

고층 건물의 구조해석



박 정 현*



이 도 범**

1. 서 론

현대산업의 발달로 인하여 인구의 도시집중화와 지가상승 등은 한정된 국토를 가진 우리나라의 경우 매우 심각한 실정이다. 이에 대한 해결책으로 도시의 건물은 필연적으로 고층화현상을 초래하는데, 현대에 와서는 설계 및 시공기술의 발달과 여러 가지의 사회·경제적인 요인에 의해 급격히 증가하고 있는 추세이다.

고도로 발달된 현대사회에서 초고층 건축물은 한 사회의 집약된 첨단기술이 필요하며, 일반구조물과 달리 건물의 거동에 크게 영향을 미치는 횡하중에 대한 검토, 구조물의 안정성 이외에도 거주자들의 쾌적한 주거공간을 확보하기 위한 사용성의 문제들이 대두된다. 이러한 문제들을 해결하기 위해서 초고층 건축물에서는 구조공학적인 측면에서의 정확한 해석과 실험을 통한 최적의 구조설계를 수행하는 것이 필수적인 사항이다.

도심지에 세워지는 각종 건물들은 사무공간뿐만 아니라 주거공간도 초고층건물로 변화하고 있으며, 이 글에서는 우리 나라에서 초고층 주거공

간의 효시라고 할 수 있는 강남구 도곡동에 건설 중인 대림아크로빌에 대한 개략적인 구조설계 절차에 대하여 소개하고, 아울러 실무에서 구조설계를 담당하는 분들에게 다소나마 도움이 될 수 있는 자료를 제시하고자 한다.

본 건물의 구조설계에 있어 기본설계는 현존하는 초고층건물 중 가장 높은 말레이시아의 KLCC 건물의 구조설계를 담당했던 미국의 T-T(Thornton-Tomasetti Engineers)사에서 하였고, 실시설계는 국내에서 수행하였다.

2. 일반사항

2.1 개 요

- (1) 건 물 명 : 대림아크로빌
- (2) 건물위치 : 강남구 도곡동 467-6
- (3) 건물용도 : 주거시설/근린생활시설
- (4) 건물규모 : 지상46층/지하6층
- (5) 건물형상 : 기준층 평면은 37.0m×36.8m이고, 건물높이는 옥탑층 포함 162.8m이다.

* 대림산업(주) 기술연구본부 건축구조팀, 대리

** 정희원·대림산업(주) 기술연구본부, 건축구조팀장

2.2 구조재료와 허용지내력 및 지하수위

2.2.1 구조재료

(1) 콘크리트(28일 압축강도)

표 1 콘크리트 압축강도

구 분	콘크리트 압축강도		
지하층	기초 및 최하층바닥 지하외벽(옹벽) 플랫(평)슬래브		
고층부	전단벽	B6~20TH	420kg/cm ²
		21TH~46TH	390kg/cm ²
	슬래브		240kg/cm ²

(2) 철근 : SD40(Fy = 4000kg/cm²)

(3) 합성슬래브 : FERRO DECK(C-70 S-Type)

(4) 구조용 철골

H-shaped Rolled Beams (SWS490A)
Plates for Built-up Members

- t < 32mm : SWS490A
- t ≥ 32mm : SWS490B

2.2.2 허용지내력 및 지하수위

(1) 설계토층

표 2 설계토층

매립층	GL-0.00~5.00m
퇴적층	GL-5.00~9.40m
풍화대	GL-9.40~15.0m
연암	GL-15.0~20.0m
경암	GL-20.0m 이하

(2) 기초설계용 허용지내력 : 300t/m²

(3) 설계용 지하수위 : GL-7.0m

(4) 강제배수 수위 : 최하층바닥+2.5m

2.3 구조설계 방침

2.3.1 기초

(1) 지하외벽 및 바닥 : 지하 외부 벽체는 토압

과 수압(undrained)에 의한 횡력에 적절히 저항하도록 설계하였으며, 최하층 바닥슬래브는 완전히 배수(drained)되는 것으로 하였다. 지하 외부 벽체에 작용하는 토압은 연암층 이하는 더 이상의 증가 없이 일정한 것으로 하였다.

(2) 기초 : 지하층에만 설치되는 철근콘크리트 기둥은 독립기초로 하였으며, 코어 부분과 타워 부분의 기둥 기초는 매트기초로 하였다.

2.3.2 지하층 구조

지하층 바닥구조는 드롭판넬(지판)이 있는 플랫 슬래브로 계획하여, 연직하중 뿐만아니라 토압과 수압에 의한 내력을 확보하고, 횡력에 의한 2차 변위를 고려한 장기처짐이 스패의 1/480 이내가 되도록 설계하였다.

2.3.3 지상층 구조

(1) 바닥 및 연직하중 저항 시스템 : 기준층 바닥구조는 합성의 철골보가 지지하는 ferro deck 슬래브로 하였으며, 연직하중은 철골기둥이 부담하도록 설계하였다.

(2) 수평하중 저항 시스템 : 풍하중과 지진하중 등의 횡력은 조합된 전단벽과 강접합 된 모멘트 골조가 협력하여 저항하는 시스템을 적용하였으나 탄성역내에서는 전단벽의 강성이 모멘트 골조에 비하여 상대적으로 매우 커서 횡력에 대한 저항은 대부분이 전단벽에서 부담하는 것으로 나타났다. 풍하중, 지진하중 등의 횡력에 대한 횡변위 검토(drift check)시, 콘크리트 전단벽과 연결되는 균열단면을 고려하여 변위를 제어하였으며, 또한 균열단면을 고려하지 않고 해석한 결과와도 비교하였다.

2.4 해석 및 설계 프로그램

(1) ETABS Version P6.13 (Lateral Static and Dynamic Load Analysis)

(2) SAP90 Version P5.40 (Lateral Static and Dynamic Load Analysis)

(3) SAFE Version P5.10 (Flat Slab Analysis and Design)

(4) ADOSS Version 5.2 (Flat Slab Analysis and Design)

(5) Member Design : User Side Program

(6) AUTOCAD Release 12 (CAD Drafting)

(7) Microsoft Excel Spreadsheet (User for General Engineering Calculation)

3. 하중검토

건축물이 고층화됨에 따라 작용풍력은 증가하며, 일반적인 초고층 건물의 구조재는 경량화로 인하여 횡하중은 지진하중보다 풍하중이 지배하는 경우가 많다. 우리나라의 풍력계수는 저층 구조물을 대상으로 한 자료이므로 초고층건물에 적용할 때는 풍동실험을 통하여 풍력계수를 결정하는 것이 바람직하다.

지진하중의 경우, 우리나라의 내진규준은 일반적인 건물을 대상으로한 최소한의 규준으로 등가 정적해석법을 근간으로 하고 있으나, 본 구조물에 서는 동적해석법을 사용하였다.

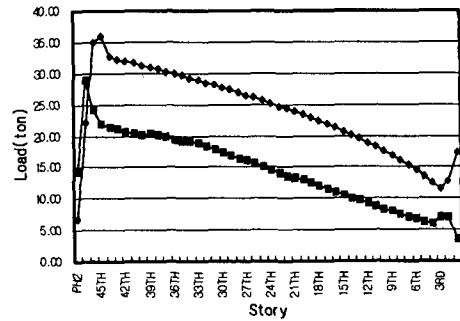
횡하중은 정적으로 수평하중이 큰 풍하중을 구조물에 작용시켜 횡변위를 검토하고, 동적으로 지진하중을 구조물에 작용시켜 구조물 설계에 반영하였다.

3.1 풍하중

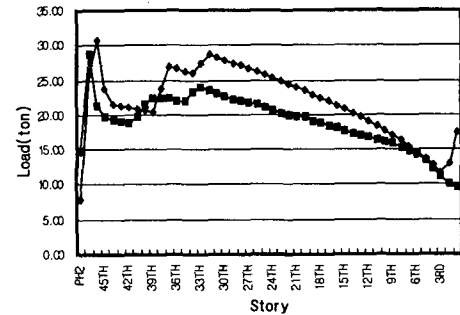
현행 내륙지역의 설계기준인 설계기본풍속 35 m/sec와 노풍도 B에 대한 풍하중과 풍동실험을 통한 풍하중을 비교하여 안전측 설계를 위하여 큰 값을 설계 풍하중으로 적용하였다.

이것은 100년 재현기대치 풍속에 대하여 H/500 수준으로 횡변위에 대한 제어를 건물의 구조설계에 반영하여 거주에 대한 쾌적성을 만족시킨다. 그림 1은 풍하중에 대한 설계기준값과 풍동실험을 통한 실험값을 비교한 것으로, 실험값은 평균적으로 현행 설계기준값보다 X-방향과 Y-방향에 대하여, 각각 38%와 11% 정도 적게 나타났다.

풍동실험은 Rowan Williams, Davis & Irwin Inc.(Ontario, Canada)에서 실시하였고, 풍동실험



a) X-방향 풍하중 비교



b) Y-방향 풍하중 비교

◆: 설계값, ■: 실험값

그림 1 풍하중에 대한 설계값과 실험값 비교

을 통하여 풍력계수, 외장재의 풍하중 및 구조체에 작용하는 풍하중 등의 구조적인 문제 뿐만 아니라 주변기류가 보행자에 미치는 영향, 주변건물에 미치는 영향 등의 사용성과 관계되는 항목이 필요하다.

3.2 지진하중

지진 구역은 각 지역에서 예상되는 최대지반가속도, 최대지반속도, 지진의 발생빈도 등을 고려하여 설정되는데 ATC 3-06에서는 각 지역에서 앞으로 50년 동안에 발생할 확률이 10%를 초과하는 지진에 대한 최대지반가속도와 최대지반속도를 사용하고 있으며, UBC에서는 각 지역의 예상 최대지진을 기준으로 지진구역을 설정해서 사용하고 있다.

우리나라의 내진설계 규준에서는 ATC 3-06의 방법을 기준으로 지진구역을 설정하였는데 최대

지반가속도만을 사용하였고 최대지반속도는 자료가 충분하지 못한 관계로 사용하고 있지 않다.

따라서, 국내 지형으로 볼 때 UBC Code에 의한 분류에서 중진지역인 Zone 2에 해당되며, 그림 2에서 우리의 현행 내진설계 기준과 UBC 기준을 비교하였다.

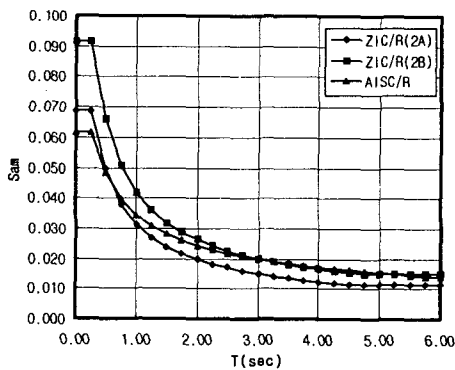


그림 2 전단벽구조 지진하중 비교 (response spectrum)

그림에서 나타났듯이 우리의 내진설계기준은 UBC의 Zone 2A와 Zone 2B의 중간정도이다. 따라서, 안전측 설계를 위하여 Zone 2B(UBC)를 적용하면 우리나라의 내진기준보다 평균 9% 정도를 크게 보는 것이다.

4. 모델링

아래의 그림 3은 모델링한 구조물의 입체를 나타낸 것이다.

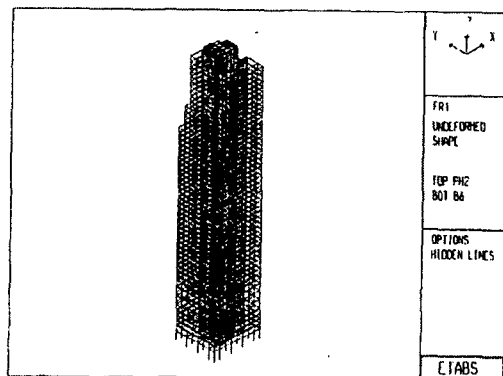


그림 3 모델링

4.1 탄성계수 및 연결보의 강성

풍하중 및 지진하중 등의 횡하중에 대한 구조물의 변위를 검토하기 위하여 철근콘크리트 구조물의 시공단계에서 발생하는 구조체의 균열 및 벽체의 설비 opening 등을 고려하기 위하여 균열단면(crack section)을 사용하였다. 균열단면을 고려하기 위한 방법으로 콘크리트 탄성계수는 20%, 벽체와 벽체를 연결하는 연결보(link beam)의 강성은 50%를 감소한 상태로 모델링하여 횡변위에 대하여 최대한 안전측으로 검토하였다.

4.2 전단변형을 고려한 모델링

본 구조는 전단벽구조(shear wall system)로 변형형태가 라멘구조의 전단변형(shear deformation)과는 다른 휨변형(flexural deformation)의 형태이므로 모델링은 전단벽체가 지하 최하층 바닥에 고정된 것으로 하였으며, 지하의 각층에는 다이어프램작용(diaphragm action)을 하므로 스프링을 설치하여 지상1층 바닥에서의 변형은 없는 것으로 하였다.

4.3 가상기둥 설치

변위를 검토하기 위하여 평면상의 각 모서리에는 가상의 기둥(artificial column)을 설치하여 가장 불리한 상태에서의 변위를 검토하여 구조물 설계에 반영하였다.

4.4 철골구조의 강접합

균열단면을 고려한 순수 전단벽구조의 횡변위가 제한치를 초과하는 것으로 나타나, 설계초기 단계에서 연직하중만을 받도록 계획된 철골구조 외주부에 설치된 기둥(steel column)과 보(perimeter beam)를 강접합하여 철골골조에서도 다소의 횡력을 부담하도록 한다. 이때, 철골골조의 강접합은 전단벽 구조시스템에서 횡변위가 제한범위를 초과하는 약축방향(Y-방향)에 대하여 실시하였다.

5. 구조검토

초고층 건물인 경우에는 연직하중보다는 바람,

지진 등 횡하중이 건물의 거동을 지배하므로 건물의 횡변위(lateral drift), 비틀림효과(torsional effect), 안정성(stability), 사용성(serviceability) 및 진동현상에 대한 분석과 제어방법들이 설계시에 취급되어야 할 중요한 사항들이다. 또한, 구조물의 고층화로 인한 자중의 증가는 기둥 및 벽과 같은 수직부재의 변위(shortening)를 유발시키므로 이에 대한 보정이 요구된다.

5.1 횡변위 검토

고층건물의 구조설계에서 경제성과 함께 사용성의 확보가 중요한 요소인데, 1차적으로 횡변위(drift) 및 층간변위(drift ratio)의 제어가 필요하다. 횡변위를 제어하기 위해서는 구조재료의 강도(strength) 보다는 구조체의 강성(stiffness)에 대한 고려가 중요하다. 따라서, 건물의 형태와 공간 구성에 알맞는 횡력지지 시스템을 적용함으로써 구조설계 초기단계부터 횡변위를 제어할 수 있는 구조체의 강성확보가 필요하다.

풍하중 및 지진하중에 대한 횡변위는 아래의 표 3과 같은 제한조건에 만족하도록 설계하였다.

표 3 횡변위 제한

풍하중에 의한 제한	전체변위	< H/500
	층간변위	< h/300 or 최대 10mm
지진하중에 의한 제한	전체변위	< H/400
	층간변위	< h/400 or 최대 10mm

일반적으로, 고층건물에 대한 전체변위는 H/400~H/600 정도로 제한하고 있으며, 주요한 건물에 대한 전체변위는 표 4와 같다.

본 건물에서 횡변위에 대한 검토는 철근콘크리트 구조물 시공시, 흔히 발생하는 균열 및 벽체의 설비 opening 등을 고려하여 콘크리트 탄성계수를 20%, 벽체와 벽체를 연결하는 연결보(link beam)의 강성을 50% 감소한 상태로 검토하였다.

또한, 탄성계수 및 연결보의 강성을 감소한 상태의 전체변위와 감소하지 않은 상태의 전체변위를 비교 검토하였다.

표 4 전단벽구조에 대한 주요 건물의 횡변위

건물명	위 치	용 도	높이(m)	전체변위
Metropolitan Tower	N.Y. U.S.A.	Office Residential	68층, H=218m	H/500
181 West Madison Street	Chicago U.S.A.	Office	50층, H=207m	H/500
77 West Wacker Drive	Chicago U.S.A.	Office	50층, H=204m	H/500
Twin 21	Osaka Japan	Office Shop	38층, H=157m	H/400 (400mm)
Embassy Suites Hotel	N.Y. U.S.A.	Hotel	46층, H=146m	H/450
Hotel de las Artes	Barcelona Spain	Hotel	43층, H=137m	H/500

표 5 전체변위 비교

하중	변위	단면	비율
		전체	단면
풍하중 (정적하중)	전체 변위 (Δ)	균열 단면	$\Delta = \frac{32.87}{15220} = \frac{H}{463}$
		전체 단면	$\Delta = \frac{26.11}{15220} = \frac{H}{583}$
	층간 변위 (δ)	균열 단면	$\delta = 0.00262(320) = 0.84 \text{ cm}$
		전체 단면	$\delta = 0.00209(320) = 0.67 \text{ cm}$
지진하중 (동적하중)	전체 변위 (Δ)	균열 단면	$\Delta = \frac{21.01(1.85)(1.1)}{15220} = \frac{H}{356}$
		전체 단면	$\Delta = \frac{16.7(1.85)(1.1)}{15220} = \frac{H}{448}$
	층간 변위 (δ)	균열 단면	$\delta = 0.00350(320) = 1.12 \text{ cm}$
		전체 단면	$\delta = 0.002800(320) = 0.90 \text{ cm}$

5.2 밀면전단력 검토

표 6에 나타난 밀면전단력 비교에서 전단벽(shear wall)의 분담비율이 Y-방향에서 최소 80% 이상으로 나타나, 모멘트 연성골조(steel rigid frame)의 분담비율이 상대적으로 25% 이하이므로 이중골조방식(dual system)이 아닌 전단벽구조(shear wall system)로 보는 것이 타당하다.

표 6 밀면전단력 분담율

방향	하중조건	Shear Wall	St'l Rigid Frame
X	정적하중	$\frac{1011}{1142} \times 100 = 89\%$	$\frac{131}{1142} \times 100 = 11\%$
	동적하중	$\frac{624}{698} \times 100 = 89\%$	$\frac{74}{698} \times 100 = 11\%$
Y	정적하중	$\frac{837}{1048} \times 100 = 80\%$	$\frac{210}{1048} \times 100 = 20\%$
	동적하중	$\frac{578}{705} \times 100 = 82\%$	$\frac{131}{705} \times 100 = 18\%$

5.3 진동검토

미국의 AISC 설계기준 연구결과에 의한 진동 장애를 검토한다. 진동 검토는 아래와 같은 근거를 토대로 검토하였으며, 만약 D가 최소허용치를 초과한다면 사람들의 일반적인 행동에 의한 바닥 시스템의 거동은 다른 거주자들에게 불쾌감을 유발하지 않을 것이다.

$$D > 35 A_0 f + 2.5$$

D : Damping in % of critical

A₀ : max. initial amplitude of floor system due to heel-drop excitation(in)

f : first natural frequency of the floor system

5.3.1 1st Frequency Call

(1) Beam

$$f = K \left[g \frac{EI_t}{WL^3} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$K=1.57$$

$$g=32.2 \times 12=386.4 \text{in/s}^2 (981.5 \text{cm/s}^2)$$

$$E=29 \times 10^6 \text{psi} (2.039 \times 10^6 \text{kg/cm}^2)$$

$$I_t=870 \text{in}^4 (36212.1 \text{cm}^4 : \text{composite beam})$$

$$L=8.4 \times 3.28 \times 12=330.6 \text{ in} (840 \text{cm})$$

$$W=\text{Slab} : 290$$

$$\text{Ceil \& Mech} : 50$$

$$\text{Heating pad} : 142$$

$$\text{Partition} : 50$$

$$\text{Live Load} : 50$$

$$\text{Total Wt}=(582 \times 2.8+41) \times 8.4=14033 \text{kg} \\ (30872 \text{lbs})$$

여기서, Partition 하중은 설계하중의 50%를 사용하였고, 적재하중은 진동에 대하여 안전측으로 검토하기 위하여 설계하중의 25%를 사용하였다.

$$f_b = 1.57 \left[\frac{386.4 \times 29 \times 10^6 \times 870}{30872 \times 330.6^3} \right]^{\frac{1}{2}} = 4.64 \text{Hz}$$

(2) Girder

$$K=1.57$$

$$g=386.4 \text{in/s}^2$$

$$E=29 \times 10^6 \text{psi}$$

$$I_t=2360 \text{in}^4 (98230.6 \text{cm}^4 : \text{composite beam})$$

$$L=330.6-7.9=322.7 \text{in} (820 \text{cm} : \text{clear})$$

$$W=2 \times 30872=61744 \text{lbs} (28006.6 \text{kg})$$

$$f_g = 1.57 \left[\frac{386.4 \times 29 \times 10^6 \times 2360}{61744 \times 322.7^3} \right]^{\frac{1}{2}} = 5.60 \text{Hz}$$

(3) System

$$\frac{1}{f_s^2} = \frac{1}{f_b^2} + \frac{1}{f_g^2}$$

$$= \frac{1}{4.64^2} + \frac{1}{5.60^2} = 0.0783$$

$$f_s = 3.57 \text{Hz}$$

5.3.2 Amplitude & Damping

(1) Beam

$$(DLF)_{\text{max}} = 0.676$$

$$A_{0t} = (DLF)_{\text{max}} \cdot \frac{600L^3}{48EI_t} \\ = \frac{0.676 \times 600 \times 330.6^3}{48 \times 29 \times 10^6 \times 870} = 0.0121 \text{ in} (0.0307 \text{cm})$$

$$N_{\text{eff}} = 2.97 - \frac{S}{17.3d_e} + \frac{L^4}{1.35EI_e} \\ = 2.97 - \frac{110}{17.3 \times 4.72} + \frac{330.6^4}{1.35 \times 29 \times 10^6 \times 870} \\ = 2.97 - 1.35 + 0.35 = 1.97$$

$$A_{0b} = \frac{A_{0t}}{N_{\text{eff}}} = \frac{0.0121}{1.97} = 0.0061 \text{ in} (0.0155 \text{cm})$$

Required damping

$$: 35 \times 0.0061 \times 4.64 + 2.5 = 3.5\%$$

(2) Girder

$$(DLF)_{max} = 0.7937$$

$$A_{ot} = \frac{0.7937 \times 322.7^3 \times 600}{48 \times 29 \times 10^6 \times 2360} = 0.049 \text{ in} (0.0124 \text{ cm})$$

$N_{eff} = 1.0$ (for girder)

$$A_{og} = 0.0049 \text{ in} (0.0124 \text{ cm})$$

Required damping

$$: 35 \times 0.0049 \times 5.6 + 2.5 = 3.46\%$$

(3) System

$$A_{os} = \frac{A_{ob} + A_{og}}{2} = 0.0061 + \frac{0.0049}{2} = 0.0086 \text{ in} (0.0218 \text{ cm})$$

Required damping

$$: 35 \times 0.0086 \times 3.57 + 2.5 = 3.57\%$$

5.3.3 진동검토 결과

표 7 진동검토 결과

Section	f	D required
Beam	4.63Hz	3.5%
Girder	5.60Hz	3.5%
System	3.57Hz	3.6%

기존의 연구보고서를 참고하면, 천정과 최소의 설비덕트 등이 매달린 초경량 오피스 빌딩 바닥 시스템은 3~3.5%의 critical damping을 보이고 있음을 알 수 있다.

추가적인 damping은 heating pad, access floor, partitions, 가구, 장비 등에 의해 제공된다. 이러한 요인들은 damping을 1% 또는 적어도 그 이상 증가시킬 것이며, 대부분의 오피스 건물의 경우는 spandrel girder에 curtain wall이 부착되어 있기 때문에, 상기의 D required 이상의 critical damping을 갖게 된다.

따라서, 바닥구조의 진동으로 인한 사용상의 문제점은 없을 것으로 판단된다.

5.4 축소량 검토

5.4.1 철골기둥과 전단벽과의 관계

철골기둥의 층당 평균 탄성수축량은 1.64mm이고, 건조수축과 크리프를 고려한 전단벽의 층당 평균 수축량은 0.88mm로 산정되었다. 즉, 철골기둥과 전단벽의 수축량 차이는 층당 평균 0.76mm이다. 이 값을 철골기둥과 전단벽의 스패(span)으로 나누면, $\frac{0.76}{5600} = \frac{1}{7300}$ 로서 전단벽체 선시공에 따른 문제는 없을 것으로 판단된다.

전단벽의 축소량(shortening)이 철골기둥의 축소량에 비하여 상대적으로 적기 때문에 시공단계에서 콘크리트 전단벽에 발생할 수 있는 크리프 및 건조수축의 영향에 대하여는 표 8 및 그림 4와 같이 전단벽을 이론적인 바닥높이 보다 약간 높게 시공하여 전단벽과 철골기둥의 수축량 차이에서 발생하는 문제점을 최소화시킨다.

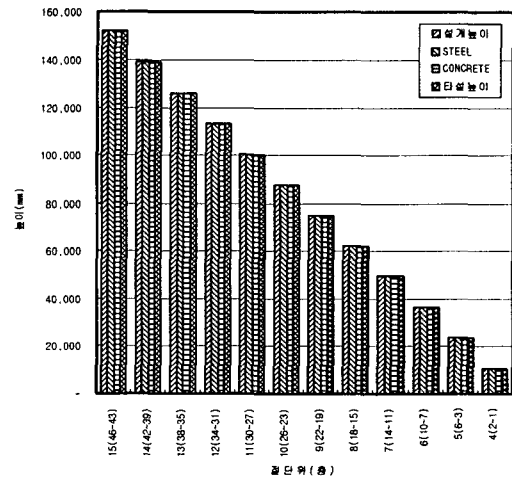


그림 4 벽체의 콘크리트 타설높이

5.4.2 인접 철골기둥간 탄성수축량 차이

인접 철골기둥간의 탄성수축량 차이는 허용치 $\frac{L(\text{span})}{1000} + 3 \text{ mm}$ (절대치 10mm)로 제한하였을 경우, 허용치 이내이므로 문제가 없을 것으로 판단된다.

5.4.3 철골기둥과 커튼월과의 관계

철골기둥의 층당 평균 탄성수축량은 1.64mm이다. 이 값은 커튼월(curtain wall) 골조의 층간 이음부(joint, 줄눈)가 20mm정도임을 감안하면, 층간 이음부에서 충분히 흡수할 수 있을 것으로 판단된다.

표 8 벽체의 콘크리트 타설높이

절	높이 (m)	설계높이 (mm)	기둥의 평균 축소량(mm)		기둥의 축소량을 고려한 높이(mm)	벽체의 평균 축소량(mm)		벽체의 축소량을 고려한 높이(mm)	콘크리트 벽체의 타설높이(mm)
			절당	소계		절당	소계		
15(46~43)	13.40	152,200	1.42	63.11	152,137	1.19	39.29	152,161	152,138
14(42~39)	12.80	138,800	2.87	61.69	138,738	1.73	38.10	138,762	138,740
13(38~35)	12.80	126,000	3.88	58.82	125,941	2.21	36.37	125,964	125,943
12(34~31)	12.80	113,200	4.57	54.94	113,145	2.66	34.16	113,166	113,148
11(30~27)	12.80	100,400	5.89	50.37	100,350	3.22	31.50	100,369	100,353
10(26~23)	12.80	87,600	6.10	44.49	87,556	3.19	28.28	87,572	87,559
9(22~19)	12.80	74,800	6.63	38.39	74,762	3.31	25.09	74,775	74,765
8(18~15)	12.80	62,000	6.17	31.76	61,968	3.58	21.78	61,978	61,972
7(14~11)	12.80	49,200	6.81	25.59	49,174	4.06	18.20	49,182	49,178
6(10~7)	12.80	36,400	6.79	18.78	36,381	4.54	14.14	36,386	36,386
5(6~3)	12.80	23,600	6.86	11.99	23,588	5.02	9.60	23,590	23,593
4(2~1)	10.80	10,800	5.13	5.13	10,795	4.58	4.58	10,795	10,799

따라서, 이러한 철골기둥의 탄성수축량 값을 커튼월 시공시, 커튼월 골조의 층간 이음부에서 충분히 흡수할 수 있도록 커튼월 설계단계에서 고려하였다.

6. 맺은말

고층 건축물의 구조설계는 공학적인 측면에서의 정확한 해석과 실험을 통한 최적의 구조설계를 수행하여 거주자에게 안전성 및 쾌적성을 제공하여야 할 것이다.

구조물이 고층화됨에 따라 풍하중의 영향은 더욱 중요한 의미를 가질 것이며, 본 건물의 구조 검토에서는 다루지 못했지만 앞으로의 고층건물 구조설계에서는 풍진동의 영향도 충분히 검토되어야 할 것으로 생각된다.

참고 문헌

1. 대한건축학회, 철근콘크리트 구조계산기준 및 해설 및 예제집, 1995
2. 대한건축학회, 강구조 계산기준 및 해설, 1983
3. 대한건축학회, 내진설계 지침서 작성에 관한 연구, 1987

5. 김두호, 철골철근콘크리트 구조계산기준.동해설, 탐구문화사, 1990
6. 탐구문화사, 복합구조의 설계, 1995
7. ACI Committe 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-95) and Commentary(ACI 318R-95)", ACI, 1995.
8. AISC, "Allowable Stress Design Specification for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction, 1989
9. ASCE, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", 1990
10. Bungle S. Taranath, *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*, McGraw-Hill Book Company, 1988
11. Bryan Stafford Smith and Alex Coull, *Tall Building Structures : Analysis and Design*, John Wiley & Sons Inc., 1991
12. Gajanan M. Sabins, *Handbook of Composite Construction Engineering*, Van Nostrand Reinhold Company, 1979, pp.211~229
13. T. M. Murray, "Building Floor Vibrations", *AISC Engineering Journal*, Third Quarter, 1991, pp.102~109