KBC 2005의 주요 개정 내용과 적용 예

글 | 이한선
고려대학교 건축공학과 교수

01 머리말

1976년 홍성지진에도 불구하고 1985년 멕시코지진 이전까지만 해도 우리나라에서는 일반적으로 지진에 대한 위험도가 낮다고 생각하여 건축물 설계 시 지진의 영향을 고려하지 않았다.

그러나, 1985년 멕시코지진에서 나타난 막대한 인명과 재산피해에 자극을 받아 1988년 관계법령에 내진설계관련 조항이 처음으로 추가되고〔1〕, 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙에 내진설계에 대한 사항이 포함되게 되었다.

대한건축학회 (Architectural Institute of Korea)에서는 2000년에 다른 하중기준들과 함께 내진설계기준도 일부 개정하였으나 (AIK 2000) 〔2〕, 1994년 미국 노스리지지진과 1995년 일본 고베지진 등의 대형지진을 겪으면서 획기적으로 발전한 선진외국의 내진공학과 최근 국내에서 시도되는 다양한 구조형식의 구조시스템을 수용하기에는 부족한 점이 많았다.

이러한 필요성에 의해 2002년부터 IBC 2000 〔3〕을 근간으로 대한건축학회에서 내진설계기준 개선을 위한 연구〔4〕를 수행하였고, KBC 2005〔5〕기준은 이 연구결과에 따라 IBC 2000의 내진설계개념을 대폭 수용하되 우리나라의 현실적인 상황을 고려하여 일부 수정된 것이다.

본 기사에서는 이러한 KBC 2005기준 중 내진설계 기준의 개정배경을 소개하고, 그에 따른 문제점과 전망을 제시하고자 한다.

02 KBC 2005 내진설계 기준의 개정배경

2-1. 설계지진의 새로운 정의

초기 우리나라의 내진설계 기준은 미국기준에 큰 영향을 받은 것이 사실이며, 미국에서의 내진설계 기준 역시 IBC 2000을 기준으로 그 전과 후가 크게 다른 면을 나타내고 있다.

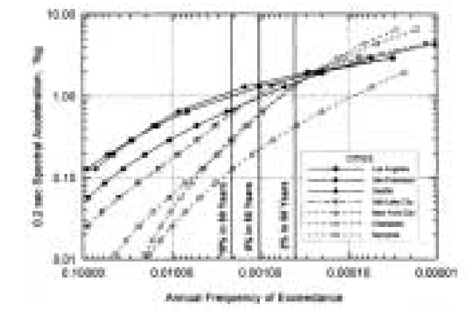
특히, 미국 IBC 2000의 설계지진의 정의는 그 이전에 사용되던 정의와 큰 변화를 보여주고 있는데, IBC 2000이전에 적용하던 설계지진은 재현주기 500년으로서 지반운동을 기준으로 표현하였지만, IBC 2000에는 재현주기 2400년 지진의 2/3을 설계지진으로 정하고, 지반가속도를 대상으로 하기보다 건물의 응답가속도를 직접 대상으로 하였다. 설계 지진을 이와 같이 바꿀 경우 차이점을 〈그림 1〉을 통해 확인 할 수 있다.

가로축은 연간 초과빈도, 세로축은 단주기 스펙트럼가속도를 의미하며, 실선은 강진지역을, 점선은 중•약진지역을 의미한다. 50년에 2% 초과수준 지진, 즉 재현주기 2400년 지진과 50년에 10%초과확률지진, 즉 재현주기 500년 지진의 세기를 비교해보면 LA나 샌프란시스코 등의 강진지역에서는 500년 재현주기 지진이 2400년 재현주기 지진의 2/3 크기의 응답가속도를 보여주는 반면, 기타 중•약진 지역에서는 약 1/5 정도 크기의 응답가속도를 보여주고 있다.

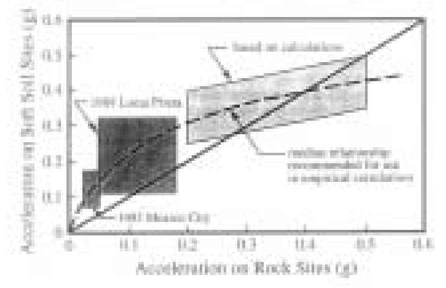
따라서, IBC 2000의 설계지진은 미국 서부의 강진지역의 경우 이전과 달라진 점이 없는 반면, 미국 중•동부지역의 설계지진은 대폭 증가된 것을 알 수 있다. 우리나라 KBC 2005의 내진기준은 이러한 새로운 설계지진의 정의를 그대로 받아들이고 있다.

특히, 이것을 우리나라에 적용할 경우, 〈표 1〉의 지진위험계수에서 보듯이 2400년 재현주기 지진의 최대지반 가속도는 500년 재현주기 최대지반가속도의 2배에 해당하고 이것의 2/3배에 해당되는 지반가속도는 현재 설계지반가속도의 (4/3)배가 되는 것을 알 수 있다. (표 3의 M=1.33참조)

| 그림 1 | 지진의 연간 초과빈도와 스펙트럼 가속도



| 그림 2 | 암반과 연약지반에서 최대지반 가속도의 비교



| 표 1 | 지진 위험도 계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0

2-2. 지반등급의 새로운 정의

1985년 멕시코지진와 1989년 Loma Prieta 지진의 지반 내부의 지진기록들을 분석한 결과 지반 가속도는 암반에서의 지진 가속도 크기와 그 상부 지반의 특성에 따라 〈그림 2〉와 같이 비선형적으로 변함이 밝혀졌다. 〈그림 2〉로부터 낮은 암반 최대 가속도에서는 그 상부의 부드러운 지반에서 몇 배로 증폭될 수 있지만, 높은 암반 최대 가속도수준에서는 보다 작게 증폭하거나, 오히려 감소할 수도 있음을 알 수 있다.

KBC 2005에서 도입된 지반계수는 이와 같은 새로운 내용을 반영한 것으로서 지표 상부 30m에 대한 지반 특성에 따라 결정되며, 지반 특성은 〈표 2〉에서 보듯이 전단파 속도, 표준관입시험, 비배수 전단 강도 등에 따라 결정된다.

표 2는 지반을 AIK 2000에 따라 4 가지로 구분한 지반그룹과 IBC 2000에 따라 6 가지로 구분한 지반그룹의 상호관계를 비교하여 보여준다. 이를 보면 변화 전후의 지반그룹이 정확히 일 대 일로 대응되지 않음을 알 수 있다. S_{DS}와 S_{D1}은 0.2초 고유주기와 1초 고유주기의 건물이 탄성적으로 지진에 반응할 때 예상되는

| 표 2 | 지반등급 및 정의

지반종류		지반종류의 호칭	상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
AIK 2000	IBC 2000 (KBC 2005)		전단파속도 (m/초)	표준관입시험 $\bar{N}$ ($\bar{N}_{CH}$) (타격회수/30cm)	비배수전단강도 (kPa) $\bar{S}_u$
S_1	S_A	경암 지반	1500초과	–	–
	S_B	보통암 지반	760에서 1500		
S_1 S_2	S_C	매우 조밀한 토사 지반 또는 연암 지반	360에서 760	〉50	〉100
	S_D	단단한 토사 지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
S_3 S_4	S_E	연약한 토사 지반	180미만	〈 15	〈 50
	S_F*	–	1. 액상화가 쉽고, 매우 민감한 점토 및 약하게 결합되어 붕괴되기 쉬운 지반 등 지진하중에 대하여 잠재적인 파괴나 붕괴위험이 있는 지반 2. 토탄이나 유기질이 다량 함유된 점토 3. 매우 두껍고 중간정도 굳은 점토		

* KBC 2005에서는 삭제

| 표 3 | 지반조건과 응답가속도

	지진지구역 1 (A=0.11)		지진지역 2(A=0.07)	
	S_{DS}	S_{D1}	S_{DS}	S_{D1}
S_A	2.0M*A	0.8MA	1.8MA	0.7MA
S_B	2.5MA	1.0MA	2.5MA	1.0MA
S_C	3.0MA	1.6MA	3.0MA	1.6MA
S_D	3.6MA	2.3MA	4.0MA	2.3MA
S_E	5.0MA	3.4MA	6.0MA	3.4MA

* : M=1.33

최대응답가속도를 뜻하며, 이것은 지반의 종류 (S_A, S_B, S_C, S_D, S_E)에 따라 〈표 3〉과 같이 주어진다. 이 S_{DS}와 S_{D1}값과 표 4에 주어진 식을 통해 지진하중을 산정하게 된다.

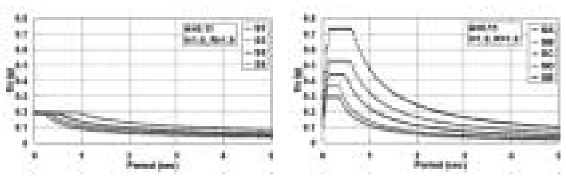
〈그림 3〉은 우리나라의 지진지역 1에서 탄성스펙트럼을 지반조건에 따라 비교한 결과를 보여준다. 이 그림으로부터 단주기 영역에서 부드러운 지반의 경우 스펙트럼 가속도는 3.5배 증가한 것을 발견할 수 있다. 이것은 저층 건축물의 리모델링 시 연성증가보다 강도증가의 보강책을 사용할 경우 구 내진기준에 따를 때보다 강도를 3.5배 증가시켜야 함을 뜻한다.

| 표 4 | 우리나라의 밑면전단력 변화

AIK 2000	KBC 2005
허용응력 수준	강도설계 수준
$V = \frac{AIS}{1.2\sqrt{T}R} W \leq \frac{1.75AI}{R} W$ A : 지역계수 (0.11, 0.07) S : 지반계수 (S_1, S_2, S_3, S_4)	$V = \frac{S_A}{(R/1_E)T} W \leq \frac{S_{DS}}{R/1_E} W$ S_{D1}, S_{DS} : 응답스펙트럼 가속도 (표 3) 지반분류 : 5그룹 (S_A, S_B, S_C, S_D, S_E)

* I, I_E : 중요도계수, R : 반응수정계수, T : 고유주기, W : 유효 건물무게

| 그림 7 | 탄성스펙트럼 비교



(a) AIK 2000　　(b) KBC 2005

2-3. 성능기반 설계개념에 의한 내진설계 범주의 정의

건물이 지진 시 받게 되는 최대가속도 (설계스펙트럼 가속도) S_{DS}, S_{D1}과 그 건물의 용도 혹은 중요성을 가늠하는 내진등급에 따라 설계와 해석 시 다른 수준의 요구사항이 적용된다. 이를 위해 내진설계범주라는 개념을 도입하고, 모든 건물을 A에서 D에 이르기까지 분류하는데, D에 가까울수록 설계 시 높은 수준의 성능을 요구하게 된다.

〈표 5〉는 건물이 받는 최대가속도 S_{DS}, S_{D1}과 건물의 내진등급에 따라 형성된 매트릭스에서 건물에 요구되는 내진설계범주가 결정됨을 보여주고 있다. 이것은 현재 세계적인 추세인 성능에 기초한 내진설계 개념을 도입하였음을 의미한다. 〈표 6〉에서 지반조건, 지진지역과 내진등급에 따라 KBC 2005에서 정하는 내진설계범주를 정리하였다.

우리나라 공동주택은 15층 이상이 대부분이기 때문에 내진등급 "특"에 해당하고, 일부 15층 미만인 아파트는 내진등급 Ⅰ에 해당한다.

15층 미만의 아파트의 경우 지진지역 1에서는 지반조건이 S_A, S_B이면 내진설계범주 *B*이하, 지반조건이 S_C~S_E이면 내진설계범주 *D*에 속하고, 지진지역 2에서는 지반조건이 S_A~S_C이면 내진설계범주 B이하에 속한다. 따라서, 우리나라의 고층 공동주택의 대부분이 내진설계범주 *D* 에 속하게 된다.

| 표 5 | 설계스펙트럼 가속도와 내진등급에 따른 내진설계범주 결정 (KBC 2005)

단주기 영역				1초 주기 영역			
S_{DS}	내진등급			S_{D1}	내진등급		
	특	Ⅰ	Ⅱ		특	Ⅰ	Ⅱ
$0.50g \leqq S_{DS}$	D	D	D	$0.20g \leqq S_{D1}$	D	D	D
$0.33g \leqq S_{DS} \leqq 0.50g$	D	C	C	$0.14g \leqq S_{D1} \leqq 0.20g$	D	C	C
$0.17g \leqq S_{DS} \leqq 0.33g$	C	B	B	$0.07g \leqq S_{D1} \leqq 0.14g$	C	B	B
$S_{DS} < 0.17g$	A	A	A	$S_{D1} < 0.07g$	A	A	A

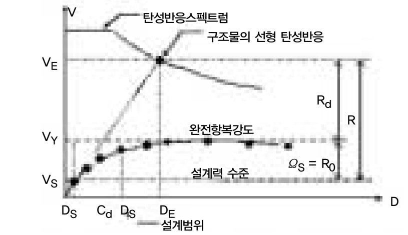
| 표 6 | 내진등급에 따른 내진설계범주

지반조건	지진지역 1					지진지역 2				
	S_{DS}	S_{D1}	내진등급			S_{DS}	S_{D1}	내진등급		
			특	Ⅰ	Ⅱ			특	Ⅰ	Ⅱ
S_A	0.293	0.117	C	B	B	0.168	0.065	C	B	B
S_B	0.366	0.146	D	C	C	0.233	0.093	C	B	B
S_C	0.439	0.234	D	D	D	0.279	0.149	D	C	C
S_D	0.527	0.336	D	D	D	0.372	0.214	D	D	D
S_E	0.732	0.497	D	D	D	0.559	0.317	D	D	D

2-4. 초과강도계수와 구조시스템 제한

일반적으로, 구조요소는 예상되는 설계지진동을 대표하는 비탄성 응답스펙트럼에 해당하는 지진력에 대해 선형 탄성 해석결과 얻어진 내부 힘의 분포를 바탕으로 설계된다. 그러나, 예상되는 극심한 수준의 지진동이 수준의 지진동이 발생할 경우 구조물 내에서 생성되는 내부 힘과 변형은 구조물이 항복하기 시작하는 점을 훨씬 넘어서 좌굴하거나 비탄성적으로 거동하게 된다. 반응수정계수는 기본적으로 구조물이 전적으로 선형탄성 반응을 할 경우, 주어진 지진동에서 달성하게 되는 밑면전단력의 설계 밑면전단력에 대한 비를 나타내는데, 이는 그림 4에서 보듯이 연성감소계수 R_d와 초과강도계수 $R_0(=\Omega_0)$로 나눌 수 있다. R_d는 R중에서 구조물의 비탄성거동으로 인한 지진반응의 감소(구조물의 연성능력)를 나타내고, $R_0(=\Omega_0)$는 설계지진력에 대한 실제 구조물의 초과강도를 의미한다. 설계하중 V_S에서 첫 소성힌지가 발생한 후 구조물이 완전항복강도 V_Y, 즉 최종 파괴 메카니즘에 도달하기 위해서 많은 부분에서 추가적인 소성힌지가 생성되어야 한다. 이때 상부벽체를 지지하는 하부기둥과 같은 경우 최종 메카니즘에 이르기까지 충분히 견딜 수 있어야 하므로, 설계력으로서 V_S보다 $V_Y=\Omega_0 V_S$를 사용하는 것이 바람직하다. 따라서, IBC 2000과 KBC 2005에서는 이러한 부재에 대해서는 특별하중조합에 의해 지진하중(V_S)에 초과강도계수를 곱하여 얻은 값에 대해 설계하도록 규정하고 있다. 〈표 7〉는 AIK2000, IBC 2000, 그리고, KBC 2005에서 제시하는 반응수정계수와 시스템 초과강도계수를 비교하여 보여준다.

| 그림 4 | 연성감소계수와 초과강도계수의 정의



IBC 2000에서 제시하였던 특수상세를 가진 횡력저항시스템에 적용한 구조시스템과 건물의 높이제한 규정이 KBC 2005에서는 삭제되었다.

| 표 7 | 철근콘크리트 건물의 반응수정계수, 시스템 초과강도 계수 및 변위증폭계수 KBC 2005

기 준	AIK 2000		IBC 2000						KBC 2005			
횡력저항 시스템	구조시스템	R	구조시스템	R	Ω_o	C_d	높이제한 (m)		구조시스템	R	Ω_o	C_d
							SDC C	SDC D				
내력벽	전단벽	3.0	특수 전단벽 보통 전단벽	5.5 4.5	2.5 2.5	5 4	NL NL	NP 50	전단벽	4.5	2.5	4
건물골조	전단벽 가새골조	4.0 3.5	특수 전단벽 보통 전단벽	6 5	2.5 2.5	5 4.5	NL NL	50 NP	전단벽	5	2.5	4.5
모멘트 골조	연성MRF 보통MRF	5.0 3.5	특수MRF 중간MRF 보통MRF	8 5 3	3 3 3	5.5 4.5 2.5	NL NL NP	NL NP NP	중간 MRF 보통 MRF	5 3	3 3	4.5 2.5
이중 골조	전단벽 + MRF	5.5	특수 전단벽 + 특수MRF 특수 전단벽 + 중간MRF 보통 전단벽 + 특수MRF 보통 전단벽 + 중간MRF	8 6 7 5.5	2.5 2.5 2.5 2.5	6.5 5 6 4.5	NL NL NL NL	NL 50 NP NP	전단벽 + 중간 MRF	5.5	2.5	4.5

* MRF : 모멘트 저항 골조, SDC : 내진설계범주, NL : 제한 없음, NP : 허용 안됨.

| 표 8 | 내진설계범주 별 해석방법 및 특별요구사항

내진설계범주	동적해석 대상 건물	지진의 방향성 고려	비틀림 증폭계수
A, B	해당없음	두 직교방향에 대해 별도 해석	불고려
C	■ 70m 이상 또는 21층 이상의 정형구조물 ■ 20m 이상 또는 6층 이상의 비정형구조물	비평행시스템의 경우만 고려 100/30법 또는 SRSS법 사용	고려
D	■ 높이 70m이상인 정형 구조물 ■ 5층 이상 또는 높이 20m를 초과하면서 중량 비정형 또는 기하학적 비정형에 해당하는 구조물 ■ 아래의 모든 구조물 비틀림비정형, 면외 어긋남, 강성비정형, 횡력저항 수직저항요소의 비정형 강도 불연속	모든 경우에 고려 100/30법 또는 SRSS법 사용	고려

2-5. 내진설계범주에 따른 특별 요구사항

1) 동적해석법과 지진의 방향성 고려

내진설계범주 A, B에 해당하는 구조물의 경우 등가정적해석법, 또는 그 보다 정밀한 해석법으로 구조물 해석을 수행하도록 하고 있으나, 내진설계범주 C 와 D인 건물에 대해서는 〈표 8〉에 나타난 바와 같이 건물의 높이와 비정형성에 따라 동적해석을 수행해야 하는 건물을 구분하고 있다.

우리나라에서는 그동안 지진하중에 대한 고려를 건물의 임의의 연직축에 대해 각 고려하는 것으로 만족하였으나, 실제로 지진은 항상 수평방향으로 연직한 2개의 지진작용이 있으며, 이를 동시에 고려하는 것이 보다 현실에 가까운 것이라고 볼 수 있다.

따라서 신 내진기준에서는 내진설계범주 D나 C의 비평행시스템에 대해서는 두 직교방향의 지진을 동시에 고려하는 것을 요구하는 방법으로서 100/30법과 SRSS법을 제시하고 있다.

2) 구조요소의 설계

건물의 층간변위는 탄성해석결과 얻어진 값에 반응수정계수가 아닌 변위증폭계수, C_d를 사용토록 하고 있고, 해당건물의 내진등급에 따라 층간변위의 제한이 다르게 적용되는 것이 이전의 기준과 다르다. KBC 2005에서는 해석방법과 마찬가지로 구조요소의 설계에 있어서 내진설계범주와 비정형성에 따라 지진의 방향성의 고려방법과 우발편심 고려시 비틀림증폭계수의 포함여부를 정하고 있다. 특히, 내진설계범주 C이상이면서 비틀림비정형인 건물의 경우, 특별히 비틀림 증폭계수 A_X를 사용하여 강성중심과 질량중심 사이의 편심을 증폭시켜주도록 하고 있다. KBC 2005에서는 조적채움벽과 같이 강성이 큰 비구조요소의 지진 반응 시 구조적 역할을 고려할 것과, 지진저항시스템에 포함되지 않는 건물골조 시스템 중의 골조부분에 대해서 지진에 의한 변형을 고려해서 설계토록 요구하고 있다. 그리고, IBC 2000의 경우 내진설계범주 D에 해당하는 구조물은 이웃 건물과 일정 간격 이상 떨어져 있도록 규정하고 있으며, KBC 2005에서도 이 규정을 그대로 따르고 있다.

3) 강성 비구조요소의 구조적 영향과 비지진저항골조의 변형적합성 검토 요구

내진설계범주 D에 해당하는 건물에 대해서는 특별히 다음 2가지의 사항을 검토하도록 요구하고 있다.

첫째, 강성이 큰 비구조요소에 연결되어 있는 모멘트골조는 이러한 요소의 영향으로 인해 수직하중 및 지진력 저항능력이 저해되지 않도록 설계하여야 한다. 변위증폭계수와 중요도계수를 사용하여 계산된 설계 층간변위에 해당하는 변형에서 구조시스템에 대한 이 요소의 영향을 고려하고 대비하여야 한다. 또한 어떤 구조물이 비정형성을 갖는지 여부를 결정할 때에도 이 요소들의 영향을 반드시 고려하여야 한다.

둘째, 고려하는 방향의 지진력저항시스템에 포함되지 않은 모든 구조요소는 설계층간변위로부터 발생하는 모멘트와 전단력뿐만 아니라 수직하중을 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.

이것은 현재 건물골조시스템에서 지진하중을 전단벽이 100% 부담하고 골조는 중력하중에 대해서만 설계토록한 것을 더 이상 허용하지 않음을 뜻한다.

2-6. 비구조요소 및 공작물의 내진설계 강화

AIK 2000의 경우 비구조요소에 대한 설계요구사항은 단순하였다. 그러나, KBC 2005에서는 이러한 비구조요소에도 내진설계범주가 적용되고, 그의 하중, 상대변위, 그리고 정착에 대하여 매우 상세한 검토를 요구하고 있다. 뿐만 아니라 지금까지 건축물로 분류되지 않으면서 기타 토목구조물로도 정의되지 않은 많은 공작물, 예로서 창고내 물류저장탱크, 건물 옥상의 광고탑 등에 대한 내진설계 규정도 명확하게 제시하고 있다.

03 필로티형 아파트에 대한 적용예

3-1. 예제건물의 개요와 밑면전단력

〈그림 5〉와 같이 코어만 연속되고 나머지는 기둥으로 지지되는 25층 필로티형 아파트를 KBC 2005에 따라 설계하였다. 구조해석에 사용된 프로그램은 MIDAS GEN으로 보와 기둥은 보요소를, 벽체는 벽요소, 전이판은 플레이트요소를 사용하여 모델링하였다. 철근콘크리트 건물의 경우 해석모델에서 균열강성을 적용하여야 하므로 각 부재의 단면의 단면 2차모멘트는 보는 $0.7I_g$, 기둥에는 $0.8I_g$, 벽체는 $0.5I_g$를 적용하였다.

KBC 2005에 따라 밑면전단력을 구할 경우, 지진지역 1, 지반등급은 〈표 2〉에 의해 AIK 2000의 지반 2와 비슷한 수준의 지반을 의미하는 S_D를 적용하여 단주기 설계스펙트럼 가속도(S_{DS})는 0.527이고, 주기 1초의 설계스펙트럼 가속도(S_{D1})는 0.336이 되어, 내진등급은 특으로서 중요도 계수(I_E)는 1.5를 적용하고, 반응수정계수(R)는 전단벽 구조 4.5와 중간 모멘트 저항골조 5 중 작은 값인 4.5를 적용하여 다음과 같이 밑면 전단력을 구하였다. 고유주기 산정식은 기타 구조의 고유주기 산정식을 적용하였다.

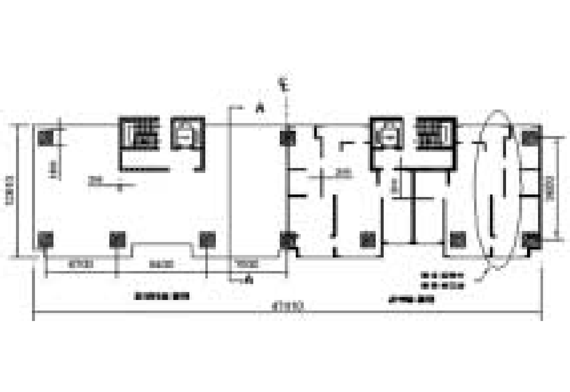
$$V = C_S W$$

$$0.044 S_{DS} I_E \leqq C_S = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_E}\right) T} \leqq \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)}$$

$$T = 0.049 (h_n)^{3/4} \qquad (h_n\text{: m 단위})$$

식에 따라 구한 건물의 밑면전단력은 8,940kN으로 극한강도 수준으로 구한 AIK 2000에 따라 구한 건물의 밑면전단력 8,330kN의 1.07배에 해당하였으며, 시스템초과강도계수(Ω_o)를 적용할 경우 밑면전단력은 3.22배로 크게 증가하였다.

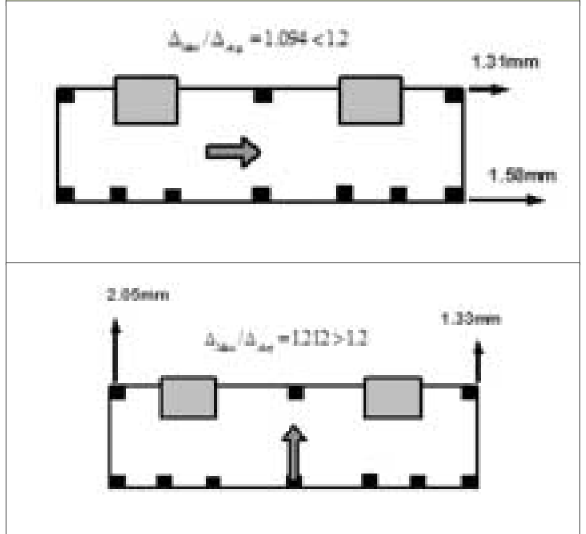
| 그림 5 | 예제건물의 평면



3-2. 비정형성의 판정과 특별요구사항

예제건물의 경우 X방향과 Y방향 모두 연층을 갖는 강성비정형건물로 나타났다. 예제건물의 경우 상부층의 벽체가 필로티층에서 중단되어 하부 면내불연속과 면외어긋남에 속하기 때문에 전이판과 필로티층의 기둥에 대해서 특별하중조합을 적용하여 설계부재력을 구해야 한다. 그리고, 우발비틀림을 고려한 등가정적지진하중을 가하여 필로티층의 층간변위를비교한 결과 〈그림 6〉에서 보듯이 예제건물은 단변방향 지진력에 대해서 비틀림비정형에 해당하여 단변방향 지진력에 대해 우발편심을 고려할 때는 비틀림증폭계수를 적용하였다.

| 그림 6 | 예제건물의 비틀림비정형성 판정



3-3. 설계부재력의 비교

〈그림 7〉은 예제건물의 필로티 층에 있는 외부 기둥의 축력-모멘트의 관계를 비교하고 있다. 속이 빈 큰 기호는 방향성이 고려되지 않았을 때 부재력이고, 속이 찬 작은 기호는 방향성을 100/30법에 따라 고려했을 때 부재력이며, 속이 빈 작은 기호는 우발편심을 고려했을 때 부재력을 의미한다.

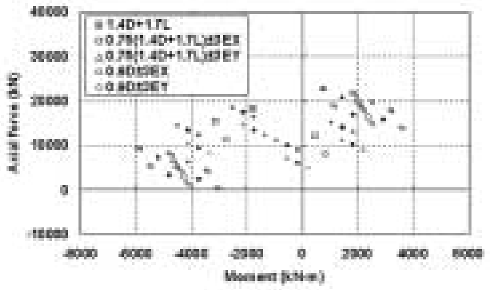
내진설계범주 D에 해당하기 때문에 방향성을 고려해야 하고, 또한 비틀림 비정형이어서 비틀림 증폭계수를 고려하였다.

따라서, 비틀림 증폭계수를 고려하는 방향(우발편심이 불리한 방향)에 대해서는 부재력이 더 크게 증가하였다. 설계대상 기둥이 불연속벽체를 지지하는 기둥으로 특별하중조합을 적용하여 설계해야 한다. 특별하중조합은 수직방향지진력의 성분을 포함하고

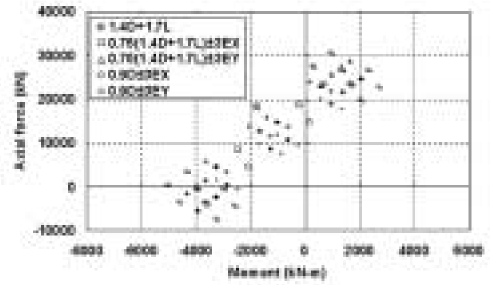
있기 때문에 각 지진력에 대해 $+0.2S_{DS}D$와 $-0.2S_{DS}D$의 두가지 경우를 고려하여야 한다.

특별하중조합에 의해 지진하중이 $E_M = \Omega_o E + 0.2S_{DS}D$와 같이 작용할 때 모멘트를 비교하면, 방향성을 고려할 경우 모멘트는 5,178kN-m로 방향성을 고려하지 않은 경우의 모멘트 4,644kN-m보다 11% 증가하였으며, 이에 다시 우발편심을 고려할 경우의 모멘트는 5,910kN-m로 다시 14% 증가하였다. 따라서, 방향성과 우발비틀림을 고려하는 것만으로도 모멘트는 27%증가하였다. 또한, 〈그림 7(b)〉를 통해 기둥이 인장력을 받을 수 있음을 알 수 있다.

| 그림 7 | 기둥의 축력-모멘트 상관관계



(a) $E_M = \Omega_O E + 0.2S_{DS}D$



(b) $E_M = \Omega_O E - 0.2S_{DS}D$

3-3. 설계단면의 비교

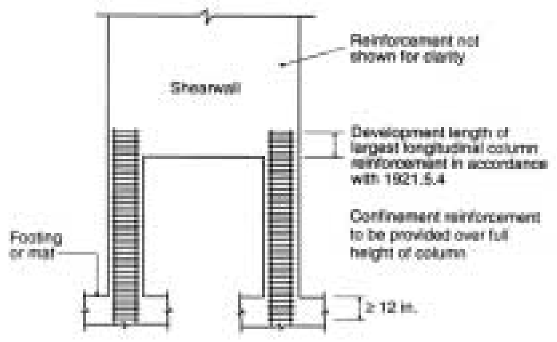
큰 지진 발생 시 건물이 탄성거동을 하도록 설계하는 것은 비경제적이다. 이 때는 건물의 붕괴를 방지하되 어느 정도의 손상을 감수하여야 한다.

건물은 이러한 요구사항에 맞게 적절한 상세로 설계되어 비탄성 변형을 통해 많은 지진에너지를 흡수할 수 있어야 한다.

〈그림 8〉 강성이 큰 벽체 등을 지지하는 기둥 콘크리트 구조설계기준(KCI 2003)[9]에서 제안된 내진상세는 ACI 318-99의 21장을 참고하였다. ACI 318-99의 21장은 약진, 중진, 강진지역에 대한 건물의 설계와 상세 요구사항을 포함하고 있으나, KBC 2005는 구조시스템에서 특수내진상세를 가진 구조시스템을 포함하고 있지 않고 있어 기존의 상세기준과 동일하다.

그림 8과 같이 불연속 벽체를 지지하는 기둥의 경우, 횡방향철근은 기둥 전체에 걸쳐 s_O의 간격으로 배근되어야 함은 물론, 축방

| 그림 8 | 강성이 큰 벽체 등을 지지하는 기둥

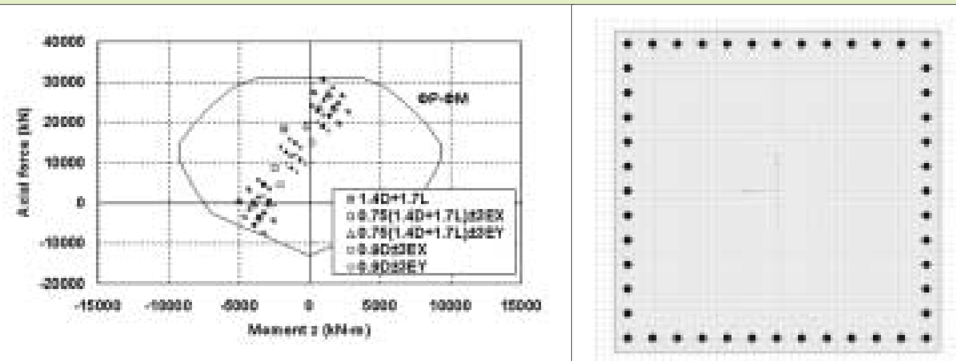


향철근의 인장정착길이 만큼 불연속벽체의 내부로 제공되어야 한다. 만약 기둥이 기초에서 중단될 경우 300mm 이상 기초에 정착되어야 하고 정착된 부분까지 s_O의 간격으로 횡철근을 배근해야 한다.

그림 9는 지진하중($E_M = \Omega_O E + 0.2S_{DS}D$)을 포함하는 하중조합에 의한 기둥의 축력-모멘트관계와 설계된 기둥의 축력-모멘트 상관관계를 비교하고 있다. 이로부터 가장 위험한 하중조건은 0.9D-1.4EY(-)임을 알 수 있으며, 1,350mm×1,350mm 단면에 48-D32를 네변에 균등하게 배근할 경우 요구성능을 만족하고 있음을 알 수 있다.

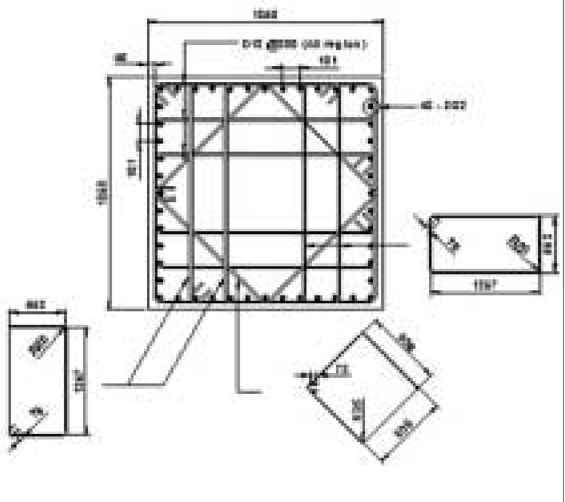
횡방향철근의 상세는 기존의 AIK 2000과 동일하며, 전단에 대해서도 KCI 2003 의 21장에서 설명된 내진설계 시 특별고려사항을 만족하도록 설계하였다. 대상 기둥의 횡방향 철근 간격은 (1) 8×25=200mm, (2) 24×13=312mm, (3) 1350×1/2=675mm, (4) 300mm중 최소값인 200mm 간격으로 배근한다. 대상기둥은 불연속벽체를 지지하는 벽체이기 때문에 그림 10과 같이 기둥의 전 구간에 걸쳐 200mm간격으로 횡방향 철근은 배근한다.

| 그림 9 | 기둥의 축력-휨모멘트(P-M_z) 상관관계 ($E_M = \Omega_O E + 0.2S_{DS}D$)



bxh = 1350x1350
48-D32

| 그림 10 | KBC 2005에 따라 설계한 기둥 단면



04 요약

KBC 2005 내진기준은 설계지진의 새로운 정의 및 지반특성 영향의 새로운 평가로 인해 경우에 따라 2배 이상 지진하중을 증가시키게 되었을 뿐만 아니라 근래 많이 건설되고 있는 필로티식 아파트의 경우 이 필로티 기둥에 초과강도계수를 적용한 하중에 대해 설계해야 하므로 그의 경제적 부담은 상당히 클 것으로 예상된다. 이러한 현상은 IBC 2000의 도입에 따라 미국 중•동부 지역에 일어난 일과 유사하다고 할 수 있다.

25층 필로티형 아파트건물에 대해 해석과 설계를 수행한 결과, 극한강도 수준에서 밑면전단력은 AIK 2000에 의해 구한 값과 비교하여 1.07배이며, 만약 시스템초과강도계수를 적용할 경우에는 3.22배였다. 그리고, 하부골조 외부 기둥의 설계부재력을 살펴보면, 방향성을 고려할 경우 모멘트는 11% 증가하고, 이에 비틀림증폭계수를 포함한 우발편심을 고려하면 다시 14% 증가하여 방향성과 우발비틀림을 고려하는 것만으로도 모멘트는 27%증가하였으며, 필로티형 기둥이 인장력을 받는 경우도 나타남을 알 수 있었다.

이와같은 설계부재력의 증가는 경제적부담의 증가로 이어짐에도 불구하고 새 내진기준에서 성능기반 설계개념을 도입한 것은 진일보로 평가되어야 할 것이다.

다만, 이러한 개념을 보다 충실히 실현시키기 위해서는 현재 구조시스템과 관련하여 상세기준의 미비로 부득이 삭제된 지진저항 구조시스템을 빠른 시간내에 우리나라 기준에도 도입하여 지진하중 자체의 저감에도 기여할 뿐만 아니라 구조설계자에게 선택의 폭을 넓혀주도록 하는 것이 요구된다.

◎ 참고문헌
1. 건설교통부, "건축물의 구조기준 등에 관한 규칙," 건설교통부, 1988.
2. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설," 대한건축학회, 2000.
3. International Code Council (ICC), "Internal building code," ICC, 2000.
4. 대한건축학회, "내진설계기준의 개선을 위한 연구보고서", 대한건축학회, 2004.
5. 대한건축학회, "건축설계기준 (Korean Building Code)," 대한건축학회, 2005.
6. 한국지진공학회, "내진설계기준연구(II)(내진설계성능기준과 경제성평가)," 건설교통부, 1997.
7. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), "Seismic design provisions and guidelines," Earthquake Spectra V. 16, No. 1, 2000.
8. American Concrete Institute, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318-R99), ACI, 1999.
9. 한국콘크리트학회, "콘크리트 구조설계 기준," 한국콘크리트학회, 2003.
10. 이한선, "공동주택의 내진설계-필로티형 구조,"한국지진공학회&구미서관, 2005.