

Super HRC システム-超々高層 R C 住宅の開発

風洞実験に基づくボイド内風環境評価と設計用風荷重の検討



渡壁 守正*1

和泉 信之*2
山本 嘉彦*2

概 要

建築物の高層化に伴い、建築物の構造設計に際して、風に対する様々な検討を行う必要が生じている。本報告は、当計画における A 棟、B 棟の高層建築物の縮尺模型を用いた風洞実験より、ボイド空間内につながる外廊下の風環境評価、構造骨組の設計用風荷重の算定及び強風時における居住性能評価に関する検討を行った。風洞実験に基づく検討により以下の結果を得た。

- (1) A 棟、B 棟ともに、ボイド内の風速は北よりの風に対し高層部ほど大きくなる様な分布を示した。その風測値は基準風速に対して半分程度以下であり、ボイド空間内につながる外廊下への風環境には悪影響しないことが確認できた。
- (2) 風洞実験結果を基に、構造骨組の設計用風荷重の算定した結果は A 棟、B 棟ともに地震荷重の 3 割程度以下であることが確認できた。
- (3) 強風時の水平振動に関する居住性能評価は、居住性能評価指針（日本建築学会，1994）で提案されている性能評価基準を A 棟、B 棟ともに満足していることが確認できた。

DEVELOPMENT OF “*Super HRC SYSTEM*”

INVESTIGATION OF WIND ENVIRONMENT EVALUATION AROUND A VOID

AND DESIGN WIND LOADING BASED ON WIND TUNNEL TESTS

Morimasa WATAKABE*1
Nobuyuki IZUMI*2
Yoshihiko YAMAMOTO*2

The increasing number of high-rise buildings has posed various examinations in the field of wind environment and structural vibration for advanced structural design. Following wind tunnel tests on scale models of both Building-A and Building-B from a latest project, this paper presents the wind environment evaluation of hallways around a void, the estimation of design wind loadings and the evaluation of strong-wind induced vibrations on high-rise structures. Conclusions obtained by the wind tunnel tests are as follows:

- (1) The wind velocity distribution in a void during north wind excitation shows that the velocities increase in the direction of height of both Building-A and Building-B. However, the values of wind velocities are smaller than half the values of standardized wind velocities. It is confirmed that the wind around a void has no bad influence on the wind environment.
- (2) It is confirmed that the wind tunnel test results of both Building-A and Building -B show that the values of design wind loading are approximately thirty percent of the values of design earthquake loading.
- (3) It is confirmed that the roof peak acceleration values of both Building-A and Building-B are much smaller than the values of recommended level suggested by the guideline of A.I.J. for the evaluation of building sway during strong wind excitations.

*1 技術研究所 *2 設計部

*1 Technical Research Inst., *2 Architectural Design Dept.

Super HRCシステム-超々高層RC住宅の開発

風洞実験に基づくボイド内風環境評価と設計用風荷重の検討

渡壁 守正*1

和泉 信之*2

山本 嘉彦*2

1. はじめに

今回の対象建物は、東京都江東区東雲1丁目に予定されている高層建物群の一角に建設される。当計画地は、北側東側、にそれぞれ東雲運河、辰巳運河が近接し、さらに南東には東京湾に向かって開けている地域である。対象建物は、計画地南側に建設予定されているA棟、B棟の高層棟2棟である。A棟は高さ約179m、平面形は約50m×約50m、B棟は高さ約153m、平面形は約50m×約50mの超高層建築物であり、建築物の構造設計に際して、立地条件からして風に対する様々な検討を行う必要が生じている。まず、両棟はボイド空間を有し、そのボイドは北壁面の開口とつながっており、北寄りの風向時にボイド内に上昇気流が発生し、ボイド内にある外廊下への風環境の影響が懸念された。また、2棟とも超高層建築物であり、耐風安全性、使用生に関して検討をする必要があると考えられた。本報告では、当計画建物の縮尺模型を用いた風洞実験より、ボイド空間内につながる外廊下の風環境評価、構造骨組の設計用風荷重の算定及び強風時における居住性能評価に関する検討を行った。



写真-1 実験状況の外観

2. 風洞実験概要

2.1 実験模型

実験は、日本板硝子ディー・アンド・ジー・システム株式会社所有のエッフェル型吹き出し式境界層風洞で実施した¹⁾。使用した風洞は、測定部断面は幅2m、高さ2mの境界層風洞である。実施した実験模型は計画建物の規模、使用風洞の大きさおよび実験内容を勘案して1/550に縮尺したアクリル製であり、内部には圧力伝達用ビニールチューブが内蔵されている。実験模型は、外表面に圧力測定孔が設けてあり、建物壁面に作用する変動圧力を測定することにより、建物全体に作用する空気力、局所的な風圧を算定した。この計画建物模型および周辺建物を直径1800mmの円形の地面上に配置した実験状況の外観を写真1に示す。本実験では、周辺建物等が当該建物に及ぼす影響も考慮するため、模型化再現範囲はA棟とB棟の中間位置を中心とし直径990mの範囲を再現した(図-1参照)。



図-1 模型化再現範囲

$$U_z = U_H \cdot \left(\frac{Z}{H} \right)^\alpha$$

ここで、

U_z : 風洞床面から高さ Z mm の地点の平均風速

U_H : 風洞床面から高さ H mm の地点の平均風速

α : べき指数

本実験では、建設省告示第1454号²⁾に基づき、当計画地が都市計画区域内であること、海岸線(対岸までの距離が1,500m以上のもの)までの距離が500mを超えることから、地表面粗度区分Ⅲと仮定した。これに伴い、本実験での風洞内気流は平均風速の鉛直分布のべき指数(α)を0.20とした。また、風洞内気流の乱れ強さ、建物頂部高さにおける変動風速のパワースペクトルは、日本建築学会編建築物荷重指針・同解説³⁾(以下、荷重指針と呼ぶ)を参考に設定した。その結果を図-2に示す。平均風速、乱れ強さの鉛直分布及び変動風速のパワースペクトルの形状は荷重指針の規定値によく対応とれている。

2.2 風洞内気流

実験時の風洞内気流については、建設計画地周辺の自然風を風洞内に再現するため、ターンテーブル風上側にスパイヤーおよびラフネスブロックを配置することにより、乱流境界層を発生させた。乱流境界層内における平均風速の鉛直分布は次式のべき法則で表現される。

*1 技術研究所

*2 設計部

2.3 設計風速

建設省告示第1454号に従い、当計画建物の設計風速を算出した。設計風速算出の際の設定値を表1に示す。

表-1 設計風速算出用の設定値

粗度区分	Ⅲ (Zb=5m、ZG=450m、α=0.20)
再現期間 (r)	50年、100年、500年
基準風速 (V ₀)	34m/s：東京都江東区
空気密度 (ρ)	1.225kg/m
周辺地形	平坦地

同告示により、計画建物高さ (H) の設計風速 (U_H) は次式から求まる。

$$U_H = V_0 E_H R$$

ここで、E_H：風速の鉛直分布係数 R：再現期間換算係数
風速の鉛直分布係数は周辺地形が平坦地の場合 (Zb<H<ZG)、次式により求まる。

$$E_H = 1.7(H/ZG)^\alpha$$

同告示では設計風速の再現期間は50年相当であり、それ以上の設計風速換算については触れられていない。しかし本件では再現期間=100年および500年の設計風速についても検討する必要があるため、風速の再現期間換算係数 (r：再現期間) を、荷重指針を参考にして次式により求めた。得られた結果を表2に示す。

$$R = \frac{0.54 + 0.1 \ln(r)}{0.54 + 0.1 \ln(50)}$$

表-2 設計風速 (地表面粗度区分Ⅲ)

再現期間	設計風速 U _H
r=50年	47.9 m/s
r=100年	51.3 m/s
r=500年	59.7 m/s

3. ボイド内の気流測定

3.1 風洞内気流

ボイド内風洞模型の外観を写真-2に示す。当該建物で問題となる北寄りの風向では、地表面粗度区分Ⅲを想定して表-3に示すような性状の風を風洞内で再現し、ボイド内の風速を測定した。

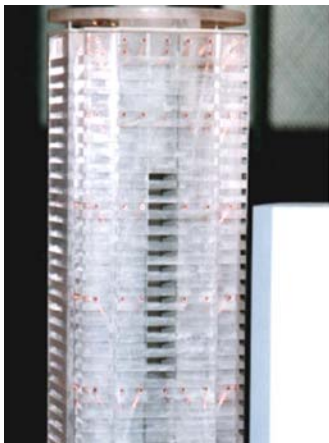
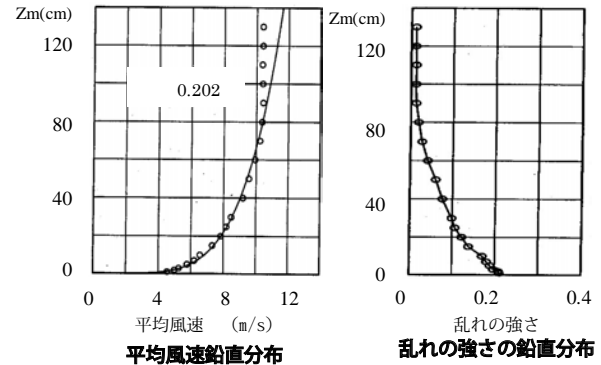
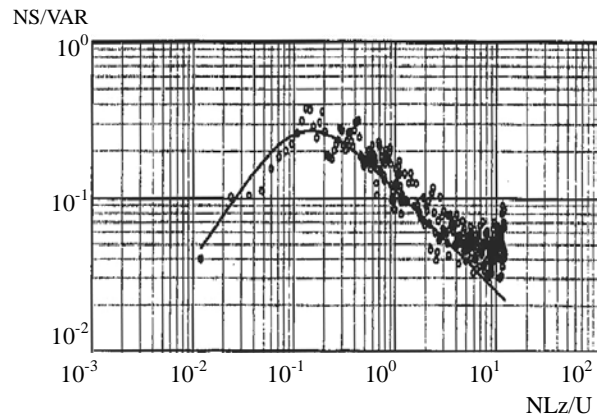


写真-2 風洞模型 (A棟ボイド北側の開口状況)



風洞内気流の鉛直分布 (地表面粗度区分Ⅲ)



風速変動のパワースペクトル密度分布

図-2 風洞内気流

表-3 風洞内気流

平均風速の U _z /U _{zr}	(Z/Z _r) ^{0.2}
乱れの強さの √U ² /U _z	0.20~0.30 (Z=10m) 0.15~0.20 (Z=50m) 0.13~0.17 (Z=100m)
境界層高さ Z _g	450m

U_z : 高さ z における平均風速

U_{zr} : 基準高さ Z_r における平均風速

√U² : 高さ Z における風速変動の標準偏差

風速の測定は、A棟、B棟のボイド内中心の平面位置において表-4に示す測定レベルとし、問題となると予想される北寄りの風と参考としての南よりの風の2風向について実施した。測定には熱線風速計 (カノマックス製、IHW-100) を使い、センサープローブはエンドフロータイプとし、ボイド内風速の鉛直方向を主測定風向となるようにした。

3.2 風速測定結果

測定結果は以下に示す風速比で表現する方法で処理した。

$$R_j = \frac{U_j}{U_{\text{ref}}}$$

R_j : j点における風速比

U_j : j点における平均風速

U_{ref} : 周辺模型上流側の地上 74.6m 相当高さ (気象庁観測高さ) での平均風速 (以後基準風速と呼ぶ)

表 - 4 ボイド内風速測定位置

	測定位置	地上高さ(m)
	54F ボイド中	172.6m 相当
	39F ボイド中	125.5m 相当
	30F ボイド中	96.7m 相当
	16F ボイド中	51.8m 相当
	3F ボイド中	9.6m 相当
B棟	45F ボイド中	143.9m 相当
	31F ボイド中	99.8m 相当
	24F ボイド中	77.4m 相当
	11F ボイド中	35.4m 相当
	3F ボイド中	9.6m 相当

測定結果を表 - 5 に示す。風向 N についての結果は、A 棟、B 棟とも、測定レベルが高くなるに従い風速は増加する傾向が確認できた。この現象は、建物北壁面に当たった風が、開口部からボイド内へ入り、ボイド内を上昇するのが起因すると考えられる。各高さでこのような現象が発生し、ボイド内で上層部になるほど流れが集まることとなり、ボイド内は上層部ほど風速値が大きくなったものと言える。なかでも、B 棟のボイド内風速が A 棟より高めの傾向を示した。この傾向に関しては、A 棟の北側には、近接して別の高層棟があるため直接北壁面に当たる風が弱められているが、B 棟の北側には高層棟はなく、A 棟に比べ北壁面に当たる風が強く吹き付けるためと考えられる。風向 S についての結果は、A 棟、B 棟ともに、ボイド内の風速は弱く、B 棟下層部では風の乱れの影響で高さ方向にほぼ一様な分布になっていることが確認できた。測定結果は、上層部ほど大きくなる傾向はあるが、問題となる北風に対するボイド内の風速は、基準風速に対して半分以下と弱くボイド空間内に連なる外廊下への風環境は悪影響しないことが確認できた。

表 - 5 ボイド内各測定位置における風速比

	測定位置	風速比	
		風向(N)	風向(S)
A棟	54F ボイド中央	0. 5 2	0. 1 9
	39F ボイド中央	0. 3 9	0. 1 8
	30F ボイド中央	0. 2 4	0. 1 5
	16F ボイド中央	0. 1 9	0. 1 5
	3F ボイド中央	0. 0 4	0. 0 7
B棟	45F ボイド中央	0. 5 8	0. 1 8
	31F ボイド中央	0. 5 3	0. 1 6
	24F ボイド中央	0. 1 7	0. 2 2
	11F ボイド中央	0. 1 0	0. 3 0
	3F ボイド中央	0. 0 6	0. 2 9

4 風圧実験

4.1 実験概要

風圧測定点は、建物模型を 10 層に分割し 1 層当たり 30 点弱程度とし、高層部では大きな圧力が生ずる可能性が

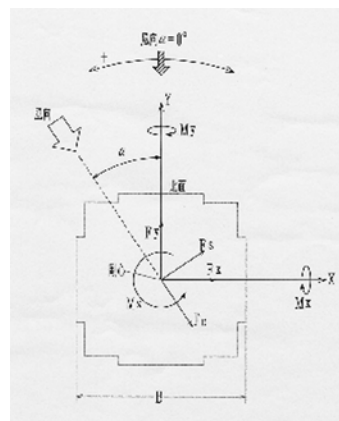


図 - 3 風力係数の定義

高いことから低層部に比べやや密な配置とした。測定点数は A 棟が 313 点、B 棟が 297 点の合計 610 点である。データ処理の方法は、サンプリング周波数 333Hz とし実現象約 10 分間に相当する 8 秒間の 2048 個のデータより平均値、標準偏差、最大値、最小値を求め、さらに 6 回のアンサンブル平均として求めた。このようにして得られた各測定点での風圧力にそれぞれの負担面積を掛けて建物全体で積分し建物全体に作用する風力を求めた。風力係数の定義は図 - 3 に示す。

$$\text{抗力係数 } C_D = \frac{F_D}{q_H B H}$$

$$\text{横力係数 } C_S = \frac{F_S}{q_H B H}$$

$$\text{X 方向風力係数 } C_X = \frac{F_X}{q_H B H}$$

$$\text{Y 方向風力係数 } C_Y = \frac{F_Y}{q_H B H}$$

$$\text{X 軸廻り転倒モーメント係数 } C_{MX} = \frac{M_X}{q_H B H^2}$$

$$\text{Y 軸廻り転倒モーメント係数 } C_{MY} = \frac{M_Y}{q_H B H^2}$$

$$\text{Z 軸廻り振りモーメント係数 } C_{MZ} = \frac{M_Z}{q_H B^2 H}$$

FD : 風方向水平力、FS : 風直角方向水平力、

FX : X 方向水平力、FY : Y 方向水平力

MX : X 軸廻り転倒モーメント、

MY : Y 軸廻り転倒モーメント

MZ : Z 軸廻り振りモーメント

qH : 基準速度圧 (A 棟頂部高さ 175.2m における)

H : 代表見付高さ (A 棟 : 175.2m 相当、B 棟 : 146.5m 相当)

B : 代表見付幅 (A 棟、B 棟とも 49.9m 相当)

4.2 実験結果

A 棟、B 棟の風向角と各風力係数の平均値、標準偏差、最大瞬間値をそれぞれ図 - 4 ~ 図 - 5 に示す。

A 棟においては、図 - 4 より、X 軸方向 (Y 軸廻りの転倒モーメント) の風力係数の最大瞬間値の最大は風向角 -90° 近傍で生じ、Y 方向 (X 軸廻りの転倒モーメント)

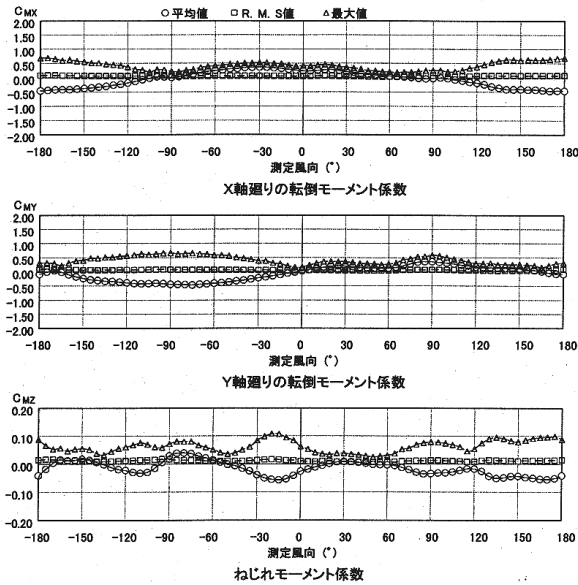


図-4 A棟の風向角と風力係数の関係

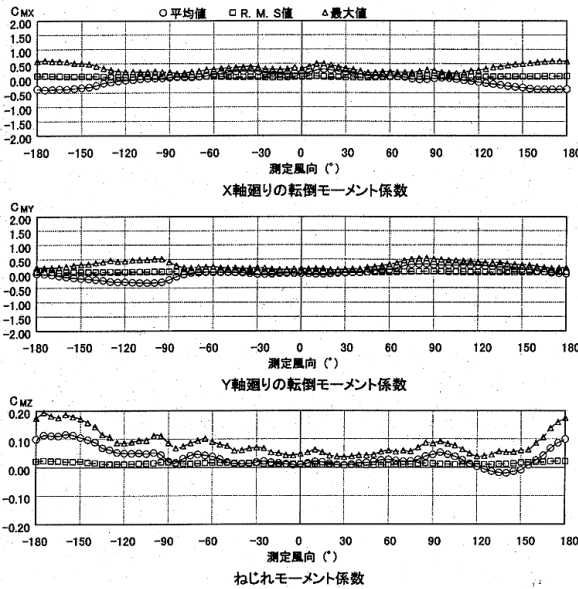


図-5 B棟の風向角と風力係数の関係

の風力係数の最大瞬間値の最大は風向角 -175° 近傍で生じ、振れ方向の風力係数の最大瞬間値の最大は -20° 近傍で生じることが明らかとなった。B棟においては、図-5より、X軸方向(Y軸廻りの転倒モーメント)の風力係数の最大瞬間値の最大は風向角 85° 近傍で生じ、Y軸方向(X軸廻りの転倒モーメント)の風力係数の最大瞬間値の最大は風向角 -175° 近傍で生じ、振れ方向の風力係数の最大瞬間値の最大は -175° 近傍で生じることが明らかとなった。

5. 応答解析

5.1 X、Y方向の応答変位

当該建物の風応答解析はスペクトルモーダル法により、次式によって応答変位を求めた。なお、X方向、Y方向

の変位のモードおよび振れ方向のモードは直線モードと見なせるため、その条件で解析した。

応答変位の平均値： $\bar{X}(Z)$

$$\bar{X}(Z) = \frac{\bar{M}}{(2\pi n_0)^2 M_1 H} \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)$$

ここで \bar{M} : 転倒モーメントの平均値

n_0 : 1次の固有振動数

M_1 : 一般化質量

H : 建物基準高さ

応答変位の変動分の標準偏差： $\sigma_x(Z)$

$$\sigma_x(Z) = \frac{\sigma_M}{(2\pi n_0)^2 M_1 H} \left\{ 1 + \frac{\pi}{4h_1} \frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_M^2} \right\}^{1/2} \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)$$

ここで、 σ_M : 転倒モーメントの標準偏差

h_1 : 1次の減衰定数

$$\frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_M^2} : \text{転倒モーメントのスペクトル係数}$$

応答変位の最大値： X_{\max}

$$X_{\max} = \bar{X} + g \sigma_x$$

ここで g : ピークファクター = $\sqrt{2 \ln 600 n_0 + 1.2}$

5.2 Z軸廻りの応答変位角

応答変位角の平均値： $\bar{\theta}(Z)$

$$\bar{\theta}(Z) = \frac{\bar{M}_z}{(2\pi n_0)^2 I_1} \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)$$

ここで \bar{M}_z : 一般化振りモーメントの平均値

I_1 : 振れ1次振動の一般化慣性モーメント

応答変位角の変動分の標準偏差： $\sigma_\theta(Z)$

$$\sigma_\theta(Z) = \frac{\phi \sigma_{Mz}}{(2\pi n_0)^2 I_1} \left\{ 1 + \frac{\pi}{4h_1} \frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_{Mz}^2} \right\}^{1/2} \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)$$

ここで σ_{Mz} : 振れモーメントの標準偏差

ϕ : モード形の違いによる補正係数

h_1 : 振れ1次振動の減衰定数

$$\frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_{Mz}^2} : \text{振れモーメントのスペクトル係数}$$

応答変位角の最大値： $\theta_{\max}(Z)$

$$\theta_{\max}(Z) = \bar{\theta}(Z) + g \sigma_\theta(Z)$$

5.3 X、Y方向の応答加速度

応答加速度の標準偏差： $\sigma_{\ddot{x}}(Z)$

$$\sigma_{\ddot{x}}(Z) = \frac{\sigma_M}{M_1 \cdot H} \left\{ \frac{\pi}{4h_1} \frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_M^2} \right\}^{1/2} \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)$$

応答加速度の最大値： $\ddot{X}_{\max}(Z)$

$$\ddot{X}_{\max}(Z) = g \sigma_{\ddot{x}}(Z)$$

次に、振れ振動によって生ずる建物端部の応答加速度に対しては以下に示す式により求めた。

応答加速度の標準偏差： $\sigma_{\ddot{x}\theta}(Z)$

$$\sigma_{\ddot{x}\theta}(Z) = \frac{\phi \sigma_{MZ}}{I_1} \left\{ \frac{\pi}{4h_1} \frac{n_0 S(n_0)}{\sigma_{MZ}^2} \right\}^{1/2} \left(\frac{Z}{H} \right) \cdot L$$

ここで L：建物剛心位置から端部までの距離

応答加速度の最大値： $\ddot{X}_{\theta \max}(Z)$

$$\ddot{X}_{\theta \max}(Z) = g_{z\theta} \sigma_{\ddot{x}\theta}(Z)$$

以上より、捩れ振動を考慮した建物端部の応答加速度は、以下の式により求めた。

$$\sigma_{\ddot{x}} > \sigma_{\ddot{x}\theta} \text{ の場合}$$

$$\ddot{X}_{\max}(Z) = g_z \sigma_{\ddot{x}}(Z) + \sigma_{\ddot{x}\theta}(Z)$$

$$\sigma_{\ddot{x}} < \sigma_{\ddot{x}\theta} \text{ の場合}$$

$$\ddot{X}_{\max}(Z) = \sigma_{\ddot{x}}(Z) + g_{z\theta} \sigma_{\ddot{x}\theta}(Z)$$

解析に用いた当該建物の1次の固有振動数 n_0 、一般化質量 M_1 、一般化慣性モーメント I_1 、一般化減衰定数 h_1 を表-6に示す。

表-6 当該建物の諸元

	A棟	B棟
X方向1次固有振動数 n_{X1}	0.300 Hz	0.361 Hz
Y方向1次固有振動数 n_{Y1}	0.303 Hz	0.341 Hz
Z軸廻り振り1次固有振動数 n_{θ}	0.405 Hz	0.458 Hz
一般化質量 M_1	$3.497 \times 10^6 \text{ kg}$	$2.722 \times 10^6 \text{ kg}$
一般化慣性モーメント I_1	$1.619 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$	$1.084 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$
一般化減衰定数 h_1 ($r=1$ 年)	0.015	0.015
一般化減衰定数 h_1 ($r=50, 100, 500$ 年)	0.030	0.030

6. 構造骨組用風荷重の算定と居住性能の評価

6.1 算定方法

高さZでの単位高さ当たりの水平荷重の平均値を以下に示す。

$$\bar{W}(Z) = \bar{C}' q_H B \left(\frac{Z}{H} \right)^\beta$$

なお、上式中の \bar{C}' と β は次式を満足するように決めた。

$$\bar{C}' = \frac{\bar{C} \cdot \bar{C}_M}{\bar{C} - \bar{C}_M} \quad \beta = \frac{2\bar{C}_M - \bar{C}}{\bar{C} - \bar{C}_M}$$

\bar{C} ：風力係数の平均値

\bar{C}_M ：転倒モーメント係数の平均値

一方、Z軸廻りの振りモーメントの鉛直分布は一様分布とすると以下に示した式より求めた。

$$\bar{M}_Z(Z) = \bar{C}'_{MZ} q_H B^2$$

$$\bar{C}' = \bar{C}_{MZ}$$

\bar{C}_{MZ} ：Z軸廻りの振りモーメント係数

水平方向荷重の変動値の鉛直分布 $W(Z)$ は、前章で示した応答変位の標準偏差 $\sigma_x(Z)$ を用いて次式により求めた。

$$W(Z) = m(Z)(2\pi n_0)^2 \sigma_x(Z)$$

$m(Z)$ ：高さ Z_m における単位高さ当たりの質量

振りモーメントについても同様に、前章で示した応答変位角の標準偏差 $\sigma_\theta(Z)$ を用いて次式により求めた。

$$M_Z(Z) = I(Z)(2\pi n_0)^2 \sigma_\theta(Z)$$

$I(Z)$ ：Z軸廻りの慣性モーメント

水平方向荷重および振りモーメントの最大値の鉛直分布は、平均値およびr.m.s.値より、それぞれ下式により算定した。

$$W_{\max}(Z) = \bar{W}(Z) + gW(Z)$$

$$M_{Z\max}(Z) = \bar{M}_Z(Z) + gM_Z(Z)$$

6.2 設計用風荷重の算定結果

A棟についてはZ軸廻り、X方向およびY方向の設計用風荷重が最大となる風向角 -20° 、 -90° および -175° の場合に注目し、再現期間50年、100年および500年に対して求め、B棟についてはA棟と同様、X方向、Y方向およびZ軸廻りの設計用風荷重が最大となる風向角 85° および -175° の場合に注目し、再現期間50年、100年および500年について求めた。A棟で求めた風向角 -175° の場合の設計用風荷重分布の一例を図-6に示す。算定した結果は、A棟、B棟ともに地震荷重の3割程度以下の値であり、耐風安全性を十分に確保できていることを確認した。

6.3 強風時における居住性能評価

当該建物であるA棟、B棟とも高層棟の集合住宅であるため、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⁴⁾(以後、居住性能評価指針と呼ぶ)に基づき、強風時の風揺れに対する居住性能評価を行った。検討方法は、構造骨組の耐風設計と同様、風力を用いてスペクトルモーダル解析による方法とした。

再現期間1年の風速は、居住性能評価指針に示される気象庁(観測高さ74.6m)での記録(15.4m/s)を基に、地表面粗度区分(当該地域はⅢ地域、気象庁地域はⅣ地域とした)の違いおよび基準高さの違いを考慮して、次のように設定した。

$$U_H = 15.4(550/74.6)^{0.27}(175.2/450)^{0.2} = 21.9 \text{ m/s}$$

応答評価位置を図-7に示す。応答評価位置は当該計画建物の最上階とし、A棟、B棟それぞれについて、捩りを考慮したX方向およびY方向の応答最大加速度の最大値を求めた。応答解析は、対象建物がRC造であることを考慮に入れて、減衰定数1.5%を想定して実施した。強風時の水平振動に関する居住性能は、居住性能評価指針で提案さ

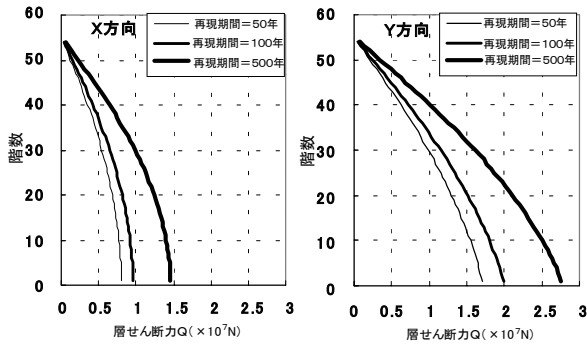
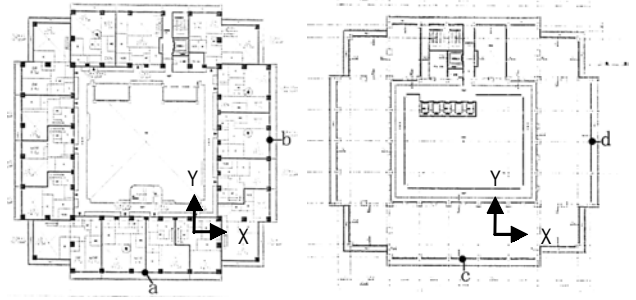
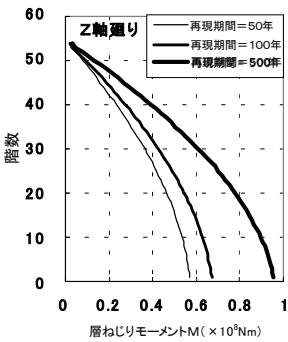
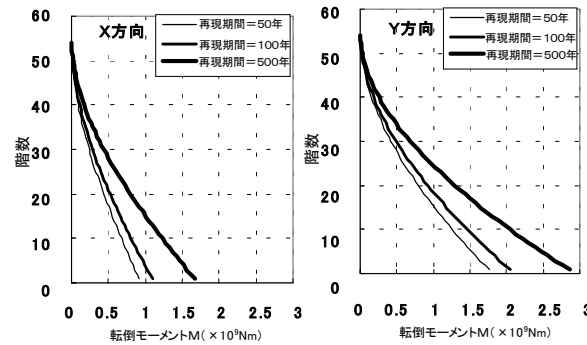
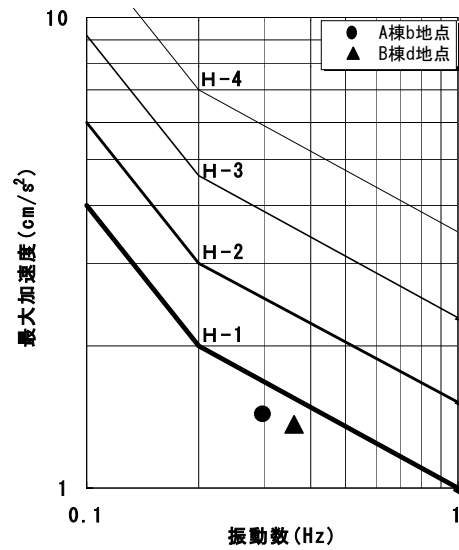


図 6 A 棟 設計用風荷重分布 ($\theta = -175^\circ$, 再現期間=50年、100年、500年)



(a) A 棟評価位置 a,b (b) B 棟評価位置 c,d

図 7 A 棟, B 棟最上階評価位置



水平振動に関する居住性能評価

図 8 A 棟, B 棟の居住性能評価

れている性能評価基準中に図示して評価することとした。A 棟、B 棟それぞれの 1 次固有振動数と再現期間 1 年の建物最上階での応答最大加速度値によって評価した結果の一例を図 8 にそれぞれ示す。水平振動に関する評価の基準は表 7 に示す建築物の用途別性能評価区分に対応して行った。A 棟、B 棟ともに住居用途としての H-1 を満足していることが確認できた。

表 7 建築物の用途別性能評価区分

建築物の用途 \ ランク	ランク	ランク	ランク
住居	H-1	H-2	H-3
事務所	H-2	H-3	H-4

7. まとめ

本報告では、当計画における A 棟、B 棟の高層建築物の縮尺模型を用いた風洞実験より、ポイド空間内につながる外廊下の風環境評価、構造骨組の設計用風荷重の算定及び強風時における居住性能評価に関する検討を行った。風洞実験に基づく検討により以下の結果を得た。

- (1) A 棟、B 棟ともに、ポイド内の風速は北よりの風に対し高層部ほど大きくなる分布を示した。その風速測値は基準風速に対して半分程度以下であり、ポイド空間内につながる外廊下への風環境には悪影響しないことが確認できた。
- (2) 風洞実験結果を基に、構造骨組の設計用風荷重の算定した結果は A 棟、B 棟ともに地震荷重の 3 割程度以下であり耐風安全性が確認できた。
- (3) 強風時の水平振動に関する居住性能評価は、居住性能評価指針で提案されている性能評価基準を A 棟、B 棟ともに満足していることが確認できた。

参考文献

- 1) 日本建築センター評定資料(仮称：東雲プロジェクト補足資料 - 風洞実験報告書 -), 2000 年
- 2) 日本建築学会荷重指針・同解説, 6 章風荷重, 1993 年
- 3) 改正建築基準法の解説, 新日本法規, 2000 年
- 4) 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」1991 年