

## 내풍설계된 초고층 철골중심가새골조의 지진응답 해석

### Seismic Response Analysis of Wind-Designed Concentrically Braced Steel Highrise Buildings

이 철 호\* 김 선 응\*\*  
Lee, Cheol-Ho Kim, Seon-Woong

#### ABSTRACT

The designer of a tall building even in moderate and low seismic regions should, in finalizing the design, consider the probable impact of the design basis earthquake on the selected structural system. In this study, seismic response analysis was conducted to evaluate the seismic performance of concentrically braced steel highrise buildings which were designed only for governing wind loading under moderate seismicity. The main purpose of this analysis was to see if the wind design would create a system whose elastic capacity clearly exceeds the probable demand as suggested by the design basis earthquake. The strength demand-to-capacity study revealed that the wind-designed steel highrise buildings with the aspect ratio of larger than five can withstand the design basis earthquake elastically by a sufficient margin due to the system over-strength resulting from the wind-serviceability criterion. The maximum story drift demand from the design basis earthquake was just 0.25% (or half the limit of Immediate Occupancy performance level in FEMA 273).

핵심용어: 초고층건물, 철골중심가새골조, 내풍설계, 내진설계, 증진대, 지진응답

Keyword: Highrise Building, Steel Concentric Braced Frames, Wind Design, Seismic Design, Moderate Seismic Zone, Seismic Response

#### 1. 서론

##### 1.1 연구의 목적

1990년대 이후 미국의 중부 및 동부, 유럽의 일부, 중국, 호주 등에 내진설계가 도입되면서 증진대에서의 내진설계가 문제로 대두되고 있다. 국내의 지진위험도는 중·약진대 수준으로서 설계용 지진가속의 크기가 상대적으로 작다. 더군다나 초고층건물은 통상 기본진동주기가 “변위영역(displacement-sensitive region)”에 속하는 장주기를 갖기 때문에 스펙트럼 가속도의 크기가 상당히 저감된다. 이 작은 값의 스펙트럼 가속도를 반응수정계수로서 나눈 후에 풍하중에 의한 횡력과 비교하여 보면 풍하중이 월등히 크다. 일반 엔지니어의 경우 이러한 비교를 근거로 풍하중에 대한 설계에만 치중할 뿐, 초고층건물의 내진성능에 대한 검증을 생략하거나 간략히 취급하는 경향이 있다. 그러나 초고층건물의 특유의 중요성과 상징성을 고려한다면 내진공학적으로 타당한 방법에 의해 초고층구조시스템의 내진성능을 확인하여야 할 것이다. 그러나 증진지역 초고층 구조물의 내진설계와 관련하여 합의된 방안(consensus)이 아직 존재하지 않는다. 첫째 이유는 이미 언급한 바와 같이 초고층에서는 풍하중을 지배하중으로 생각하여 풍하중에 대한 설계에만 치중할 뿐, 내진성능에는 아무 문제가 없는 것으로 간과하는 경향이 있기 때문이다. 좀더 근본적인 이유는 증진지역에서의 내진설계철학과 관련하여 국내의 연구집단간에 합의된 컨센서스가 없기 때문으로 사료된다. 따라서 증진지역에서 내진설계법을 정립하는 문제는 지진공학분야에서 해결해야할 시급한 문제들 가운데 하나라 할 수 있다.

통상 국내에서 지어지는 철골조 고층건물의 가새시스템은 거의가 중심가새골조(Concentric Braced Frames, CBFs)로서 “내풍가새”로 설계된다. 철골중심가새골조는 일종의 수직 트러스시스템으로서 부재의 축강성을 하중전달 메카니즘으

\* 서울대 건축학과 부교수, 공학박사

\*\* 서울대 대학원 박사과정

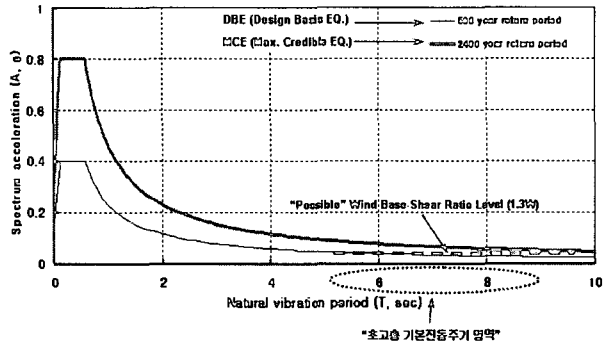


그림1. 상위개념설계를 위한 '97 건교부 탄성설계스펙트럼<sup>(1)</sup>

로 이용하기 때문에 높은 횡강성과 횡강도를 비용효과적으로 발휘할 수 있다. 즉 탄성거동을 전제로 하는 내풍설계의 측면에서는 매우 효율적인 구조시스템으로 볼 수 있다. 그러나 비탄성영역에 진입할 경우 부정정도가 낮아 힘의 재분배를 기대하기 힘들고 가새의 좌굴이후 연약층(soft story)형성 가능성 및 열등한 에너지소산능력 때문에 내진성능은 매우 낮게 평가되고 있다. 즉 철골중심가새골조는 내진성능의 측면에서는 취성시스템(brittle system)으로 분류되어야 한다. 따라서 중·약진대로 분류되는 국내의 경우 철골조 초고층 중심가새골조의 내진 안전성을 확보하는 효과적인 전략으로, 비탄성거동에 의한 에너지소산이 아니라, 충분한 강도를 확보하여 탄성거동이 유지되도록 설계하는 방안을 생각할 수 있다. 그 근거는 다음과 같다.

중·약진대의 경우 설계용 지진가속도의 크기 자체가 작고 초고층건물의 진동주기는 스펙트럼의 “변위영역”에 속할 정도로 매우 길므로, 초고층건물에 작용하는 지진에 의한 관성력 크기는 매우 작아진다. 특히 자중이 적게 나가는 철골조 건물의 경우는 초고층화할수록 이런 경향은 심화될 것이므로 설계 횡풍력의 크기가 “elastic seismic spectral demand”에 육박할 수도 있을 것으로 사료된다(그림1 참조). 더군다나 내풍설계에서 요구되는 지붕층변위 및 층간변위 제한조건, 거주사용성 확보를 위한 풍진동 제한조건 등을 만족시키면 일반적으로 상당한 시스템초과강도(system overstrength)를 갖는 구조물로 설계된다. 즉 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새건물의 내진설계는 가새시스템을 “unreduced spectral demand”에 대해 탄성설계 하거나 또는 한정 연성도(limited ductility) 설계개념에 의해 접근하는 것이 중진대의 제반실상을 반영하면서도 훨씬 명쾌하고 경제적인 방안이 될 수 있다. 이 가능성을 염두에 두고 본 연구를 수행하였다.

## 1.2 연구의 범위

내풍설계만 반영된 철골조 초고층 구조물의 내진성능평가를 위해 한계상태설계기준(AISC-LRFD 2001)을 적용한 철골조 초고층 중심가새골조를 설계하였다(그림2 참조). NBCC 기준<sup>(12)</sup>의 detailed procedure에 따라 내풍설계를 수행하고 초고층 건물의 동특성을 구조해석 프로그램 SAP2000<sup>(7)</sup>을 이용하여 분석하였다. 이를 바탕으로 '97 건교부 설계용담스펙트럼(500년 재래기 지진, DBE: Design Basis Earthquake)<sup>(11)</sup>을 이용하여 탄성설계 또는 한정연성도 설계 가능성을 평가하였다.

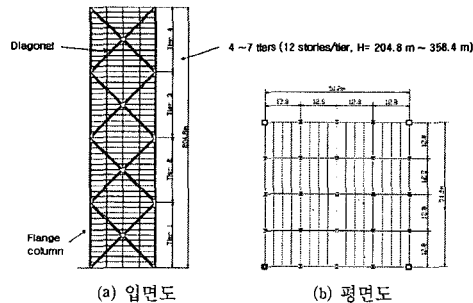


그림2. 중심가새골조의 구조평면도 및 입면도

## 2. 내진·내풍규준에 의한 횡력의 크기 비교<sup>(3)</sup>

### 2.1 하중조건<sup>(1)</sup>

고정하중: 0.55 tf/m', 적재하중: 0.25 tf/m' (사무소)<sup>(1)</sup>

#### (1) 지진하중

- 지역계수: 0.11 (지진구역 I)
- 반응수정계수: 3.5 (가새골조)
- 중요도계수: 1.5 (특) · 지반계수: 1.2 (지반 2)

#### (2) 풍하중

- 지역: 서울 · 설계기본풍속: 30 m/sec
- 노풍도: B · 감쇄정수: 0.02 (2 % of critical)<sup>(8)</sup>
- 지형에 의한 풍속할증계수: 1.0
- 중요도계수: 1.1 (특)

### 2.2 국내규준에 의한 설계용 등가정적 횡하중의 비교

그림3과 4에 나타난 바와 같이 국내규준의 풍하중이 등가정적지진하중을 크게 초과하고 있다. 고층구조물의 경우 이러한 배경을 바탕으로 풍하중을 주요 설계 횡하중으로 채택하고 있다.

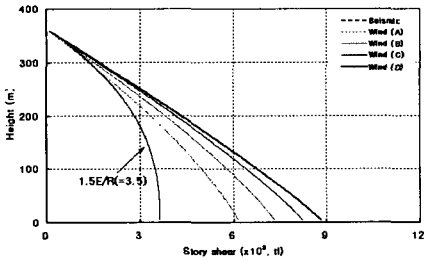


그림3. 설계횡풍력 대 설계밀면전단력 비교(형상비 7일 경우)

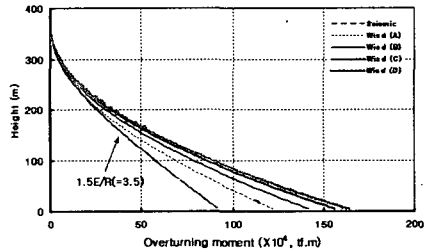


그림4. 설계풍전도모멘트 대 설계 지진전도모멘트 비교 (형상비 7일 경우)

## 3. 구조설계<sup>(4),(5),(9),(10)</sup>

구조시스템은 강성과 강도 확보에 가장 효율성이 높은 12개층을 가로지르는 메가 중심가새골조로 계획하였다(즉 12개 층을 하나의 타이어(tier)로서 고려, 그림2). 이 시스템의 횡력은 외곽부에 위치한 플랜지 기둥(flange columns)과 대각가새(diagonals)로 이루어진 대형 수직트러스 시스템에 의해 100 % 지지된다. 플랜지 기둥은 각 층의 전도모멘트에 저항하고, 대각가새는 층전단력을 분담하는 시스템이다. 이 부재들은 좌굴에 대한 저항력이 우수한 각형강관을 조립재로서 설계하였고, 수직하중만을 지지하는 보와 기둥은 압연H형강으로 설계하였다(사용강종은 모두 SM490A TMC( $F_y = 3.3$  tf/cm<sup>2</sup>)). 큰보와 작은보는 합성보로서 설계하는 것으로 가정하였다(표1). 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하고자 하였다.

구조물의 사용성 확보를 위해 대각가새의 전단변형모드와 플랜지 기둥의 휨변형모드로 제어하여 지붕층변위(표2 참조)의 기준치인 건물고/500, 층간변위는 층고/500이내에 들도록 설계하였다. 이러한 변위제한으로 인해 부재의 크기가 증가하게 되는데 이는 내풍설계가 유발하는 초과강도 요인이다. 또한 강풍이 유발하는 풍진동에 대한 가속도를 제어하기 위해 NBCC 규준<sup>(12)</sup>의 detailed procedure에 따라 수행하였다(식1-1, 식1-2).

$$\text{풍방향: } a_D = 4\pi^2 n_D^2 g_p \sqrt{\frac{K_s F}{C_e \beta_D}} \frac{\Delta}{C_g} \quad (1-1) \quad \text{풍직각방향: } a_w = n_w^2 g_p \sqrt{WD} \left( \frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_w}} \right) \quad (1-2)$$

규준에서 정한 재현주기 10년의 풍속은 기상청에서 제공한 자료를 바탕으로 Gumbel 분포식(식2)을 이용하여 얻었다 (19.68 m/sec).<sup>(3)</sup>

$$V_{(T)} = -\frac{1}{a} \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] + b \quad (2)$$

표1. 주요 구조부재

(a) 플랜지 기둥(flange columns)							(b) 대각가새(diagonals)								
형상비	Tier	소요면적 (cm <sup>2</sup> )	단면	폭두께비 (D/t)	두께 (mm)	설계단면 (cm <sup>2</sup> )	단면증가율 (%)	형상비	Tier	소요면적 (cm <sup>2</sup> )	단면	폭두께비 (D/t)	두께 (mm)	설계단면 (cm <sup>2</sup> )	단면증가율 (%)
4	1	2,348	□-1150×1150	16.5	62.2	2,704.9	15.2	4	1	545	□-620×620	20	28.2	667.1	22.4
	2	1,954	□-1120×1120	21.7	47.2	2,025.4	3.7		2	506	□-580×580		26.4	583.8	15.6
	3	1,534	□-1100×1100	27.6	37.2	1,581.4	3.1		3	449	□-530×530		24.1	487.5	8.6
	4	824	□-1085×1085	34.6	29.7	1,251.6	51.9		4	320	□-480×480		21.8	399.9	25.0
5	1	3,682	□-1450×1450	15.6	82.4	4,506.9	22.4	5	1	739	□-730×730	20	33.2	924.9	25.2
	2	3,171	□-1425×1425	18.4	69.9	3,788.9	19.5		2	686	□-700×700		31.8	850.4	22.2
	3	2,619	□-1400×1400	22.4	57.4	3,082.6	17.7		3	638	□-660×660		30.0	756.0	18.5
	4	1,642	□-1380×1380	27.1	47.4	2,526.6	53.9		4	506	□-620×620		28.2	667.1	32.1
	5	869	□-1360×1360	34.4	37.4	1,978.6	127.7		5	354	□-580×580		26.4	583.8	64.9
6	1	5,378	□-1700×1700	15.0	100.0	6,400.0	19.0	6	1	948	□-860×860	20	39.1	1,283.6	35.4
	2	4,749	□-1675×1675	17.1	87.5	5,566.3	17.0		2	903	□-830×830		37.7	1,195.6	32.4
	3	4,053	□-1650×1650	20.0	75.0	4,725.0	16.6		3	843	□-800×800		36.4	1,110.7	31.8
	4	2,787	□-1630×1630	23.1	65.0	4,069.0	46.0		4	706	□-770×770		35.0	1,029.0	46.0
	5	1,737	□-1605×1605	28.6	52.5	3,260.3	87.7		5	551	□-740×740		33.6	950.4	72.5
	6	910	□-1585×1585	35.3	42.5	2,622.3	188.2		6	383	□-700×700		31.8	850.4	122.0
7	1	7,481	□-1900×1900	14.6	114.5	8,174.8	9.3	7	1	1,170	□-1050×1050	20	47.7	1,913.4	63.5
	2	6,712	□-1875×1875	16.4	102.0	7,233.8	7.8		2	1,124	□-1020×1020		46.4	1,805.7	60.6
	3	5,858	□-1850×1850	18.7	89.5	6,302.6	7.6		3	1,062	□-990×990		45.0	1,701.0	60.2
	4	4,293	□-1830×1830	21.0	79.5	5,566.6	29.7		4	920	□-960×960		43.6	1,599.5	73.9
	5	2,936	□-1805×1805	24.9	67.0	4,657.8	58.6		5	762	□-920×920		41.8	1,469.0	92.8
	6	1,814	□-1785×1785	29.3	57.0	3,939.8	117.2		6	591	□-880×880		40.0	1,344.0	127.4
	7	941	□-1765×1765	35.6	47.0	3,229.8	243.2		7	409	□-840×840		38.2	1,224.6	199.4

(c) 큰보와 작은보 및 증력기둥

형상비		부 계	
		AISC 형강	H형강
4 ~ 7	큰보	W30X90	H-750X265X12X16
	작은보	W16X45	H-400X200X8X13
증력기둥	4	W14X132	H-374X374X17X27
	5	W14X159	H-381X397X19X31
	6	W14X211	H-399X402X25X40
	7	W14X257	H-417X407X30X48

일반적으로 초고층건물 ( $(WD)^{1/2}/H \leq 1/3$ )의 경우 풍직각(across-wind)방향에 의한 진동이 사용성에 더 큰 문제를 일으키는데 본 연구에서 채택한 시스템(건물밀도 = 128.9 kgf/m<sup>3</sup>)은 이 기준(사무소 ≤ 30 gal)을 모두 만족하고 있다(표 3 참조).

설계결과, 지붕층 변위는 플랜지 기둥에 의한 제어보다는 대각가새에 의한 제어가 훨씬 효과적임을 알 수 있었다. 이러한 결과는 형상비(aspect ratio)가 증가함에 따라 플랜지 기둥의 크기보다는 대각가새의 크기가 상대적으로 증가하게 하였다. 또한 형상비가 증가함에 따라 플랜지 기둥 및 대각가새 크기가 고층부로 갈수록 크게 증가하고 있는데, 이는 강관의 폭-두께비(D/t)의 제한으로 인한 것으로 이는 또 하나의 초과강도 요인이 된다.

표2. 지붕층 변위 사용성 기준 설계(≤ H/500)

형상비	지붕층 변위(cm)
4	40.88 ≤ 40.96 (O.K)
5	50.86 ≤ 51.20 (O.K)
6	61.41 ≤ 61.44 (O.K)
7	71.53 ≤ 71.68 (O.K)

표3. NBCC 사용성 기준 평가(detailed procedure)

형상비	Across-wind/g(gal)		Along-wind/g(gal)		Acceptability
	Rayleigh	SAP2000	Rayleigh	SAP2000	
4	8.18	9.37	6.61	7.42	O.K
5	10.71	13.31	7.31	8.78	O.K
6	13.37	18.05	7.93	10.18	O.K
7	15.87	23.63	8.38	11.59	O.K

그림5는 고유치해석에서 얻어진 기본진동주기를 이용하여(표4 참조) “풍하중에 의한 밀면전단력”(즉 계수풍하중 1.3W를 건물의 총중량으로 나눈 값)을 건고부 탄성스펙트럼 상에 도시한 것이다. 풍하중에 대한 사용성 확보에서 기인하는 초과강도 부분을 포함치 않더라도 설계풍하중에 의한 밀면전단력의 크기가 500년 재래기 지진(DBE)의 탄성스펙트럼에 의한 밀면전단력을 상회하고 있음을 알 수 있다. 즉 탄성내진설계의 가능성을 예견할 수 있다. 이런 경향은 세장비가 증가할수록(즉 초고층성이 커질수록) 더욱 명확해진다.

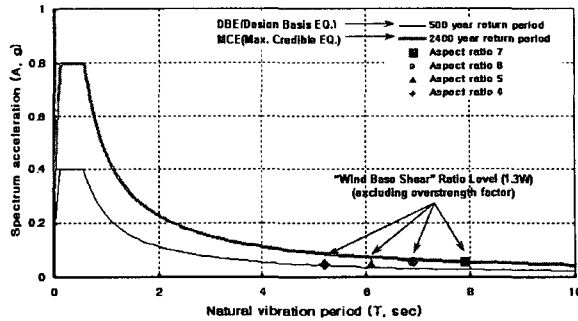


그림5. 설계풍력(1.3W)과 '97 건교부 단성설계스펙트럼의 비교

#### 4. 동특성 분석

SAP2000 해석에 의한 기본진동주기는 내진규준에 비해 2배에 가까운 차이를 보인다. 추후 변위수요를 예측하는데 있어서는 내진규준의 식은 보수적이지 않으므로 고유치해석결과를 사용하는 것이 타당할 것이다. Rayleigh method에 의한 기본진동주기의 산정값은 형상비가 작을 때는 오차가 작으나 형상비가 커짐에 따라 점차 큰 차이를 보이고 있다. 그러나 이 방법은 구조물의 예비설계단계에 충분히 활용 가능할 것으로 사료된다(표4 참조).

표4. 기본진동주기 비교

형상비	기본진동주기(T, sec)				
	Code <sup>(1)</sup>	개념설계(×1.4)	Rayleigh Method		SAP2000
			E.Q.	Wind	
4	2.64	3.70	4.49	4.52	5.04
5	3.12	4.37	4.79	4.84	5.75
6	3.58	5.01	5.05	5.12	6.50
7	4.02	5.63	5.21	5.29	7.28

의외의 모드형상(형상비 4: 3번째 모드, 형상비 5: 4번째 모드, 형상비 6과 7: 5번째 모드)이 반복해서 나타나는데 이는 각각의 타이어에 대한 대가가새의 변형으로 인해 발생하는 것이다(그림6 참조). 일반적으로 중저층 건축물은 3차 진동모드까지가 주요 모드로 작용한다. 초고층 건물 역시 1차 ~ 3차 진동모드를 취합하면 유효모드질량(effective modal mass) 90 % 이상이 포함된다. 통상 초고층 건물의 동적거동은 고차모드의 영향을 받는다. 이러한 경향은 모드참여계수(표5 참조)와 서로 다른 진동모드간의 응답상관계수매트릭스(감쇠비 = 5 %, 표6)에 나타난 5 ~ 12차 고차모드 사이의 높은 상관계수값들로부터 알 수 있으며<sup>(6)</sup> 그 유효성은 5절에서의 SRSS(square root of sum of squares)와 고차모드에 대한 고려가 이루어지는 CQC(complete quadratic combination)의 결과치 비교로서 알 수 있을 것이다(표7 참조). 1차모드의 모드참여계수는 1.5정도로서 일반 중저층 모멘트골조보다 약간 큰 값을 보였다.

$$\Gamma_n = \phi_n^T m \{1\} / \phi_n^T m \phi_n \quad (3)$$

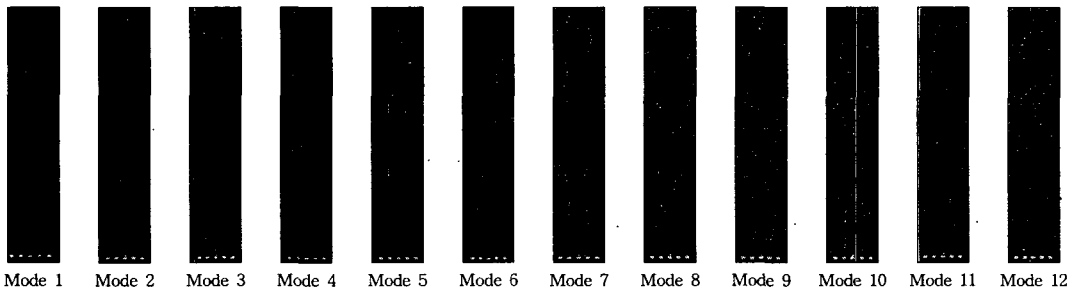


그림6. Mode Shape (형상비 7일 경우)

표5. 모드참여계수(modal participation factors)

모드	4	5	6	7
형상비				
1	1.46	1.48	1.51	1.53
2	-0.62	-0.68	-0.72	-0.76
3	-0.03	0.18	0.33	0.37
4	0.27	0.12	-0.04	-0.20
5	-0.01	-0.13	-0.15	-0.02
6	-0.11	-0.04	0.05	0.13
7	0.02	0.07	0.07	-0.00
8	0.01	0.01	-0.03	-0.08
9	0.00	-0.02	-0.04	0.00
10	0.00	-0.02	0.02	0.04
11	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-0.02	-0.01

표6. 상관계수매트릭스(correlation coefficient matrix) (형상비 7일 경우)

모드	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1	0.004	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.004	1	0.019	0.007	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
3	0.001	0.019	1	0.065	0.034	0.021	0.015	0.012	0.010	0.008	0.008	0.006
4	0.001	0.007	0.065	1	0.323	0.109	0.059	0.041	0.031	0.023	0.021	0.017
5	0.000	0.005	0.034	0.323	1	0.340	0.137	0.082	0.059	0.040	0.035	0.027
6	0.000	0.004	0.021	0.109	0.340	1	0.449	0.213	0.132	0.078	0.066	0.048
7	0.000	0.003	0.015	0.059	0.137	0.449	1	0.605	0.322	0.158	0.126	0.083
8	0.000	0.003	0.012	0.041	0.082	0.213	0.605	1	0.710	0.310	0.234	0.139
9	0.000	0.002	0.010	0.031	0.059	0.132	0.322	0.710	1	0.582	0.424	0.228
10	0.000	0.002	0.008	0.023	0.040	0.078	0.158	0.310	0.582	1	0.910	0.506
11	0.000	0.002	0.008	0.021	0.035	0.066	0.126	0.234	0.424	0.910	1	0.689
12	0.000	0.002	0.006	0.017	0.027	0.048	0.083	0.139	0.228	0.506	0.689	1

5. '97 건교부 탄성섬계스펙트럼(DBE)에 의한 동적해석<sup>(1)</sup>

표7은 형상비에 따라서 SRSS(square root of sum of squares)와 유효고차모드를 반영하는 CQC(complete quadratic combination)는 탄성섬계스펙트럼해석에 의한 비교결과이다. 두 모드조합법에 대한 값은 큰 차이가 없다. 이는 초고층 건물의 동적해석의 경우 일반적으로 고차모드에 대한 고려가 필요하지만 고차모드에서의 설계력이 미미하여 모드조합결과에 큰 영향을 미치지 못하고 있다. 따라서 초고층 철골중심가새골조의 경우 SRSS에 의한 해석을 수행하여도 무난한 것으로 사료되어 이 방법에 의하여 해석을 진행하였다.

사용성설계의 주요 변수인 지붕층변위(표8 참조)와 층간변위(표9 참조)를 보면, 지붕층변위는 형상비 4일 경우 상부 대각가새의 항복으로 인해 내풍설계보다 큰 값을 나타낸다(그림7 참조). 그러나 초고층화될수록 탄성영역에 도달하므로 지붕층변위는 내풍설계보다 작은 변위를 보이게 된다. FEMA 273에서는 철골가새골조의 층간변위에 대한 구조성능수준은 500년 재래기 지진(DBE)의 경우 인명보호(life safety)를 목표수준인 0.5%(permanent) ~ 1.5%(transient)으로 설정하고 있으며, 즉시입주(immediate occupancy)수준에 대해서는 0%(permanent) ~ 0.5%(transient)를 만족하도록 하고 있다. 본 연구에서의 내풍설계된 구조물은 모두 0.5% 미만으로 즉시입주 가능함을 알 수 있다.<sup>(11)</sup>

표10을 보면 탄성섬계스펙트럼에 의해 산정된 지진력에 대한 설계풍력의 비교값으로부터 구조물의 탄성설계의 가능성을 유추하여 볼 수 있다. 또한 구조물의 각 부재에 대하여 strength demand-to-capacity 검토하여 보면 건물이 초고층화할수록 점차 탄성영역으로 근접하고 있음을 알 수 있다(그림7 참조). 형상비 4일 경우만이 44층 ~ 47층에서의 대각가새(46층 = 1.07(Max.))가 항복하며 그 외의 경우에는 모두 탄성영역에 위치하고 있다. 이러한 결과들을 볼 때 초고층건물의 기본진동 주기의 장주기로 인해 스펙트럼가속도가 상당히 저감되고 내풍설계과정에서의 사용성설계에 의한 시스템 초과강도에 더하여 구조재료(SM490A TMC = 14%, 40mm이상의 경우)<sup>(2)</sup>가 가지고 있는 초과강도까지 고려할 경우 초고층 건물의 탄성 및 한계영성도 개념에 의한 설계 가능성은 충분한 것으로 사료된다.

표7. 모드조합법의 비교

형상비	분류	밀면전단력 (tf)	전도모멘트 (tf·m)	지붕층변위 (cm)
4	SRSS	3,054.2	317,695.6	42.40
	CQC	3,140.3	318,039.2	42.37
	비교	2.82 %	0.11 %	-0.08 %
5	SRSS	3,462.6	431,716.2	49.27
	CQC	3,605.1	432,295.7	49.24
	비교	4.12 %	0.13 %	-0.06 %
6	SRSS	3,831.4	547,166.0	56.42
	CQC	3,973.4	547,916.5	56.38
	비교	3.71 %	0.14 %	-0.07 %
7	SRSS	4,480.2	665,267.7	64.16
	CQC	4,530.7	666,478.5	64.12
	비교	1.13 %	0.18 %	-0.06 %

표8. 지붕층 변위(cm)

형상비	지붕층 변위	비 고
4	42.40	H/483
5	49.27	H/520
6	56.42	H/544
7	64.16	H/559

표9. 층간 변위

형상비	층간변위(cm, %) (Max.)	비 고
4	1.23 (0.29 %)	25층
5	1.07 (0.25 %)	7층
6	1.00 (0.23 %)	49층
7	1.01 (0.23 %)	73층

표10. 밀면전단력 비교

형상비	분 류	밀면전단력 (tf)	$S_E/1.3W$ (고차모드효과 포함)
4	Windcode <sup>(1)</sup>	3,406.0	-
	EQ.500	3,054.2	0.90
5	Windcode	4,618.2	-
	EQ.500	3,462.6	0.75
6	Windcode	5,924.2	-
	EQ.500	3,831.4	0.65
7	Windcode	7,313.9	-
	EQ.500	4,480.2	0.61

표11. 각 모드별 참여율(형상비 7일 경우)

모드	유효모드질량 (%)	플랜지 기둥 (flange column, 1층) (%)		대각가새 (diagonal, 5층) (%)	
		고정하중 (24.71)	적재하중 (4.69)		
1	65.05	67.91	67.91	53.89	53.89
2	20.50	2.47	2.47	32.90	32.90
3	5.56	0.02	0.02	8.29	8.29
4	2.29	0.00	0.00	3.11	3.11
5	0.37	0.00	0.00	0.26	0.26
6	1.15	0.00	0.00	1.04	1.04
7	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.67	0.00	0.00	0.26	0.26
9	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.36	0.00	0.00	0.26	0.26
12	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00

위에서 기술한 바와 같이 초고층건물 또한 중저층 건물과 같이 3차 진동모드까지가 유효모드질량의 90% 이상으로 나타나는데 표11에 나타난 플랜지 기둥 및 대각가새의 각 모드별 참여율을 보면 플랜지 기둥의 경우 1차모드가 주요 모드로 작용하며 대각가새의 경우 초고층화할수록 4차모드에서의 영향은 점차 감소하나 이 모드까지가 부재의 거동에 주요한 영향을 미치고 있음을 확인할 수 있다.

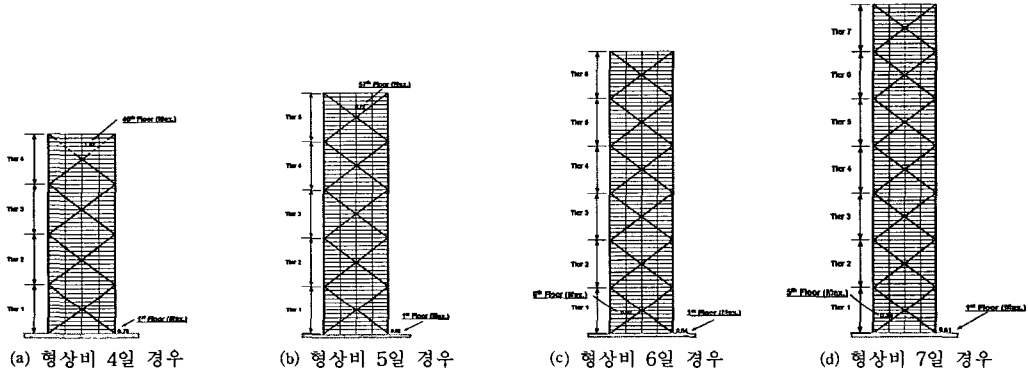


그림7. Strength Demand-to-Capacity 검토(500년 재래기) (—: elastic, ...: inelastic)

## 6. 요약 및 결론

본 연구에서는 태풍을 받는 강풍대에 속하면서 중/약진대에 속하는 국내의 상황에서 초고층 첩골중심가새골조의 내진 설계 또는 내진성능평가를 어떻게 접근할 것인가 하는 문제를 고찰하였다.

- 본 연구를 통하여 내풍설계에서 요구되는 지붕층변위 및 층간변위 제한조건, 거주사용성 확보를 위한 풍진동 제한조건 등을 만족시키도록 양호하게 설계된 첩골조 초고층 중심가새골조의 경우 상당한 시스템초과강도를 갖고 있음을 확인하였다. 결과적으로 이 시스템 초과강도를 통하여 500년 재래기의 설계용 지진동(DBE)이 유발하는 지진하중은 충분히 탄성적으로 저항할 수 있음을 확인하였다. FEMA 273의 내진성능평가기준에 의할 때, 본 연구의 형상비 4 정도의 첩골조 중심가새골조조차도 500년 재래기의 설계용지진을 즉시입주가능한 수준에서 저항할 수 있는 것으로 확인되었다. 이는 지진하중저감계수(또는 반수정계수)  $R=1$ 로 설계할 수 있음을 확인한 것이고, 에너지소산능력의 확보에 필요한 고비용의 내진연성상세가 필요치 않다는 것을 의미한다. 내풍설계에서 부차적으로 기인하는 시스템 초과강도는 형상비가 클수록 증대되므로 “탄성거동에 의한 내진설계전략”의 구현은 초고층성이 증가할 수록 용이해진다.
- 초고층건물의 설계에 있어서 층간변위 및 기본주기의 신속하고 정확한 산정은 내풍·내진 설계 모두에 중요하다. 고유치해석에 의한 기본진동주기는 내진규준의 산정공식에 비해 2배 정도 길게 나타난다. 즉 규준의 공식이 등가정적 설계 지진력 산정의 측면에서는 보수적이지만, 변위수요(displacement demand)를 예측함에 있어서는 고유치해석 결과를 이용해야 할 것이다. 가령 푸쉬오버해석을 위한 목표변위를 예측하는데 있어서는 고유치해석결과를 사용하는 것이 보수

적일 것이다.

3. 플랜지 기동과는 달리 대각가새의 경우 2, 3, 4차의 고차모드도 응답에 큰 영향을 미치는 것으로 밝혀졌다. 본 연구의 대상인 초고층 철골중심가새골조의 경우 5차모드이상의 고차모드에서 응답의 상관성이 높게 나타났으나 고차모드의 모드참여계수 자체가 작기 때문에 전체응답에 대한 영향은 미미한 것으로 나타났다. 이 사실은 SRSS 및 CQC결과가 거의 차이가 나지 않음에서도 확인할 수 있다.

### 감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업 (03산학연 C103A1040001-03A0204-00210)의 연구비 지원에 의해 수행된 것으로 지원에 감사드립니다.

### 참고 문헌

1. 한국지진공학회, “내진설계기준연구(II)”, 건설교통부, 1997.12.
2. 김종락의 3인, “용접구조용 압연강재의 제성질에 관한 통계적 연구”, 한국강구조학회 학술발표논문집, 1999. 6.
3. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설”, 태림문화사, 2000.
4. 대한건축학회, “한계상태설계기준에 의한 강구조설계 예제집”, 2002.
5. AISI, “Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design, Third Edition, 2001.
6. Chopra, A.K., “Dynamics of Structures”, Prentice Hall, Second Edition, 2001.
7. CSI, “SAP2000 Anaysis Reference”.
8. CTBUH, “Structural Systems for Tall Buildings,” McGraw-Hill, 1994.
9. Englekirk, R.E., “Highrise Design Considerations in Regions of Moderate Seismicity,” Korea University, Special Lecture, 1996.
10. Englekirk, R.E., “Steel Structures: Controlling Behavior Through Design,” John Wiley & Sons, 1994.
11. Federal Emergency Management Agency, “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (FEMA Publication 273),” October 1997.
12. NBCC, “NBC 1995 Structural Commentaries (Part 4)”.
13. Segui, W.T., “LRFD Steel Design,” Thomson, Third Edition, 2003.

### 기호

다음의 기호들이 본 논문에서 사용되었다.

$a$ = Gumbel 분포의 특성치	$n_w$ = 풍직각방향의 고유진동수
$a_D$ = 풍방향 가속도	$s$ = 건물의 형상비에 따른 크기 감소 계수
$a_r = 78.5 \times 10^{-3} [V_H / (n_w \sqrt{WD})]^{3.3}$ , Pa	$T$ = 시간, year
$a_w$ = 풍직각방향 가속도	$V_H$ = 최상층에서의 평균풍속
$b$ = Gumbel 분포의 특성치	$V(T)$ = 재현기간 $T$ 년의 풍속
$C_e$ = 노풍도구분에 따른 풍속의 고도분포계수	$W$ = 풍직각방향의 건물의 폭, m
$C_g$ = 동적 가스트계수	$\beta_D$ = 풍방향의 critical damping 계수
$D$ = 풍방향의 건물의 폭, m	$\beta_w$ = 풍직각방향의 critical damping 계수
$F$ = 가스트 에너지비	$\Gamma_n$ = $n$ 차모드의 모드참여계수
$g$ = 중력가속도 = $9.81 \text{ m/s}^2$	$\Delta$ = 풍방향에서의 풍하중에 의한 최상층의 횡변위, m
$g_p$ = Peak factor	$\rho_B$ = 건물의 평균밀도, $\text{kgf/m}^3$
$K$ = 지형에 따른 표면 평활도 계수	$\phi_n$ = $n$ 차모드의 고유모드
$m$ = 질량(mass)	$\{1\}$ = 질량 방향벡터
$n_D$ = 풍방향의 고유진동수	