionally reinforced coupling beam	$0.35EI_g$	$\frac{0.2EI_g}{1+3(h/L)^2}$	$\frac{0.4EI_g}{1+8(h/L)^2}$
		$0.15EI_g$	$0.212EI_g$
Diagonally reinforced coupling beam	N.A.	$\frac{0.4EI_g}{1+3(h/L)^2}$	$\frac{0.4EI_g}{1.7+2.7(h/L)^2}$
		$0.30EI_g$	$0.20EI_g$
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 : 무균열 단면 2차모멘트, A_g : 무균열 단면의 전단면적
 E : 콘크리트 탄성계수, N.A.: 해당 없음

표 3. 기준별 유효 단면2차 모멘트 및 부재력

	ACI	CSA	NZS
I_{beam}	$0.35I_g$	$0.15I_g$	$0.212I_g$
$I_{w, ten}$	$0.35I_g$	$0.50I_g$	$0.25I_g$
$I_{w, comp}$	$0.70I_g$	$0.80I_g$	$0.45I_g$
$A_{w, ten}$	$1.0A_g$	$1.0A_g$	$0.80A_g$
$A_{w, comp}$	$0.35A_g$	$0.50A_g$	$0.50A_g$
$V_{beam, 15F}$ (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%)
$M_{w, ten, 1F}$ (kN-m)	-268,655 (72%)	-375,359 (100%)	-225,203 (60%)
$M_{w, comp, 1F}$ (kN-m)	497,870 (87%)	571,856 (100%)	378,478 (66%)

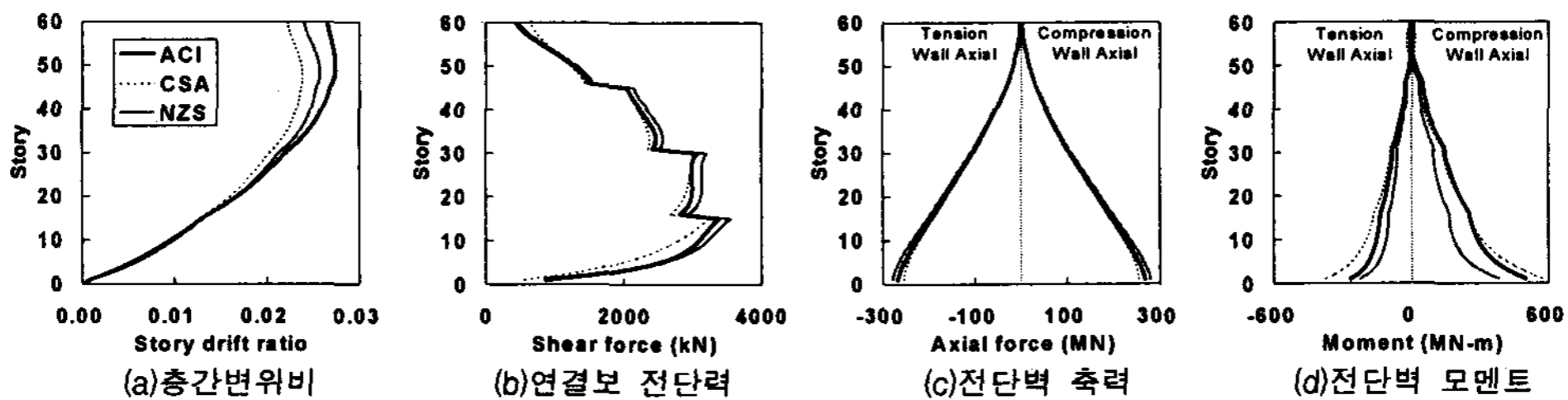


그림 2. 균열단면의 강성적용 방법에 따른 영향 (모델 1, 정적해석)

예제 구조물 RC부재의 유효강성 결정에 있어 연결보의 경우 일반상세로 가정하여 유효강성을 결정하였으며 전단벽의 휨강성 및 축강성은 표 3과 같이 기준에서 제시되어 있는 계수를 그대로 적용하였다. 층간변위 및 연결보와 전단벽의 부재력 결정을 위한 모델은 건물골조의 기본개념에 따라 골조를 제거한 모델을 적용하였다. 예제건물의 경우 동적해석이 요구되나 기준에 따른 부재력을 비교하기 위해 표 3과 같이 유효강성을 적용하여 정적해석을 수행하였다.

그림 2 및 표 3은 유효강성 적용기준에 따른 변화를 나타낸다. 층간변위비에서 CSA를 기준으로 할 때 최대 20%, 연결보 및 전단벽의 휨 요구강도에서 최대 40%정도의 차이를 보였다. 이처럼 각 기준에 따라 또 설계자의 판단에 따라 건물의 거동예측 및 요구강도의 결정에서 큰 차이가 발생하였으며 이는 과다 혹은 과소 설계의 원인이 될 수도 있다. 또한 이러한 결과는 실제 건물의 지진시 비선형 거동에 큰 영향을 끼칠 것을 충분히 예상 할 수 있다.

4.2 동적해석의 요구에 따른 문제점 - 동적해석시 RC부재의 유효강성 적용

표 4는 KBC 2005의 지반조건, 지진지역 및 내진등급에 따라 내진설계범주를 구분한 것이다. 이처럼 대부분의 경우 내진설계범주 C와 D에 속하게 되며 국내의 지반조건, 지진지역의 분포 그리고 건물의 고층화 및 비정형성을 가진 복합건물의 증가를 고려한다면 대부분의 건물에서 동적해석이 요구된다는 것을 알 수 있다.

균열단면에 대한 기준은 일반적으로 전단벽의 인장·압축을 구분하여 유효강성을 제시하고 있

표 4. 내진설계범주 (KBC 2005)

지반 조건	내진등급 특		내진등급 1		내진등급 2	
	지진 지역 1	지진 지역 2	지진 지역 1	지진 지역 2	지진 지역 1	지진 지역 2
	1	2	1	2	1	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

표 5. 전단벽균열강성에 따른 변화(동적해석)

	방법 1	방법2	방법 3
I_{beam}	$0.35I_g$		
$I_{w, ten}$	$0.35I_g$	$0.525I_g$	$0.70I_g$
$I_{w, comp}$			
$A_{w, ten}$	$0.35A_g$	$0.675A_g$	$1.0A_g$
$A_{w, comp}$			
$V_{beam, 1F}$ (kN)	2,151 (100%)	2,249 (105%)	2,295 (107%)
$P_{wall, 1F}$ (kN)	109,594 (100%)	115,701 (106%)	123,851 (113%)
$M_{wall, 1F}$ (kN-m)	198,751 (100%)	211,845 (107%)	231,864 (117%)

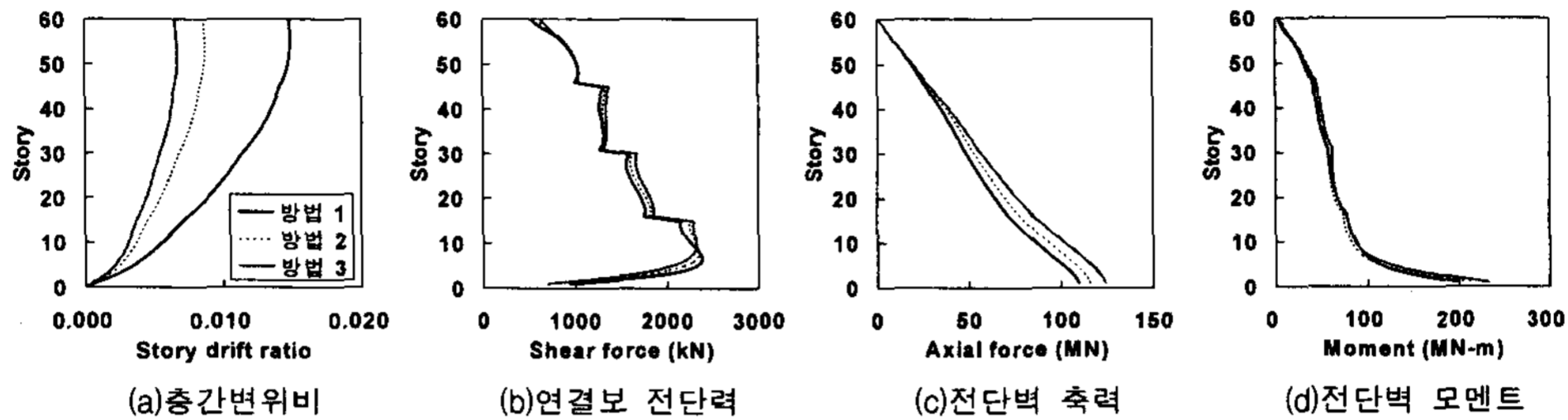


그림 3. 동적해석시 균열강성 적용방법에 따른 변화 (모델 2)

다. 이는 1방향 해석인 정적해석에는 적용 가능하나 동적해석(응답스펙트럼해석)은 일방향성이 아니므로 연결 전단벽에 다른 강성을 적용한다면 하중의 방향에 따라 다른 설계부재력을 나타내게 되며 이는 동적해석의 기본가정에 어긋난다. 따라서 동적해석시에는 전단벽의 축력에 따른 강성의 변화를 적용할 수 없게 된다. 이처럼 기준에서는 동적해석을 요구하고 있으나 유효강성을 적용하는 방법이 구체적으로 언급되어 있지 않아 설계자는 이에 대하여 상당한 혼란을 겪을 것이며 동적해석시 임의로 유효강성을 판단하여 적용하는 수밖에 없다.

동적해석의 기본가정에 근거해 볼 때 양측 전단벽의 유효강성을 동일하게 적용하는 것이 합리적인 방법으로 판단된다. 그렇다면 전단벽의 유효강성을 어떤 값을 적용하여야 가장 합리적인 결과를 얻을 수 있을 것인가에 대한 문제가 발생한다. 이 때 설계자가 선택 가능한 전단벽의 유효강성의 적용 방법은 (1) 양측 전단벽에서 모두 균열이 발생한 것으로 보아 모두 인장측의 균열강성 적용하는 방법 (2) 양측 인장 및 압축을 받는 전단벽의 평균유효강성 적용하는 방법, 그리고 (3) (1)과 반대로 모두 압축측 전단벽의 균열강성의 적용하는 방법이 있다.

위에서 제시된 바와 같이 표 5와 같이 방법1~3으로 구분하여 유효강성을 적용하였으며 응답 스펙트럼해석을 수행하고 각각 증폭계수를 적용하여 모두 동일한 밀면전단력($V_d = 27,959kN$)을 가지게 하여 연결보와 전단벽의 요구강도 및 층간변위의 변화를 살펴보았다.

그림 3 및 표 5에서 보듯이 방법1을 기준으로 할 때 연결보와 전단벽의 요구강도에서 약 5~15%의 차이가 발생하였으나 층간변위에서는 그 차이가 약 2배 이상으로 매우 크게 나타났다. 실제로 방법 1~3에서 어떤 방법이 가장 합리적이라고 언급하기는 힘들다. 특히 층간변위의 결정에 있어서 방법1은 건물의 지진성능을 매우 과소평가하는 것일 수 있으며 반대로 방법 3은 매우 과대평가 하는 것일 수도 있다. 그러나 앞서도 언급한 바와 같이 가장 큰 문제점은 기준에서 동적해석시 유효강성의 적용법이 언급되어 있지 않다는 점이며 이로 인해 동일한 구조물이 설계자의 판단에 따라 과다설계 혹은 과소설계의 가능성을 내포하고 있다는 것이다.

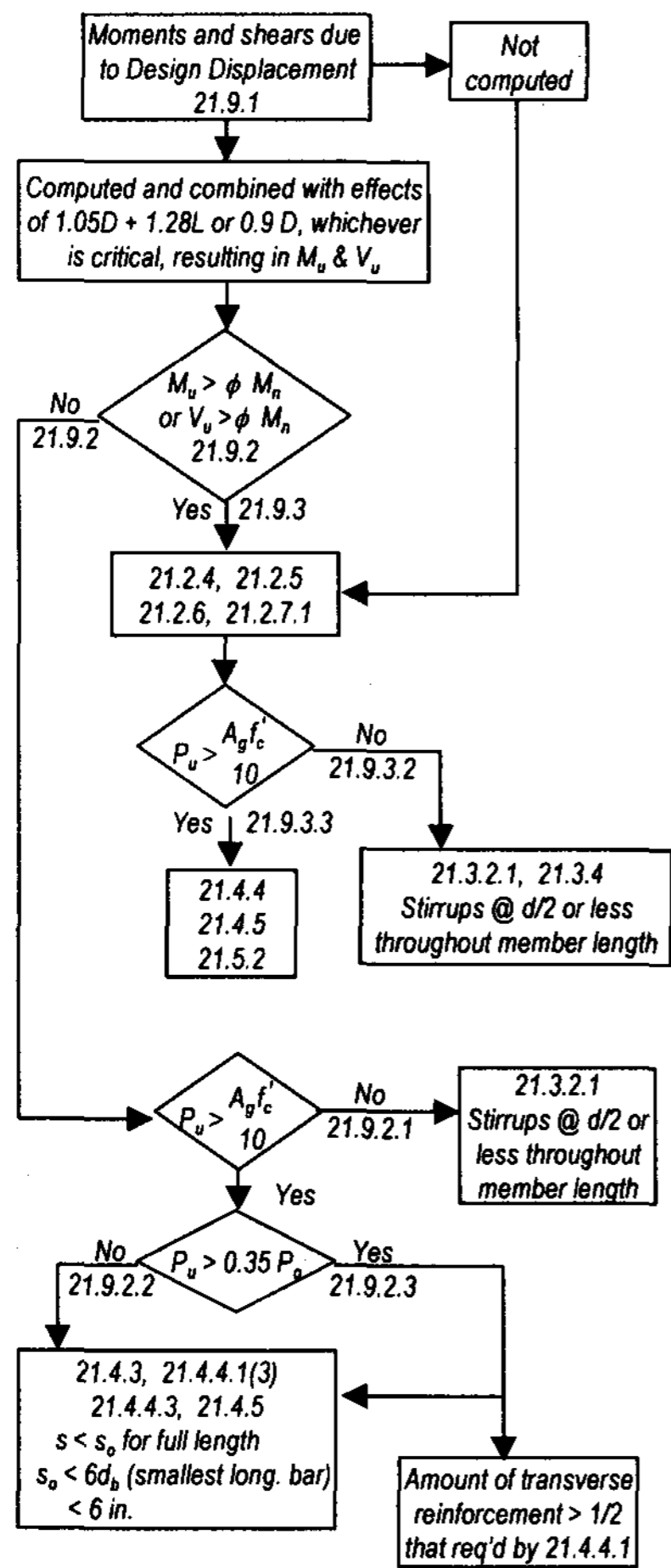
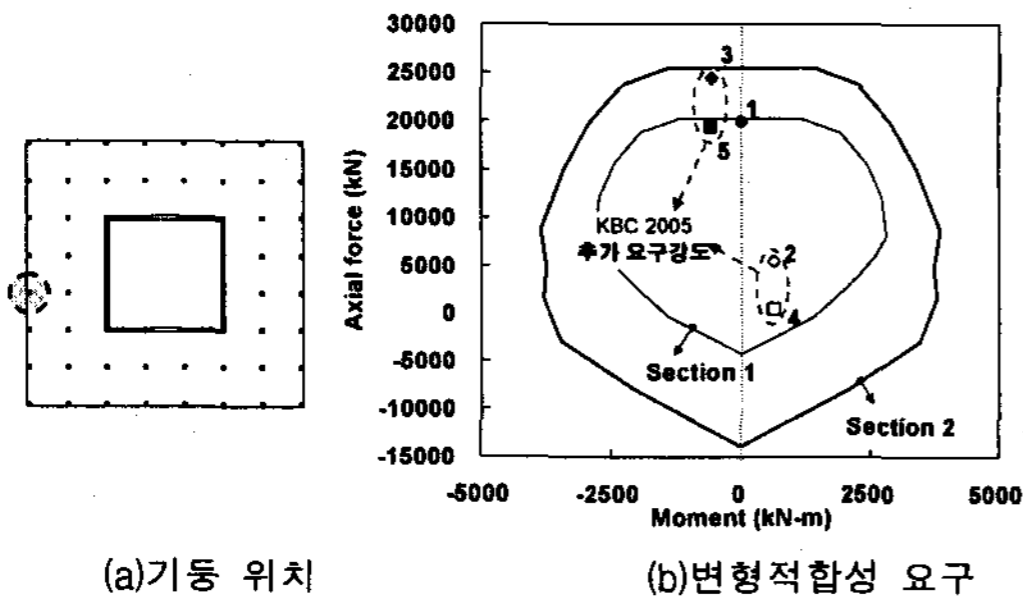


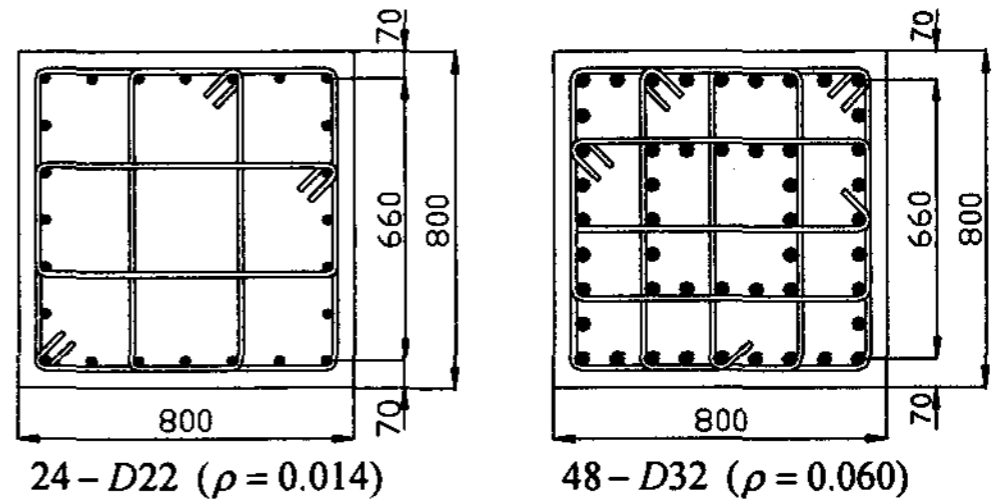
그림 4. ACI 318의 비지진저항골조에 대한 요구사항



(a)기동 위치 (b)변형적합성 요구
그림 5. 변형적합성에 의한 추가 지진하중조합의 요구

표6. 변형적합성에 근거한 추가지진하중조합

Load	Axial Force (kN)	Moment (kN-m)
Dead load	-11,015	17
Live load	-2,643	6
Seismic load(F_M)	2,013	127
Deformation Compatibility (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



24-D22 ($\rho = 0.014$) (a) Section 1 (연성상세)
48-D32 ($\rho = 0.060$) (b) Section 2 (강도증강)
그림 6. 변형적합성에 의한 요구강도 고려여부에 따른 설계단면 변화

표 7 변형적합성 고려방법에 따른 상세요구

항목	Section 1 (연성상세)	Section 2 (강도증강)
철근비 제한	$0.01 < \rho \leq 0.06$	$0.01 < \rho \leq 0.06$
띠철근 최대간격	150mm	190mm
21.5.4에 의한 요구 띠철근 간격	4D16@80mm	5D13@130mm
21.5.5에 의한 요구 띠철근 간격	4D16@160mm	5D16@130mm
철근 이음	기계적이음 or 용접이음	기계적이음 or 용접이음 or 인장겹침이음
x	350mm 이내	350mm 이내
콘크리트 강도	20MPa 이상	-
철근 강도	21.3.5	-
접합부 띠철근	기동띠철근과 동일하게 적용	-

x : 연결철근 및 겹침후프의 부재의 축방향과 직각된 방향으로의 중심거리
21.3.5 지진력에 저항하는 부재의 철근
(a)KS D 3045, 3552, 7017($f_y = 276 \sim 414MPa$)는 실제 항복강도가 규정 항복강도를 120MPa 이상 초과하지 않는다.
(b) 실제 항복강도에 대한 실제 극한강도의 비가 1.25배 이상이다.
21.5.4. 횡방향 철근 요구사항
21.5.5. 전단강도 요구사항

5.3 변형적합성을 고려한 비지진 저항 골조의 설계방법

건물골조의 골조는 비지진저항시스템으로 분류되므로 ACI 318의 비지진저항골조의 요구사항에 따라 설계하게 된다. 그림 4는 ACI 318-99의 비지진저항골조의 설계방법을 순서도로 작성한 것이다. 이 때 설계방법은 크게 두 가지로 분류될 수 있다. (1)변형적합성에 의한 요구강도를 만족하도

록 설계하는 경우와 (2)요구강도를 만족시키지 않을 경우 높은 연성을 보장할 수 있는 상세에 대한 요구조건을 강화하는 경우이다.

변형적합성에 의해 발생하는 요구강도는 식(1)과 같은 방법으로 적용될 수 있다. 이는 Ghosh⁽⁶⁾가 IBC 2000의 예제집에서 사용한 방법으로 기준의 요구를 잘 반영한 것으로 판단되며 이는 KBC 2005에 대해서도 동일하게 적용될 수 있다.

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

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

그림 5(b)는 그림 5(a)위치의 기둥에 대해 중력하중만을 고려한 경우(COM 1)와 변형적합성을 고려한 경우(COM 2~5)의 요구강도를 나타낸 것이다. 변형적합성에 의한 요구강도는 건물전체 모델의 탄성해석에 의한 기둥의 부재력(F'_M)에 증폭계수 $C_d(\delta_x/\delta'_x) = 4.5 \times 1.05 = 4.72$ 를 곱하여 얻은 값(F_M)과 중력하중과의 조합(표6)으로 결정되었다.

위와 같은 요구강도를 바탕으로 예제건물의 기둥에 대하여 ACI 318의 두 가지 방법에 따라 각각 설계를 진행하였다. 그림 5(b), 6 및 표 6은 설계방법에 따른 요구강도, 설계강도 및 기둥단면과 상세 요구를 나타낸 것이다. 이와 같이 설계강도가 요구강도를 만족시키지 못할 경우에는 연성을 높이기 위한 상세를 요구하고 있음을 알 수 있다.

6. 결론

KBC 2005에 따른 건물골조시스템 설계의 문제점에 대해 살펴보았다. 그 내용을 요약하면 아래와 같다.

1) KBC 2005에서는 RC부재의 균열단면을 고려한 유효강성을 적용할 것을 요구하나 이에 대한 구체적인 방법이 언급되어있지 않다. 따라서 설계자는 혼란을 겪을 수 있으며 임의의 판단에 따라 유효강성을 적용하여야 한다. 이에 대해 대표적인 RC부재의 균열단면의 유효강성 적용기준인 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. 이는 엔지니어의 임의에 따른 판단에 따라 과다 혹은 과소설계가 될 수 있으며 건물의 거동을 좌우할 수 있는 매우 큰 차이가 생길 수 있다는 것을 의미하는 것이다.

2) KBC 2005에서는 내진설계범주 C이상의 고층 및 비정형 구조물에 대하여 필수적으로 동적진하중해석의 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 이상으로 매우 큰 차이가 발생하였다. 따라서 기준에서는 동적해석에 대한 유효강성의 적용을 제시해야 한다.

3) 건물골조시스템의 골조는 KBC 2005의 변형적합성 요구에 의해 전단벽의 비선형을 고려한 대 변형시에도 붕괴되지 않고 중력하중에 대한 지지능력을 보유하여야 한다. 이는 ACI 318의 비지진저

항괄조에 대한 요구사항으로 설계될 수 있으며 이는 크게 두 가지 방법으로 구분된다. (1)변형적 합성에 의한 요구강도를 만족하도록 설계하는 경우와 (2)요구강도를 만족시키지 않을 경우 높은 연성을 보장할 수 있는 상세에 대한 요구조건을 강화하는 경우이다.

감사의 글

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

참고문헌

1. 대한건축학회, "Korean Building Code", 2005
2. American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI-318-99), ACI, Farmington Hills, Michigan, 1999
3. Canadian Standards Association(CSA), "CSA A23.3-94, Design of concrete structures for buildings", Rexdale, Canada, 1994
4. New Zealand Standards Association(NZS), "NZS 3101-1995, Concrete Structural Standard", 1995
5. 한국 콘크리트학회, "콘크리트 구조설계기준", 2003
6. S. K. Ghosh and David A. Fenella, "Seismic and Wind Design of concrete Buildings", Portland Cement Association, 2003
7. International Code Council, "International Building Code", 2000