特集

高さへの挑戦

300m建物の耐風設計—あべのハルカス—

Wind Resistant Design of 300 meter Building - ABENO HARUKAS -

九嶋 壮一郎^{*1}

平川恭章^{*1}

大竹和夫^{*2}

Soichiro KUSHIMA, Kiyooki HIRAKAWA, Kazuo OHTAKE

1. はじめに

建物高さ 300m と超高層ビルとして日本一の高さとなる「あべのハルカス」では地震・強風時の安全性を確保するためにさまざまな取り組みを実施している。本報告では、主に強風時の安全性・居住性に関する新技術の適用や検証・設計方法を中心に述べる。

2. 建物概要

本建物は、大阪市阿倍野区の近鉄南大阪線のターミナル駅である阿部野橋駅西側に位置する近鉄百貨店（旧館）の建替え（以下、タワー館と呼ぶ）であり、駅上部の既存の百貨店である本館の改修とともに計画されている。表1に建物概要、図1に東西断面図、図2に北西からの外観写真を示す。

表1 建物概要

所在地	大阪市阿倍野区阿倍野筋1丁目
事業主	近畿日本鉄道株式会社
構造	S, SRC
階数	地上60階、地下5階（タワー館部分）
建築面積	約6,100m ² （タワー館部分）
延床面積	約212,000m ² （タワー館部分）
高さ	地上300m

タワー館は、地上60階、地下5階、塔屋1階であり、それぞれ高さ約100mの低層・中層・高層の3つのブロックから構成されている。低層部には百貨店、中層部には美術館およびオフィス、高層部にはホテルおよび展望台がそれぞれ配置されている。

各ブロックは上層部ほどセットバックし、各ブロックの境界部は階高10m前後のトラス階としている。トラス階は主に設備機械室として利用している。

図1 東西断面図

図2 北西からの外観写真

*1 株式会社竹中工務店 設計部構造部門
Structural Engineering Section, Building Design Department, Takenaka Corporation

*2 株式会社竹中工務店 技術研究所
Research & Development Institute, Takenaka Corporation

3. 構造計画概要・耐震設計

本建物は通常の高層建物で設定される耐力関係のクライテリアを1ランク向上させることを設計方針としている。表2に設計クライテリア(地震動)を示す。各部材はレベル2までは塑性化を許容せず、余裕度検討用レベルでは梁・ブレースのみ塑性化を許容している。建物の曲げ・回転を含めた層間変形角は、レベル2に対して 10×10^{-3} 以下、余裕度検討用レベル地震動に対して $13.5 \times 10^{-3} (\approx 1/75)$ 以下としている。

構造概念図を図3に示す。中・低層階の柱には超高強度コンクリートと鋼材を組み合わせた国内最高級のCFT柱を採用し、基礎構造にはパイルド・ラフト基礎を採用している。低層・中層・高層境界部と高層部直上にはトラス階を設けている。さらに中層オフィス部分にアウトリガーブレースを配置し曲げ戻し効果を期待している。

低層部には粘性系オイルダンパーと履歴系回転摩擦ダンパーを配置し、中層部は波型鋼板耐震壁(東西方向)と耐震ブレース(南北方向)を配置している。高層部は東西方向をラーメン架構とし、南北方向はホテル客室戸境壁内に耐震ブレースを設け、吹抜部に心棒ダンパーを配置している。ハットトラス階には居住性改善のためにマスダンパー(ATMD)を配置している。

耐震設計に用いる入力地震動は3種類に分類される。第一は、平成12年建設省告示1461号に規定される地震動である(以下告示波)。告示波は「稀に発生する地震動」(レベル1)と「極めて稀に発生する地震動」(レベル2)について3種類作成する。さらに従来用いてきたElcentro 1940 NS等の3波(以下標準波)を最大速度振幅25cm/s(レベル1)、50cm/s(レベル2)とし採用する。

第二は、余裕度検討用の地震動としてレベル2告示波の基盤波を1.5倍し3波作成する。

第三は、地域性を考慮した地震波である。南海トラフの海溝型地震のうち、南海地震単独発生時および南海地震と東南海地震の連動発生時の模擬地震動を作成

図3 構造計画(南北方向)

する¹⁾²⁾。さらに、上町断層帯について大振幅の地震波が入射するようアスペリティを設定したケース1と長周期成分が生成されるように南北に細長くアスペリティを設定したケース2の模擬地震動を作成する²⁾。

図4に地震動の速度応答スペクトルと建物の南北方向固有周期を示す。様々な特性を有する地震動について設計クライテリアを満足することを確認している。

図4 速度応答スペクトル(減衰定数h=0.05)

表2 設計クライテリア(地震動)

		レベル1	レベル2	余裕度検討用レベル
地震動の概要		・稀に発生する地震動 ・再現期間約50年	・極めて稀に発生する地震動 ・再現期間約500年	・告示レベル2×1.5倍
目標とする建物性能		実用性(継続使用可能)	健全性(補修可能)	修復性(補修可能)
上部構造	層間変形角	$5.00 \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$10.00 \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$13.50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$
	層の塑性率	短期許容応力度以下	1.0以下	2.0以下
基礎構造	地下架構・基礎	短期許容応力度以下	終局強度未達	地下架構は部材塑性率<4.0 基礎・杭は終局強度以下
	杭の支持力	短期許容支持力以下	短期許容支持力以下	極限支持力以下

4. 耐風設計

4. 1 設計クライテリア

耐風設計の検討項目およびクライテリアを表3に示す。再現期間 500 年の風をレベル 2 とし、レベル 2 での部材塑性化を許容しない方針としている。

4. 2 耐風計画

塔状の形状を有する超高層建物では固有周期が長くなるに伴い風直交方向の荷重が大きく増加し、設計上も支配的となる場合がある。本建物では建物全体計画から部材計画の範囲まで以下の3つの取り組みを行っている。

1) 風の影響を低減する「かたち」

風直交方向およびねじれ方向の変動風力は建物形状に大きく依存している³⁾⁴⁾。本建物では南北方向へ建物形状をセットバックさせることにより高さ方向に発生するカルマン渦の周期を変化させ、一般的な四角形(Square)形状を採用した場合に比べ風直交方向の変動風力を抑制している。図5に建物形状による風荷重の比較例を示す。

低中高層各ブロックの建物用途・外観デザインと融合

した「かたち」の実現が耐風計画の要となっている。

2) 水平・ねじれ剛性を高めた「架構」

風外力やねじれモーメントに対して建物の変形を抑制するために、アウトリガートラスの配置と建物外周部へのせん断間柱の配置を行い強固な架構を形成している。表4に建物固有周期、図6に架構パースを示す。強固な架構は建物固有周期を短くしており、風荷重の低減に寄与している。また、ねじれ剛性の確保により建物並進周期とねじれ周期が近接せず、二つの振動の連成を生じにくくしている。

3) 各部の付加減衰を確保するための「機構」

安全性確保や後述する空力不安定振動の発生抑制ならびに居住性確保のためには減衰性能の向上が重要となる。

本建物では図6に示すように低・中・高層各ブロックにバランス良く制振部材・機構を配置し建物減衰性能を確保している。また、頂部ハットトラスには強風時の居住性を確保するために AMD/ATMD を設置している。

表3 検討項目と設計クライテリア (風)

検討項目	設計風速 ^{*1}	風荷重の算定方法		クライテリア
		平均荷重	変動荷重	
安全	Vo=34m/sec. (レベル1 再現期間50年) Voの1.25倍 (レベル2 再現期間500年)	風洞実験 (風圧測定)	スペクトルモーダル法 荷重組合は指針 ¹⁾ 準拠	レベル1 短期許容応力度以下 層間変形角 5.00×10^{-3} rad. 以下 レベル2 塑性ヒンジを形成しない (終局耐力以下) 層間変形角 10.0×10^{-3} rad. 以下
	空力不安定振動	Voの1.5倍	—	多質点空力振動実験
	外装材用	Voの1.1倍	風洞実験 (風圧)	—
安心	居住性検討	Voの0.5倍 (再現期間1年)	風洞実験 (風圧)	スペクトルモーダル法 風向頻度考慮
				H-30を満足

*1:地上10mでの10分間平均風速

表4 Y 方向建物固有周期 (sec.)

	1次	2次	3次
X	5.6	2.3	1.4
Y	5.8	2.4	1.3
ねじれ	3.9	1.8	1.3

図5 「かたち」と風荷重の関係の比較

(参考文献3) を基に構成したイメージ図

図6 「架構」と各部「機構」

4. 3 風洞実験概要

4. 1 で示す様々な耐風設計用の風荷重を求めるために風洞実験を行った。図7に示す実験模型の縮尺は1/500、模型化範囲は半径 700m であり、圧力測定点は合計 624 点である。平面形状、風向の定義を図8に示す。

風洞気流は、荷重指針⁵⁾の地表面粗度区分Ⅲの気流を採用した。基準高さ(地上 300m, 模型上 616mm)での平均風速は 11.8m/s, 乱れの強さは 10%程度である。平均風速と乱れの強さの鉛直方向分布を図9に示す。実験風向はオフィス階の北壁面に正対する風向を 0° とし、時計回りに 5° 間隔で 72 風向とした。風圧の計測には多点同時風圧測定システムを使用した。収録された外圧データはチューブ系の周波数応答特性に基づき補正した。

4. 4 風荷重の算定

変動荷重算定のために応答解析を行う。応答解析における 1 次の一般化風力係数の時刻歴データは層風力係数の時刻歴データと各方向 1 次の振動モードを用い算定する。層風力係数は建物頂部での速度圧 q_H , ホテル階長辺 D (振れは D^2) で無次元化している。1 次の一般化変動風力係数と風向角の関係を図10に示す。

図より、一般化変動風力係数は Y 方向は建物に正対する風向で、振れは長辺に並行となる風向で大きくなっておりともに風向 270° で最大となっている。風向 180°, 270° での 1 次の一般化変動風力のパワースペクトル密度

図7 風洞実験模型 (縮尺 1/500)

図8 平面形状および風向の定義

図9 風洞気流

図10 一般化変動風力係数と風向角の関係

図11 一般化変動風力係数のパワースペクトル密度

を図11に示す。図の横軸は D ($=69.5\text{m}$), での建物頂部での風速 U_H で無次元化した振動数を示している。図中の破線は各方向の 1 次固有振動数 f_0 , レベル 2 の建物頂部での設計風速 $U_{HL2}(=66.6 \text{ m/s})$ から算出される無次元振動数を表している。図より、風直交方向 (風向 270° の Y 方向) のパワースペクトル密度において、なだらかなピークが確認できるが、ピークとなる無次元振動数は $f_0 D/U_{HL2}$ よりも小さい 0.1 程度であることがわかる。

レベル 2 風時の層せん断力は当該階以上の平均層風力の総和である平均風荷重と 1 次の固有振動によって生じる慣性力に相当する変動風荷重を足し合わせて算出した。ここでの慣性力は、スペクトルモーダル法によって算出される変動変位の標準偏差に、 $(2\pi f_0)^2$ およびピークファクタを乗じて算出している。X 方向および Y 方向のベースシアと風向角の関係を図12に示す。図より、Y 方向のベースシアは、建物に正対する風向で大きくなっており、概ね風直交方向となる風向 85° で最大となっている。X 方向および Y 方向の最大層せん断力分布を図13に、最大層間変形角分布を図14に示す。風の影響を受けにくい建物形状の採用、強固な架構による固有周期の短縮により風荷重は殆どの階において地震荷重を下回る結果となった。レベル 2 の最大層間変形角は 19 階で約 1/150 であり、設計クライテリアである 1/100 以下となっている。

4. 5 空力不安定振動に対する検討

風圧測定実験から算出された風直交方向のカルマン渦の発生周波数と Y 方向の固有振動数 ($\approx 0.169\text{Hz}$) が一致する風速は 97.9m/s で、再現期間 500 年相当の設計風速 66.6m/s の 1.4 倍以上である。また本建物は、受圧面積が大きい Y 方向が風直交方向となる風向 90° および 270° の場合には高さ方向に見附幅が変化し、空力不安定振動が発生しにくい形態であると考えられる。

しかし、ホテル階の平面形状が扁平でねじれ振動が懸念されることから、図 15 に示す 5 質点立体模型を用いた空力振動実験を行った。図 16 に示すように再現期間 500 年相当のレベル 2 設計風速の 1.2 倍以下で空力不安定振動が発生しないことを確認した。図より、X 方向は解析結果とほぼ一致し、Y 方向は解析結果よりも振動実験結果が小さく、空力正減衰が作用したものと推察される。

4. 6 居住性評価

図 12 ベースシアと風向角の関係 (レベル 2)

図 13 レベル 2 層せん断力分布

図 14 最大層間変形角分布 (レベル 2 風)

図 15 多質点振動模型概要

図 16 頂部平均風速と 57 階加速度関係

本建物では高層部にホテルが計画されており、再現期間1年の応答加速度をH-30クラス⁶⁾に抑え、快適な居住性を確保する必要がある。

建物長辺方向(東西方向)はダンパーがない状態でもH-30クラスを確保することが可能であるが、建物短辺方向(南北方向)とねじれ振動に対しマスダンパーを用いることで居住性を向上させている。居住性能評価指針⁶⁾に基づき、強風時の水平振動に関する居住性能を評価した結果を図17に示す。再現期間1年の最大加速度⁵⁾は、建設地における風向毎の出現頻度、風速分布を考慮して算定している。南北方向・ねじれともに設計クライテリアであるH-30を満足している。

マスダンパーはハットトラス階である56階の東西に1基ずつ設置する。下階に宿泊室を有する西側は振り子形式としている。建物周期が約6秒と長い従来からの振り子を用いた場合、振り子長さは9mに達する。本建物では倒立振り子を組み合わせ形式として、振り子長さを約2.2mとし、非常にコンパクトな機構を実現している。図18にATMD外観を示す。

4. 7 外装材設計用風荷重

外装材設計用風荷重は再現期間200年相当の設計風速に対して算出した。風荷重はセットバック部分が大きく、16階北東部で最大約10,000Paの負圧となり、15mm+19mmのフロートガラスを採用している。

5. まとめ

あべのハルカスでは超高層建物において影響が大きい強風時の安全と安心の確保を目標として、「かたち」・「架構」・「機構」を組み合わせ耐風計画・設計を実施した。

これらの取り組みにより固有周期の短縮、並進・ねじれの固有周期の近接の防止、付加減衰の確保を実現した。

風荷重(骨組用)は概ね地震荷重以下となり、強風時の安全に対する冗長性を確保することが出来た。

謝辞

河井宏允京都大学名誉教授には、耐風設計全般に渡って有益な御助言を頂いた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) Irikura, K., "Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function", Proc. 7th Japan Earthq. Eng. Symp., pp. 151-156, (1986)
- 2) 大阪府, 「大阪府自然災害総合防災対策検討(地震被害想定) 報告書」, (2007.3)
- 3) 田村幸雄, 「風と制振」, 建築技術, pp. 177-180, (1994.7)
- 4) 田村幸雄, 中井政義, 大竹和夫他, 「新しい形態を有する超々高層建築物の耐風設計手法に関する研究」, 国土交通省平成20・21年度建設技術研究開発費補助金総合研究報告書, <<http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/josei/067houkoku.pdf>>, (2012.10.2)
- 5) 日本建築学会, 「建築物荷重指針・同解説」, (2004)
- 6) 日本建築学会, 「建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説」, (2004)