The Membrane Structures Association of Japan

# 膜構造研究論文集 2017

**Research Report on Membrane Structures 2017** 

- No. 31-

一般社团法人 日本膜構造協会

建築の一分野として確立してきた膜構造は、近年建設数も増し、日本における研究者の数も増しています。これにともない、研究テーマ も多岐に亙るようになり、発表される論文も多分野に亙り、その数も多くなっています。これらの状況より、社団法人日本膜構造協会にお いて、膜構造に関する研究成果の発表の場を設定し、「膜構造研究論文集」として、膜構造研究のためのまとまりある資料として、あるい は設計、建設のための指針として位置付け、年次計画で発行することとしています。

内容は3編に分け、1編では研究論文として査読を行い、質の高いものを選び掲載することとしています。2編では、膜構造に関する査 読は行わない報告、概説を広く扱うことにしています。また3編では、他誌、国際会議等で発表されたその年の膜構造関係の論文のアブス トラクト、または題名を掲載し、研究のための資料とし役立てたいと考えています。このようにして刊行する研究論文集は、広く研究者、 研究団体及び関係各位に積極的に配布し、今後の膜構造の発展に寄与することを目的としています。

# 膜構造研究論文集2017

Research Report on Membrane Structures 2017

# 〔目 次〕

# 第1編 研究論文

1.	大スパン陸屋根構造物の空力安定性に関する一考察		1
		高舘祐貴 (東北大学)	
		植松 康 (東北大学)	
2.	曲面屋根を有する独立上屋の設計用風荷重に関する研究 その1 円弧型屋根の場合		15
		山村 朗丸 (東北大学)	
		植松 康(東北大学)	
		高舘 祐貴 (東北大学)	
3.	曲面屋根を有する独立上屋の設計用風荷重に関する研究 その2 ドーム型屋根の場合		25
		山村 朗丸 (東北大学)	
		植松 康(東北大学)	
		高舘 祐貴 (東北大学)	

[第1編 研究論文]

# 大スパン陸屋根構造物の空力安定性に関する一考察

高舘 祐貴<sup>\*1</sup>植松 康<sup>\*2</sup>

#### 梗 概

大スパン陸屋根構造物の屋根面の空力安定性に着目し、LES(Large Eddy Simulation)を用いた数値流 体解析に基づき屋根面の空力安定性と動的応答の評価を行った。まず、一様流を用いて大スパン建築 物の風圧分布を適切に評価できるメッシュ分割の検討を行った。次に、そのメッシュを用いて一様流並び に一様乱流中の静止屋根に作用する風圧分布や変動風圧のパワースペクトルの特性を明らかにした。ま た、屋根面を逆対称一次モードで強制振動させたとき屋根面に作用する非定常空気力を求め、空力剛性 並びに空力減衰として評価し、その結果に基づき屋根面の空力安定性の評価を行った。

#### 1. 研究の目的

近年,新たな構造材料や工法の開発,解析技術の発展によって従来の大空間構造物より軽量かつ大スパン屋根を有する 建築物の設計・建設が可能となっている。このような大スパン構造物では屋根面に膜材がしばしば使用されるため,軽量 かつ剛性が低くなることから設計時には一般に風荷重が支配 的となる。さらに,このような屋根は風による変形・振動が 生じやすく,フラッターのような空力不安定振動の発生が懸 念されるため,屋根面の空力安定性がしばしば問題となる。

大スパン構造物に風が作用して屋根面が振動すると風によ る直接的な風力だけでなく、構造物の振動に伴って生じる非 定常空気力も作用する。非定常空気力は一般に空力剛性や空 力減衰として評価されるが、これらは構造物を空力的に安定 化させる方向に作用する場合もあれば不安定化させる方向に 作用して空力不安定振動を引き起こす場合もある。

既往の研究<sup>1)-4</sup>では、風洞実験や数値流体解析(CFD: Computational Fluid Dynamics)によって大スパン屋根の空力安 定性に関する検討は多く行われているものの、空力不安定振 動の発生機構については必ずしも明らかになっていない。こ れは、風洞実験では高次モードの振動を発現させることや相 似則を満足させることが困難であり、この困難さが研究例の 少ない原因の一つとなっている。そこで、本研究では近年計 算機の発展に伴って著しい発達を遂げている LES(Large Eddy Simulation)を用いた CFD 解析を用いてこの問題に取り組む。 本研究の最終的な目的は大スパン屋根の空力不安定振動の発 生機構を解明することにあるが、本報ではまず CFD 解析の 利点であるパラメータ設定の容易さを活かして、屋根面に作 用する風圧特性を明らかにする。

大スパン構造物の屋根形状には様々なものがあるが、本報 では、最も基本的な形状である陸屋根を対象として解析を行 う。まず、代表的な形状を有する陸屋根大スパン建築物に対 して解析領域およびメッシュ分割を変化させることで屋根面 に作用する風圧分布の変化を明らかにする。ここでは屋根面 は剛とし、既往の風洞実験データと比較することで CFD 解 析に用いるべき適切なメッシュ分割を定める。次に、そのメ ッシュ分割に基づき一様乱流を用いた解析を行い、乱流中に おける屋根面の風圧分布を明らかにする。さらに、屋根面を 強制的に振動させたときに、屋根面の振動が風圧係数分布に 与える影響やその変動特性を把握する。なお、強制振動を用 いた解析での振動モードは,建物の内部容積変化が小さく, 空力不安定振動が発現しやすいと考えられる逆対称一次モー ドとする。振動に伴う非定常空気力は変位と同位相成分であ る空力剛性係数および速度と同位相成分である空力減衰係数 として評価される。さらに、これらを考慮した動的応答倍率 を計算することで屋根の空力安定性や動的応答特性について 考察を行う。なお、CFD解析は3次元空間での解析とするが、 風圧分布や非定常空気力の評価には対象とする建築物の中心 線上の2次元的な風圧係数分布や応答とする。

#### 2. 解析概要

#### 2.1. 解析モデル

解析モデルは最も基本的な形状であり、振動性状が比較的 単純である陸屋根建築物を対象とする。陸屋根建築物に関し ては、既往の研究<sup>2</sup>によって空力安定性に関する実験的研究 が行われており、本研究で扱う CFD 解析の妥当性の検討が

<sup>\*1····</sup>東北大学大学院工学研究科 大学院生 日本学術振興会特別研究員 DC \*2···東北大学大学院工学研究科 教授



#### 図1 解析対象のモデル

可能である。図1に解析対象とする建築物とそのパラメータ を示す。本研究では、風方向のスパンを L、風直交方向の幅 を B、高さを H とし、実スケールで L<sub>fullscale</sub>=120 m、H<sub>fullscale</sub>= 20 m とする。CFD 解析は 3 次元的な解析とするが、屋根面に 作用する風荷重や空力安定性は建築物の中心線上の 2 次元的 な流れ場に対して評価を行う。そのため、風直交方向の幅 B は解析モデルと解析領域で同一の幅とし、この幅は解析領域 の大きさによって変化する。

#### 2.2. 乱流解析手法

CFD 解析での計算コードには ANSYS Fluent (ver. 17.2)を用 いる。支配方程式は式(1), (2)に示される連続式と 3 次元の Navier-Stokes 方程式である。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i u_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \nu \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right)$$
(2)

ここで、 $i=1\sim3$ ,  $j=1\sim3$ を表し、 $x_i$ は空間座標の3成分、 $u_i$ は風速の $x_i$ 成分、pは圧力を表す。乱流モデルは LES とし、 サブグリッドスケール(SGS)モデルには WALE モデル( $C_W$ = 0.325)を用いる。空間項の離散化は2次精度中心差分を用い、 時間項の離散化には2次精度陰解法を用いる。

図2に計算領域とメッシュ分割を示す。解析は風洞実験を 模擬した縮小モデルでの解析であり、その幾何学的縮尺率は



(b) 模型近傍のメッシュ分割図2 計算領域とメッシュ分割

1/400 と仮定する。このとき、モデルの風方向のスパン L は 0.3 m,高さ H は 0.05 m となる。また、解析領域の風方向の 長さは 2.8m,高さは 1.0 m である。解析モデルは解析領域の 左右の壁面に接するように配置し、左右の壁面の影響を小さ くするために風直交方向には周期境界条件を用いる。解析時 間は実スケール 10 分相当の 6 秒、時間刻み 4t は 0.0002 秒で ある。

#### 3. 非振動時の LES 解析

#### 3.1. 解析領域とメッシュ分割

本研究では、建築物の中心線上の2次元的な流れ場に着目 するが、乱流の場合、2次元的な現象を扱う場合でも乱れに よる風直交方向(v方向)の運動量輸送があるため、方程式を2 次元として解析することはできない。つまり、風方向の2次 元的な流れに着目する場合でも、風直交方向の幅とメッシュ 解像度を適切に設定する必要がある。ここでは、そのメッシ ュ分割を定めるために、まず乱れのない一様流での解析に基 づき、風方向のメッシュ分割、風直交方向の解析領域の幅お よびメッシュ分割数を変化させることによる風圧係数分布の 変化を把握する。表1に4種類の解析領域の幅とメッシュ分 割(Case A~D)を示す。ここで、Bは解析スケールでの解析領 域の幅, dx および dy はそれぞれ模型近傍の風方向および風 直交方向の格子間隔を表す。ここで、風直交方向の解析領域 の大きさと解像度は既往の研究 5 で必要条件とされている風 直交方向の幅と高さの比が B/H≥1.0,風直交方向の格子間隔 と高さの比が d/H≦0.1 のいずれの条件も満たすものとして いる。なお、一様流の解析では床面での摩擦による乱れが発 生しないように床面の境界条件に Slip 条件を用いた。

図3にCase A~Dを用いて得られた平均風圧係数 $C_{pmean}$ と RMS変動風圧係数 $C_p$ 、の分布を示す。風圧係数は模型に作用 する圧力と模型の直上0.8 mで得られた静圧の差を軒高Hで の速度圧 $q_H$ で除した値としている。ここで、横軸は屋根面に 沿った座標sを風上屋根高さHで無次元化した値である。な お、図には大熊ら( $\Delta$ 印)<sup>の</sup>と上田ら(〇印)<sup>7,8</sup>による風洞実験の 結果も併せてプロットしている。

表1 解析領域の幅とメッシュ分割

Case	<i>B</i> [m]	<i>dx</i> [m]	<i>dy</i> [m]
А	0.2	0.002	0.004
В	0.2	0.001	0.004
С	0.1	0.001	0.002
D	0.2	0.002	0.002





(a) 平均風圧係数分布(b) RMS 変動風圧係数分布図 3 メッシュ分割による風圧係数分布の変化

これらの結果によると、風方向のメッシュの解像度を変化 させた Case A, B では両者の風圧係数分布にそれほど大きな 差がないことが分かる。一方、風直交方向のメッシュ解像度 を変化させた場合、風圧係数分布が大きく変化している。こ れは、風上端部で剥離した流れが風方向と高さ方向の2次元 的な運動だけではなく、風直交方向にも運動量が輸送される ことによる影響と考えられる。Case C では、風直交方向のメ ッシュ分割だけでなく、解析領域の幅も変化させているが、 Case C では風上端部から剥離した流れによる負圧の大きさが 小さくなり、その発生領域が風方向に大きくなっている。こ れは、解析領域の幅が小さいため、風直交方向(v方向)の運動 量を有する風上端部で剥離した渦が左右境界を通じて伝播し、 建物の中心線上の流れに影響を与えるためと考えられる。つ まり、3次元的な解析領域に対して周期境界を用いて2次元 的な流れ場を検討する場合でも、左右壁面までの距離を十分 に確保する必要があると考えられる。最後に、CaseDに着目 すると、平均風圧係数分布は風上端部での負圧がやや小さい ものの、全体的な分布は既往の風洞実験結果とよく対応して いることが分かる。また、RMS 変動風圧係についても同様に よく対応している。したがって、本研究では比較的少ないメ ッシュ数で風洞実験の結果を十分に再現することができる Case D を採用することとした。

#### 3.2. 一様乱流を用いた場合の流入風のプロファイル

前節で検討したメッシュ分割を用いて一様流および一様乱 流を用いた場合の流入風のプロファイルを明らかにする。図 4 に一様流および流入面での乱れ強さを変化させた一様乱流 のプロファイルを示す。なお、これらのプロファイルは模型 のない状態で計算したものであり、模型の中心位置から鉛直 方向に対する分布である。一様乱流の Flow I~III は乱れ強さ を変化させた3種類のプロファイルである。これらの乱れ強 さ *I*<sub>u</sub>は *H*>0.1 m でそれぞれ 1%, 2.5%, 5% である。また、こ れらの気流は屋根面高さ *H* での乱れ強さを十分に確保する ため、床面を No-Slip 条件としている。

平均風速のプロファイルに着目すると, Flow I~III につい てはいずれの場合でもプロファイルの形状や値にはそれほど 大きな差がないことが分かる。一方,気流の乱れ強さ I<sub>u</sub>に着 目すると,流入面で定義する乱れ強さが変化すると高さ方向 でも一様に乱れが大きくなっている。さらに,地表面の境界 条件を No-Slip 条件としているため,地面に近い領域では地 表面との摩擦によって乱れ強さが大きくなっている。本研究 の一様乱流に対する検討では,この3種類の気流を Case D の メッシュに与え,風洞実験の境界層乱流の結果と比較的近い 風圧係数分布を得ることのできる気流を用いることとする。

#### 3.3. 平均風圧係数とRMS 変動風圧係数

図5に一様乱流のFlow I~IIIによる平均風圧係数とRMS 変動風圧の流れに平行な屋根中心線上の分布を示す。図には 大熊ら(△印)<sup>%</sup>と上田ら(〇印)<sup>7,8</sup>の境界層乱流中の風洞実験結 果も併せてプロットしている。一様乱流中での平均風圧係数 分布は、図3に示した一様流中での結果とは形状が大きく異 なり、風上端部付近で大きな負圧が発生している。さらに、



#### (a) 平均風圧係数分布 (b) RMS 変動風圧係数分布 図5 流入気流の違いによる風圧係数分布の変化

風上側での圧力勾配が大きく,風下側ではほぼ一定の負圧が 作用していることが分かる。これらの結果は,接近流の乱れ による剥離せん断層の巻き込みが促進されたことによるもの と考えられる。Flow I~IIIの結果を互いに比較すると,全体 的な傾向はいずれの気流でも類似しているが,気流の乱れ強 さが大きくなるほど風上端での流れの剥離に伴う負圧の値が 大きくなっている。これより,平均風圧係数分布は平均風速 のプロファイルだけでなく,気流の乱れが大きく影響してい ると考えられる。

次に、RMS 変動風圧係数分布に着目する。一様乱流では一 様流とは異なり、風上側での値の方が風下側の値よりも大き い。Flow I~III の結果を互いに比較すると、流入面での乱れ 強さが最も大きい Flow III ほど RMS 変動風圧係数の大きさ が大きくなっている。これは、気流の乱れ強さが大きくなる ほど流れの変動成分が大きくなり、端部で剥離した流れによ る風圧変動が大きくなるためと考えられる。

以上の結果によると、Flow II では風上端部での RMS 変動 風圧係数がやや小さいものの、平均風圧係数分布並びに RMS 変動風圧係数分布が既往の風洞実験における境界層乱流中の 結果と比較的よく一致している。これは、Flow II における屋 根高さでの気流の乱れ強さや流れの構造が比較的類似してい るためと考えられる。したがって、以下、一様乱流の解析で は、境界層乱流を用いた結果に比較的近い Flow II を用いるこ ととする。

#### 3.4. 変動風速のパワースペクトル

図6にFlow IIを用いた時の屋根平均高さHにおける変動 風速の無次元パワースペクトルをカルマン型と比較して示す。 ここで、縦軸はパワースペクトル S(f)を振動数fと分散 σ<sup>2</sup>で 無次元化したもの、横軸は無次元振動数fH/U<sub>H</sub>である。パワ ースペクトルの形状に着目すると、高周波数領域(fH/U<sub>H</sub>>0.6)





ではその値がカルマン型のスペクトルに対して減衰している ことが分かる。これはLES解析におけるフィルタ効果による ものである。しかし、低周波数領域でのパワースペクトルは カルマン型のスペクトルとよく一致している。風荷重評価に おいては比較的低い無次元周波数の範囲が重要となる。今回 の解析においては高周波数領域での変動成分はそれほど問題 とならないため、この一様乱流を用いて解析を行う。

#### 3.5. 変動風圧のパワースペクトル

図7に変動風圧の無次元パワースペクトルを示す。ここで は模型の風上からの距離sに対して、図8に示す代表的な6 点(No.1~6と表記)における結果を示している。

まず、一様流の結果に着目する。図 7(a)によると、最も風 上側に位置する s/L=0.5(No. 1)では特異な形状を示すことが分 かる。これは、風上側端部に近い点ほど剥離した渦による変 動風圧の影響が大きく、高周波側でピークをもたらすためと 考えられる。それ以外の点では移流的な流れ場の影響でパワ ースペクトルが低振動数側に遷移したものと考えられる<sup>9</sup>。 一方、一様乱流ではいずれの測定位置でもパワースペクトル の形状が類似している。これは、剥離後の再付着長さが短く、 いずれの測定点でも移流的な流れ場が支配的になるためと考 えられる。また、パワースペクトルのピークは一様流と比べ て明確である。そのピークを与える無次元振動数 *fH/U<sub>H</sub>*に着 目すると、一様流では 0.1~0.2、一様乱流では約 0.2 である。 このような結果は、既往の大熊ら<sup>60</sup>の研究でも示されている。

## 4. 強制加振時の LES 解析

#### 4.1. 非定常空気力について

流体中で振動している物体には、流れによる直接的な力だ けでなく、構造物の振動に伴って発生する付加的な空気力(非 定常空気力)も作用する。これらの非定常空気力は、近似的に 運動の減衰に関連する速度比例成分と見かけの剛性力に関連 する変位比例成分の和で表される。本研究では、この非定常 空気力に基づき空力不安定振動のメカニズムを明らかにする ために、図9のように数値流体解析モデルの屋根面を建物内 部容積が変化しない振動モードである逆対象一次モードで強 制的に振動させることでこれらに関連する成分を求め、速度 比例成分と変位比例成分の特性を明らかにする。

CFD 解析におけるメッシュの変形は ANSYS Fluent (Ver. 17.2)の Dynamic Mesh を用い, 逆対象一次モードによる変形 はユーザー定義関数(Use Define Function)を用いて与える。解 析の際に使用したメッシュには前節と同様に Case D を用い る。



図9強制振動モデル(逆対称1次モード)

#### 4.2. 一様流中の風圧係数分布

一様流中において、屋根面を強制加振させる振動数と振幅 を変化させることで風圧係数分布に及ぼすそれらの影響を明 らかにする。強制加振振動数fmは模型スケールで20Hzから 120Hz まで 20Hz 刻みで変化させる。これは実スケールでは、 0.25 Hz から 1.5 Hz 程度に相当する。屋根面の加振振幅 xo は 模型スケールで1mm, 3mm, 6mmの3種類とする。なお, 本研究では振幅の大きさを風方向のスパン長さで基準化した xo/Lを用い, xo/L=3.3×10<sup>-3</sup>, 0.01, 0.02 として表す。図 10 に一 様流中で加振振幅と加振振動数を変化させた場合の平均風圧 係数と RMS 変動風圧係数の分布の変化を示す。これらの図 には非振動時(static)の屋根面の風圧係数分布も併せて示して いる。これらの結果によると、屋根面を加振すると平均風圧 係数分布の性状は変化するが、加振振幅が小さい場合には、 加振振動数が風圧係数分布に及ぼす影響は小さいことが分か る。しかし、振幅が大きくなると風圧係数分布は加振振動数 の影響を受けて大きく変化している。

次に、RMS 変動風圧係数分布に着目すると、振動変位のない s/H = 3(振動の節)で極小値をとなり、加振振動数が大きくなるほど明確に左右対称な分布となっている。その極大値は逆対称一次モードでの振幅が最大となる s/H = 1.5, 4.5(振動の腹)で生じている。また、屋根の加振振動数や振幅が大きくなるほど変動風圧係数の大きさが大きくなっている。

#### 4.3. 一様乱流中の風圧係数分布

図11に一様乱流(Flow II)中で強制加振した場合の平均風圧 係数と RMS 変動風圧係数の分布を示す。ここでは屋根面の 振幅は $3 \operatorname{mm}(x_0/L=0.01)$ である。これらの結果によると、一様 流中での結果と異なり、加振振動数が大きくなると、やや分 布に変化が生じるが、強制加振時の平均風圧係数分布は静止 時の分布とほぼ同様の形状を示している。





(a) 平均風圧係数分布 (x<sub>0</sub>/L=3.3×10<sup>-3</sup>)



20 20Hz 40Hz 15 - 60Hz -80Hz ວ<sup>ດ</sup> 10 100H · 120H s/H

(b) RMS 変動風圧係数分布

(x<sub>0</sub>/L=3.3×10<sup>-3</sup>)

(c) 平均風圧係数分布 (x<sub>0</sub>/L=0.01)





(d) RMS 変動風圧係数分布



図 10 加振振幅の変化に伴う風圧係数分布(一様流)







RMS 変動風圧係数分布に着目すると、一様流の場合と同様 に s/H=3 で極小となり, s/H=1.5, 4.5 で極大となっている。 RMS 変動風圧係数の大きさに着目すると,加振振動数が大き くなるにつれて一様流の結果と類似した分布となっているこ とが分かる。つまり、屋根面が振動している場合、接近流だ けでなく,屋根面の振動によって生じる変動風圧の影響も大 きいと考えられる。

#### 4.4. 変動風圧のパワースペクトル

図 12 および図 13 に屋根面を強制加振させた場合における 変動風圧の無次元パワースペクトルを示す。強制加振時のパ ワースペクトルは、いずれの気流においても、全体的には屋 根面が剛の場合と類似した形状となっている。つまり,変動 風圧のパワースペクトルは屋根面の振動にはそれほど依存せ





(b) *f<sub>m</sub>*= 40 Hz



(d) *f<sub>m</sub>*= 80 Hz



0.01

10000

0.0

fS(f)/

0.1 fH/U<sub>H</sub>









10000

10 No.3 No

0.01

fS(f)/ص<sup>2</sup>

-No.1 • No.2







ず,接近流の性状変化に伴う建物前縁で生じる剥離渦の影響 によるものと考えられる。この基本的なパワースペクトルの 形状に加えて,これらのパワースペクトルには加振振動数fm 付近で鋭いピークが表れている。ピーク値の大きさに着目す ると,加振振動数が大きくなるほど大きくなり,その整数倍 の振動数でもピークが見られる。

#### 4.5. 加振振動成分の特性

変動風圧の加振振動数成分について、変位比例成分を $C_{PR}$ 、 速度比例成分を $C_{PI}$ 、変位に対する位相差を $\beta$ と表すと、それ らは次式によって算定される。

ここで、Tは平均化時間、 $C_p(s,t)$ は屋根面の位置sでの風圧係

$$C_{PR}(s) = \frac{2}{T} \int_{0}^{T} C_{p}(s,t) \frac{z(s,t)}{z_{0}} dt$$
 (4)

$$C_{PI}\left(s\right) = \frac{2}{T} \int_{0}^{T} C_{p}\left(s,t\right) \frac{\dot{z}\left(s,t\right)}{\dot{z}_{0}} dt$$
(5)

$$\beta(s) = \tan^{-1} \frac{C_{PI}(s)}{C_{PR}(s)}$$
(6)

数の時刻歴, z(s, t)は屋根面の位置sでの加振変位,  $\dot{z}(s, t)$ は屋 根面の位置sでの加振速度,  $z_0$ は変位の振幅,  $\dot{z}_0$ は速度の振 幅を表す。

図 14 に s/H=1.5 および 4.5 における速度比例成分 Cpr,変 位比例成分 Cpl, 位相差βと無次元加振振動数 fmH/UHの関係 を示す。なお、これらの結果は一様流並びに一様乱流中で逆 対称一次モードで強制加振させた時の結果であり、図には大 態ら<sup>2</sup>の境界層乱流中における強制加振実験の結果(s/H=1.5. 4.5)もプロットしている。これらの結果によると、CFD 解析 によって得られた Cpr, Cpl は大熊らの結果とよく一致してい ることが分かる。CPRに着目すると、無次元加振振動数fmH/UH が増大するほど値が大きくなり、その大きさは加振変位が最 も大きい s/H=1.5 および s/H=4.5 においては気流に関係なく ほぼ同様の値となっている。CPIに着目すると、いずれの気流 を用いた場合でも無次元振動数が小さい範囲(fmH/UH≤0.2)で は、風上側の s/H=1.5 の位置で Cprが正となっている。一方、 風下側の s/H=4.5 の位置では、その値が負となっている。  $f_m H/U_H > 0.2$ の範囲に着目すると、 $f_m H/U_H$ の増大に伴い、 $C_{PI}$ は負でその絶対値は大きくなっている。また、風上側の s/H= 1.5 の方が風下側の s/H=4.5 の位置よりも CPIの絶対値が大き くなっている。さらに、fmH/UH>0.8 の範囲では、一様乱流の 方が一様流より Cpr の絶対値がいくらか大きくなっているこ とが分かる。大熊らの研究によると、fmH/UH<0.2 の範囲にお ける  $C_{PI}$ の値は  $f_m H/U_H \approx 0.15$  で風上側では正の極大値,風下 側では負の極大値を示しているが、本解析結果ではそれほど 明確ではない。この傾向についてはさらに屋根面を低振動数 で加振した解析を行って詳細に把握する必要があるが、いず れの測定位置や無次元振動数による Cpr, Cprの変化の全体的 な傾向は大熊らの結果と概ね一致しているといえる。

最後に  $C_{PR}$  と  $C_{PI}$  の位相差 $\beta$ に着目する。位相差は用いた気 流や測定位置に関わらず  $f_mH/U_H$  が増大するにつれてほぼ一 定値に収束している。しかし、 $f_mH/U_H \leq 0.2$  の範囲に着目す ると,風上側では正,風下側では負の位相差が得られており, 風上側と風下側で流れの定性的な傾向が変化していることが 分かる。

#### 4.6. 非定常空気力の定義

前節では屋根面のある点での速度比例成分と変位比例成分 に着目したが、ここでは屋根面全体の挙動に着目して非定常 空気力(空力剛性および空力減衰)を評価する。

k次モードにおける屋根面の変位zkは次の式(7)で表される。

$$z_{k}\left(s,t\right) = x_{k}\left(t\right)\phi_{k}\left(s\right) \tag{7}$$

ここで、 $\phi_k$ はk次モードの形状、 $x_k$ はk次モードの一般化変 位を表す。この時、k次モードの一般化変位の運動方程式は 次の式(8)で表される。

$$M_{Sk}\ddot{x}_{k}(t) + C_{Sk}\dot{x}_{k}(t) + K_{Sk}x_{k}(t) = F_{Wk}(t) + F_{Ak}(x,\dot{x},\ddot{x},\cdots,t)$$
(8)

ここで、M3kは一般化質量、Cakは一般化減衰係数、Kakは一般



化剛性係数,  $F_{Wk}$ は接近流による変動風力,  $F_{Ak}$ は非定常空気力, 方, 添え字のkはモード次数を表す。非定常空気力 $F_{Ak}$ は振動の変位  $x_k$ , 速度  $\dot{x}_k$ , 加速度  $\ddot{x}_k$  および高次微分項によって 表される。ここでは, 非定常空気力を速度に比例する成分 $K_{ak}$ と変位に比例する成分 $C_{ak}$ を用いて式(9)のように表す。

$$F_{Ak}(t) = K_{ak}x_k + C_{ak}\dot{x}_k \tag{9}$$

これを式(8)に代入し、変形すると次の式(10)のように表される。

$$M_{Sk}\ddot{x}_{k}(t) + (C_{Sk} - C_{ak})\dot{x}_{k}(t) + (K_{Sk} - K_{ak})x_{k}(t) = F_{Wk}(t)$$
(10)

ここで、*Kakxk*(*t*)は空力剛性力であり、*Cakxk*(*t*)は空力減衰力である。これらの非定常空気力が作用することで構造物の見かけの剛性や減衰が変化し、屋根の動的応答が大きく変化する可能性がある。

非定常空気力の評価にあたっては、まず振動時の屋根面に 作用する風圧の時刻歴データを用いてk次モードの一般化外 力 $F_k(t)$ を評価する。

$$F_{k}\left(t\right) = \int_{0}^{L} P\left(s,t\right) \phi_{k}\left(s\right) ds \tag{11}$$

ここで、P(s,t)は屋根面に作用する風圧を表す。次に、得られた一般化風力 $F_k(t)$ を強制振動数 $f_m$ でフーリエ級数展開し、一般化外力の強制振動成分を抽出すると次の式(12)あるいは(13)のようになる。

$$F_{Ak}\left(t\right) = F_{Rk}\cos 2\pi f_m t - F_{Ik}\sin 2\pi f_m t \tag{12}$$

$$= \left| F_{Lk} \right| \cos\left(2\pi f_m t + \beta\right) \tag{13}$$

$$|F_{Lk}| = \sqrt{F_{Rk}^2 + F_{lk}^2}$$
$$F_{Rk} = |F_{Lk}| \cos \beta_k , \quad F_{lk} = |F_{Lk}| \sin \beta_k , \quad \beta_k = \tan^{-1} \left(\frac{F_{lk}}{F_{Rk}}\right)$$

ここで、 $F_{Rk}$ は変位と同位相の空力剛性力、 $F_{k}$ は速度と同位相の空力減衰力を表す。k次モードで振動する構造物の空力剛性力  $F_{Rk}$ と空力減衰力  $F_{k}$ は次の式(14)、(15)で表される。

$$F_{Rk} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_k(t) \cos 2\pi f_m t dt$$
 (14)

$$F_{lk} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_k(t) \sin 2\pi f_m t dt$$
 (15)

得られた k 次モードにおける空力剛性力や空力減衰力は、速度  $E q_H$ , 屋根の面積  $A_s$ を用いて無次元化し、式(16)、(17)に示されるような空力剛性係数  $a_{Kk}$ 並びに空力減衰係数  $a_{Ck}$ として表される。

$$a_{\kappa k} = \frac{F_{\kappa k}}{q_H A_s \left(x_0/L\right)} \tag{16}$$

$$a_{Ck} = \frac{F_{lk}}{q_H A_s \left( x_0 / L \right)}$$
(17)

なお,実際の屋根面は様々なモード形状で変形するが,空力剛 性および空力減衰を評価する場合は,前節までと同様,建物の 内部容積の変化が小さく、空力不安定振動が発現しやすいと考えられる逆対称一次モード(k=1)を対象とする。

#### 4.7. 空力剛性と空力減衰

図 15 に式(16)および(17)を用いて得られる空力剛性係数  $a_K$  と空力減衰係数  $a_C$ の無次元強制加振振動数  $f_mH/U_H$ による変化を示す。空力剛性係数に着目すると、 $f_mH/U_H>0.4$ の範囲では正で、 $f_mH/U_H$ が大きくなるほどその値が大きくなっている。この場合、見かけの固有振動数が低下しているため、系全体としての見かけの剛性が低下する方向に働く。しかし、 $f_mH/U_H$  <0.4 の範囲では負となっており、構造物の見かけの剛性が大きくなる方向に働く。つまり、屋根面が周期の長い振動をしている場合、見かけの剛性が大きくなるため空力的に安定する方向に働くと考えられる。用いた2 つの気流に着目すると、 $f_mH/U_H>0.4$ の範囲では一様乱流の方が一様流よりも空力剛性係数の大きさが大きいことが分かる。

空力減衰係数に着目すると、空力剛性係数とは異なり、負 で fmH/UH が大きくなるにつれて徐々に絶対値が大きくなっ ている。屋根面全体に作用する一般化風力として空力減衰係 数を評価すると、気流の変化に伴う空力減衰係数への影響は 小さいといえる。



#### 4.8. 動的応答特性

ここでは、実際の大スパン陸屋根構造物を想定し、数値流体解析によって得られた空力剛性係数 *a*<sub>K</sub> と空力減衰係数 *a*<sub>C</sub> を用いて動的応答特性を評価する。非定常空気力を考慮した動的応答倍率は式(18)で与えられる。

$$\left|\chi(f)\right|^{2} = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{f}{f_{s}}\right)^{2} + \frac{K_{a}(f)}{K_{s}}\right]^{2} + 4(\zeta_{s} + \zeta_{a}(f))^{2}\left(\frac{f}{f_{s}}\right)^{2}} \quad (18)$$

ここで、 $f_s$ は構造物の固有振動数、 $K_dK_s$ は空力剛性比、 $\zeta_s$ は 構造減衰定数、 $\zeta_a$ は空力減衰比を表す。空力剛性比 $K_dK_s$ と 空力減衰比 $\zeta_a$ は、次の式(19)、(20)を用いて算定される。

$$\frac{K_a(f)}{K_s} = -\frac{1}{8\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_s} \left(\frac{U_H}{f_s H}\right)^2 \frac{H}{L} a_k(f)$$
(19)

$$\zeta_a(f) = -\frac{1}{16\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_s} \left(\frac{U_H}{f_s H}\right)^2 \frac{H}{L} a_c(f)$$
(20)

ここで、 $\rho_a$ は流体の密度、 $\rho_a$ は構造物の密度を表す。図15に 示したように空力剛性係数  $a_K$ 並びに空力減衰係数  $a_C$ には一 定の傾向があるため、図15の結果を振動数fの関数として近 似的に評価することが可能である。そこで、式(19)、(20)の $a_K$ ,  $a_C$ を関数で近似することで任意の振動数fに対する $K_a/K_s$ ,  $\zeta_a$ を求める。なお、実際の建築物では規模や構造物の大きさや 構造形式などによって建物の減衰定数 $\zeta_s$ は異なるが、ここで  $\zeta_s$ は1%と仮定する。そして、構造物の固有振動数 $f_s$ ,屋根面 の密度 $\rho_s$ ,軒高での風速 $U_H$ を変化させることでそれらのパラ メータが構造物の安定性にどのような影響を及ぼすか、その 定性的な傾向を把握する。

図16に空力剛性比と空力減衰比の振動数fによる変化を示 す。なお、図16(a)、(b)では建築物の固有振動数f,、図16(c)、 (d)では屋根面の単位面積当たりの質量 $W_s$ 、図16(e)、(f)では軒 高での風速 $U_H$ をそれぞれ変数としている。これらの図によ ると、空力剛性比 $K_d/K_s$ は負、空力減衰比 $\zeta_s$ は正でそれらの 絶対値は振動数fが大きいほど大きくなっている。

まず,建築物の固有振動数f。の変化に着目すると,空力剛 性比は負でf。が大きくなるほどその絶対値が小さくなってい る。一方,空力減衰比は正でf。の増加に伴い大きくなってい る。空力剛性比および空力減衰比の大きさに着目すると,い ずれの値もf。の影響を強く受けていることが分かる。次に, 屋根面の単位面積あたりの質量 W に着目すると,W が小さ くなるほど空力剛性比の絶対値が大きくなっており,空力減 衰比の絶対値も大きくなっている。軒高での風速 U<sub>H</sub>の変化

-f<sub>s</sub>=0.25Hz

\_f\_=0.5Hz

... f<sub>s</sub>=1.0Hz ... f =2.0Hz

> 0.5 f [Hz]

(b) 空力減衰比

 $(U_H = 30 \text{m/s}, W_s = 1 \text{kg/m}^2)$ 

f [Hz]

(d) 空力減衰比

 $(U_H = 30 \text{ m/s}, f_s = 0.5 \text{ Hz})$ 

f [Hz]

\_*U<sub>H</sub>*=10m/s

-- U<sub>H</sub>=20m/s

. U<sub>H</sub>=30m/: . U<sub>L</sub>=40m/:

- W = 0.5kg/m<sup>2</sup>

-- W\_=1kg/m<sup>2</sup>

· W\_=2.5kg/r

 $W = 5 \text{kg/m}^2$ 

*' 'a* 

 $\gamma_{a}$ 

 $\gamma_{a}$ 

0.5

0.5



(a) 空力剛性比 (*U<sub>H</sub>*= 30m/s, *W<sub>s</sub>*= 1kg/m<sup>2</sup>)



(c) 空力剛性比 (*U<sub>H</sub>*= 30m/s, *f*<sub>s</sub>= 0.5 Hz)



(e) 空力剛性比
 (f) 空力減衰比
 (W<sub>s</sub>=1kg/m<sup>2</sup>, f<sub>s</sub>=0.5 Hz)
 (W<sub>s</sub>=1kg/m<sup>2</sup>, f<sub>s</sub>=0.5 Hz)
 図 16 空力剛性比と空力減衰比

に着目すると、*U*<sub>H</sub>が増大するほど空力剛性比は負でその絶対 値が大きくなるが、空力減衰比は *U*<sub>H</sub>が増大するほど正に大 きくなることが分かる。つまり、高風速時には屋根面は比較 的安定的な挙動を示すと考えられる。したがって、今回対象 とする陸屋根建築物における動的応答は低風速時の影響を十 分に考える必要があると考えられる。

図17に式(18)を用いて得られる動的応答倍率を示す。なお、縦軸に動的応答倍率|X(f)|、横軸に屋根面の振動数f[Hz]をとり、 両対数表示としている。建築物の固有振動数f。の変化に着目 すると、f。が大きくなるにつれて動的応答倍率のピーク値は 高振動数側にシフトしており、その大きさは徐々に大きくな っている。次に、屋根面の密度p。に着目すると、屋根が重く なるほど動的応答倍率のピーク値が大きくなることが分かる。 これは屋根の密度が大きくなったことに伴い、空力減衰効果 が小さくなるが、その一方で固有振動数が増加し、屋根面の 動的応答が大きくなったものと考えられる。また、屋根が軽 量になるにつれて、得られる動的応答倍率のピークがなだら かになりピーク値は低振動数側に移動していること分かる。 最後に風速の変化に着目すると、風速が大きくなるにつれて



動的応答倍率のピーク値が小さくなり、そのピーク値は低振 動数側に移動していることが分かる。これは、高風速時に建 築物の空力剛性の影響が強くなるためと考えられる。Daw ら <sup>10</sup>は半円形のドームに対して強制加振実験を行うことで動的 応答倍率を求めているが、その結果では高風速時に動的応答 倍率が小さくなっており、今回解析を行った陸屋根建築物で も定性的には同様の結果が得られている。

以上の結果より,屋根面の動的応答を小さくするためには, 個々のパラメータによる応答倍率の変化に着目だけでなく, 振動数によって屋根面の応答が変化することから,これらの パラメータを複合的に考えることが重要である。また,大空 間構造物の空力不安定振動の発生を抑制し,空力安定化させ るためには屋根面の固有振動数と質量を適切に設定すること が重要であると考えられる。また,共振応答を考える際は, 低風速時の挙動に着目する必要があると考えられる。

#### 5. まとめ

大スパン陸屋根構造物の空力安定性に着目し、屋根面の振動の発生に関する考察を行った。まず、一様流と一様乱流中 で剛な屋根に作用する風圧性状を解析することで屋根面に働 く風圧分布や変動風圧の基本的特性を明らかにした。次に、 屋根面を逆対称一次モードで強制振動させることによって静 止時と振動時に作用する屋根面の風圧分布の違いを明らかに した。そして、屋根面に作用する非定常空気力を空力剛性と 空力減衰として評価し、強制加振振動数の変化によって得ら れるこれらの値を用いることで動的応答倍率を求めた。本解 析の範囲では、軽量で剛性の低い大スパンを有する屋根は比 較的低い風速が作用した場合、空力不安定振動が励起される 可能性が高いことが示された。今後は他の屋根形状に対する 検討や流体構造連成解析を行うことで屋根面の発振メカニズ ムを明らかにしていく。

#### 謝辞

本研究は JSPS 科研費(課題番号:16J01789)および公益財団 法人能村膜構造技術振興財団平成 29 年度助成金(研究題目: 「膜構造等軽量大スパン屋根に働く非定常空気量の評価と耐 風設計への応用」,研究代表者:植松康)による助成を受けた ものである。

#### 参考文献

- Uematsu Y. and Uchiyama K. : Wind-induced dynamic behavior of suspended roofs, Technology Reports, Tohoku Univ., Vol 47, No. 2, pp. 243 – 261, 1982.
- 大熊武司,丸川比左夫:大スパン屋根の空力不安定振動の発生機構について、日本風工学会誌,No. 42, pp. 35 42, 1990.
- 杉山貞人,田村哲郎:大スパン構造物の空力不安定振動 に関する数値的考察,第16回風工学シンポジウム論文 集,pp.243-248,2000.
- Ding, W., Uematsu, Y., Nakamura, M. and Tanaka, S.: Unsteady aerodynamic forces on a vibrating long-span curved roof. Wind

and Structures, Vol. 19, No. 6, pp. 649-663, 2014.

- 5) 田村哲郎,伊藤嘉晃,和田章:扁平角柱まわりの流れと 風圧力の三次元解析,日本建築学会構造系論文集, Vol. 60, No. 474, pp. 41-48, 1995.
- 6) 大熊武司,丸川比左夫,風間弘晴,新堀喜則,加藤信男: 大スパン構造物の屋根面に作用する風圧力に関する基礎的研究,第9回風工学シンポジウム論文集,pp.97-102, 1986.
- 1) 上田宏,田村幸雄,藤井邦雄:陸屋根の平均風圧性状に 対する気流の乱れの影響(陸屋根の風圧性状に関する研 究:その1),日本建築学会構造系論文報告集,No. 425, pp. 91-99, 1991.
- 8) 上田宏,田村幸雄,藤井邦雄,勝村章:陸屋根の変動風 圧性状に対する気流の乱れの影響(陸屋根の風圧性状に 関する研究:その2),日本建築学会構造系論文報告集, No.447, pp.17-30, 1993.
- 高舘祐貴,植松康:一様流中における大スパン陸屋根建 築物の屋根面まわりの流れ場,平成 29 年度日本風工学 会誌, Vol. 42, No. 2, pp. 153-154, 2017.
- Daw, D. J. and Davenport, A. G : Aerodynamic damping and stiffness of a semi-circular roof in turbulent wind, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 32, No.1 – 2, pp. 83 – 92, 1989.

Discussion of unsteady aerodynamic forces acting on a large-span flat roof structure

Yuki Takadate<sup>\*1)</sup> Yasushi Uematsu<sup>\*2)</sup>

#### SYNOPSIS

The present paper discusses the unsteady aerodynamic forces acting on a large-span flat roof based on a CFD (Computational Fluid Dynamics) analysis with LES (Large Eddy Simulation). First, mean wind pressures and RMS fluctuating wind pressures are computed in a smooth uniform flow with four kinds of domain size and grid divisions. Based on the results, the most appropriate computational domain and mesh division are made clear. Then, the distributions of mean wind pressure coefficients and RMS fluctuating pressure coefficients on a rigid flat roof are investigated both in the smooth uniform flow and the turbulent flow. Next, a forced vibration test is carried out, in which the roof is vibrated in the first anti-symmetric mode. In the simulation in the smooth uniform flow, the vibrating amplitude and frequencies are varied over a wide range to understand the characteristics of the wind pressure acting on the roof and the influence of roof vibration on the aerodynamic forces, represented by the aerodynamic stiffness and damping. The simulations in the turbulent flow are also carried out for some typical amplitudes and frequencies. Based on the result, the aerodynamic stiffness and coefficients at the location of anti-node vibration are computed. These results are compared to the previous experimental results. Finally, the dynamic behavior of large span flat roof is investigated using the aerodynamic stiffness and damping coefficients predicted from the results of the forced vibration test. The results indicate that the natural frequency and density of the roof are important for evaluating the dynamic response. In addition, we should focus on the dynamic response of roof surface in low wind speed range for future works.

<sup>\*1)</sup> Graduate Student, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University. Research Fellow of Japan Society for the Promotion of Science.

<sup>\*2)</sup> Professor, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University.

## 曲面屋根を有する独立上屋の設計用風荷重に関する研究

## その1円弧型屋根の場合

山村	朗丸*1
髙舘	祐貴*2
植松	康*3

梗 概

本研究では、曲面屋根を有する独立上屋の設計用風力係数の検討を行った。本報では、円弧型屋根を有する 独立上屋を対象とし、風洞実験と数値流体解析(CFD)に基づき構造骨組用風力係数の提案およびピーク風力 係数の検討を行った。風洞実験は風圧測定と風力測定の2種類であり、ライズ・スパン比が風圧および風力 特性に及ぼす影響を把握した。いずれの実験においても、模型は3Dプリンタを用いて作製した。また、風洞 実験を模擬した数値流体解析(CFD)により、風洞実験では把握することができない屋根面全体の風圧係数分 布を把握した。それらの結果に基づき、構造骨組用風力係数を提案した。

#### 1. はじめに

本研究の目的は、曲面屋根を有する独立上屋(以下、「曲面 型独立上屋」と称す)に作用する風圧・風力や屋根面まわりの 流れの特性を明らかにし、合理的な構造骨組用風力係数およ び外装材用ピーク風力係数を提案することである。切妻,翼 型, 片流れ独立上屋については, 植松ら 1), 2)によって一連の 風洞実験に基づく詳細な検討が為されており,日本建築学会・ 建築物荷重指針<sup>3)</sup>(以下,「荷重指針」と称す)に設計用風力係 数が規定され、合理的な風荷重評価が可能となった。一方、 曲面型独立上屋に関しては,研究例が少なく,荷重指針等に 設計用風力係数は規定されていない。曲面型独立上屋のうち、 HP 型については、風力測定結果に基づき構造骨組用風力係 数が植松ら4により提案されているが、円弧型やドーム型に ついてはほとんど研究が行われていない。このような円弧型 やドーム型独立上屋の設計においては、類似した曲面屋根を 有する閉鎖型構造物の風圧係数や同程度の屋根勾配を持つ切 妻型独立上屋の風力係数を参考にして風力係数を設定してい る場合が多いようである。しかし、独立上屋の場合、屋根の 上下面が風に曝されることから、その風力特性は通常の閉鎖 型構造物とは大きく異なる。また、同じ独立上屋であっても、 切妻屋根と曲面屋根では屋根面まわりの流れの性状が大きく 異なる。したがって、従来便宜的に用いられてきた設計用風 力係数の推定方法は必ずしも適切ではない。曲面型独立上屋 に作用する風力の特性を把握し、適切にモデル化した設計用 風力係数を規定することは急務の課題といえる。 曲面型独立上屋の風荷重を適切に評価するためには風洞実 験が不可欠であるが、独立上屋の場合、屋根上下面が気流に 曝されるため、模型の製作が閉鎖型構造物に比べて困難であ る。屋根まわりの流れを忠実に再現するためには、実験模型 の屋根厚さや柱の径をできるだけ小さくする必要がある。一 方で、上下面の風圧分布を詳細に測定するためには、多くの 圧力測定孔を設ける必要があり、屋根厚さや導圧管を風洞床 下に置かれた圧力変換器に導くための柱の径が必然的に大き くなり、屋根まわりの流れを歪めてしまう。このような模型 製作上の困難さが既往の研究の少ない理由の1つといえる。

本研究では、円弧型およびドーム型独立上屋を対象とし、 近年、緻密な造形が可能となった 3D プリンタを用いて導圧 管も含めた実験模型を作製することで、高い精度での風洞実 験が可能になった。本報「その 1」では円弧型独立上屋に関 して、「その 2」ではドーム型独立上屋に関して検討を行う。 円弧型独立上屋を対象とした風洞実験は、風圧測定と風力測 定の 2 種類であり、考慮するパラメータは屋根のライズ f と スパン B の比であるライズ・スパン比 fB である。風圧測定 では fB=0.1~0.4 の4 種類を対象とし、中央および端部に設け た 2 ライン上の屋根上下面に作用する風圧分布を測定する。 一方、風力測定ではライズ・スパン比 fB=0.1~0.5 の 5 種類 を対象とし、六分力計を用いて屋根全体に作用する揚力、空 カモーメントを測定する。さらに数値流体解析(CFD)によっ て、風洞実験で把握することができない屋根面全体の風圧分 布を把握する。

以上の実験および解析により、fBや風向などのパラメータ が屋根に作用する風力の特性に与える影響を把握するととも

<sup>\*1</sup> 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 \*2 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 日本学術振興会特別研究員 DC

<sup>\*3</sup> 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授

に、荷重効果に基づき構造骨組用風力係数の提案を行う。あ わせて、屋根中央と端部における最大・最小ピーク風力係数 についても検討を行う。

### 2. 研究対象と気流の条件

### 2.1. 記号の定義および実スケールでの寸法

図1に、本研究で用いる座標系と記号を、表1に対象とする構造物のパラメータをそれぞれ示す。本研究では、既往の研究<sup>1,2,4)</sup>を参考に、実スケールで15 $m^8 \times 15 m^W$ の円弧型独立上屋を想定する。屋根まわりの流れの性状に大きく影響すると考えられるパラメータはライズ・スパン比 fB である。したがって、fを変化させることで、fB=0.1,0.2,0.3,0.4,0.5の5種類の形状を対象とする。屋根頂部高さhは、屋根平均高さHがすべてのfB で8.0mとなるように設定する。風向 $\theta$ は桁行方向に正対する風向を0°とする。



図1 対象構造物に対する座標系と記号

表1 対象構造物のパラメータ

f/B	$f(\mathbf{m})$	<i>B</i> および <i>W</i> (m)	<i>h</i> (m)
0.1	1.5	15	8.8
0.2	3.0	15	9.5
0.3	4.5	15	10.3
0.4	6.0	15	11.0
0.5	7.5	15	11.8

#### 2.2. 設計風速

日本全国をほぼカバーする値として設計風速は荷重指針に 基づき設定する。「基本風速」を $U_0=35$  m/s と仮定する。ま た、地表面粗度区分をIIIと仮定すると、屋根平均高さH=8.0mにおける設計風速は $U_H=27.8$  m/s と計算される。

#### 3. 風洞実験方法

### 3.1. 実験気流

風洞実験は風圧測定と風力測定の2種類である。いずれも、 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻所有のエッフェ ル型境界層風洞(測定部  $1.4 \text{ m}^{V} \times 1.0 \text{ m}^{H} \times 6.5 \text{ m}^{4}$ )を用いて行う。 図2に実験気流のプロファイルを示す。実験気流は、平均風 速のプロファイルを表す「べき指数」 $\alpha = 0.22$ の境界層乱流 であり、これは荷重指針の定める地表面粗度区分IIIに概ね相 当する。また、模型の屋根平均高さにおける乱れの強さは $I_{uH}$ = 0.16 である。 曲面を有する構造物の場合,レイノルズ数(Re 数)によって 流れ場が大きく変化する。したがって Re 数の影響を適切に 考慮して実験風速を決定する必要がある。屋根平均高さにお ける実験風速  $U_H$ はfB=0.1,0.2 では9m/s, fB=0.3,0.4,0.5 で は10m/s と設定する。なお, Re 数効果に関する実験の結果や 考察については4.1.において述べる。fB=0.1,0.2 の場合,風 速の縮尺率 $\lambda_t$ は約1/3 となる。また、実験模型の幾何学的縮 尺率はいずれも $\lambda_t$ =1/100 であるため、時間の縮尺率 $\lambda_t$ に約 1/32.4 となる。fB=0.3,0.4,0.5 の場合,風速の縮尺率 $\lambda_t$ に約 1/2.8 となり、時間の縮尺率は $\lambda_T$ ~1/36.0 となる。



図2 実験気流のプロファイル

#### 3.2. 風圧測定実験

風圧測定実験では fB = 0.1~0.4 を対象とした。図3 および 図4に、風圧測定で用いた実験模型の概要と写真をそれぞれ 示す。模型は屋根と柱を 3D プリンタによって一括して作製



図3 風圧実験模型





(a) *f/B=*0.2

(b) *f*/*B*=0.4

図4 模型写真

した。屋根厚さはt=2.0 mm,柱の外径は $\phi=6.5 \text{ mm}$ である。 屋根および柱の内部には屋根上下面の圧力測定孔( $\phi=1.0 \text{ mm}$ )から導圧管が通っており,管は柱脚部において,銅パイ プを介してビニールチューブ( $\phi=1.4 \text{ mm}$ )に接続されている。 また、図3に示すように,圧力測定孔は屋根中央および端部 (屋根端部より 2.5 mm の位置)の2 ライン(それぞれ Line C, Line E と称す)に沿って,それぞれ7点設けられている(全部 で 28 点)。風力(屋根上下面の風圧の差)を測定するためには, 上下面同位置に圧力測定孔を設ける必要があるが,それは模 型製作上困難なため,下面の圧力測定孔は図3に示した位置 より2mm ずれた位置に設けられている。風向は-90°から90° まで 5°ピッチで変化させる。

各圧力測定孔で測定された風圧pを屋根平均高さHにおける速度E $q_H$ で基準化した値を風圧係数として定義し、上面および下面の風圧係数をそれぞれ $C_\mu$ および $C_{pb}$ と表す。さらに、屋根に作用する正味の風力を表す風力係数 $C_f$ は次式で与えられる。

$$C_f = C_{pt} - C_{pb} \tag{1}$$

測定はフルスケール換算で10分間を1セットとし、同一条件下で10回測定する。1セットの測定時間*Tは、f/B*=0.1, 0.2 の場合18.5 sec, *f/B*=0.3, 0.4, 0.5 の場合16.2 sec である。 風圧測定のサンプリング周波数は500 Hz であり、全点同時サンプリングする。データに含まれる高周波数のノイズは、カットオフ周波数300 Hz のローパスフィルタを用いて除去する。実験で使用したチュービングシステムによる変動風圧の 歪みは、予め測定された周波数応答関数を用い、周波数領域で補正する。風圧・風力係数の各種統計値は10セットの結果のアンサンブル平均で評価する。

#### 3.3. 風力測定実験

風力測定では fB = 0.1~0.5 の 5 種類の形状を対象とする。 模型の基本的なパラメータは風圧測定実験と同様であるが, 圧力測定孔を設ける必要がないため,屋根厚さと柱の径は異 なり、t = 1.0 mm、 $\phi = 5.0$  mm である。また,屋根のみを 3D プリンタで作製し,四隅をアルミ製の支柱に取り付けている。 この模型に作用する揚力 L, x 軸および y 軸まわりの空力モ ーメント  $M_x$ ,  $M_y$ (図 5 参照)は六分力計(SSK, LBW60-1)を用 いて測定する。支柱に作用する風力は別途測定し,模型全体 に作用する風力から減じて屋根のみに作用する風力を求める。 風向は模型の対称性を考慮し、0°から 90°まで 5°ピッチで変 化させる。

測定されたL,  $M_x$ ,  $M_y$ は次式のように無次元化され, 揚力 係数 $C_L$ , 空力モーメント係数 $C_{Mx}$ ,  $C_{My}$ として表される。

$$C_{L} = \frac{L}{q_{H} \cdot W \cdot B}$$
(2)  $C_{M_{\chi}} = \frac{M_{\chi}}{q_{H} \cdot B \cdot W^{2}}$ (3)  
$$C_{M_{\chi}} = \frac{M_{\chi}}{q_{H} \cdot R \cdot f \cdot W}$$
(4)

ここで, Rは屋根のx方向の曲率半径を表す。

風力測定実験ではサンプリング周波数 200 Hz で 6 セット 連続して測定を行い,風力係数等の統計値は6 セットの結果 のアンサンブル平均で評価する。



図5 風力および空力モーメントの定義

#### 4. 実験結果

#### 4.1. 風力特性に及ぼす Re 数の影響

曲面構造物では、Re数によって流れの剥離点が変化し、風 力特性が大きく変化することが知られている。したがって、 模型実験では次式で定義される Re数の影響を考慮して適切 に実験風速を定める必要がある。

$$Re = \frac{U \cdot l}{V} \tag{5}$$

ここで、Uは流れの代表速度を表し、ここでは $U_H$ を用いる。 Iは代表長さを表し、ここでは既往の研究<sup>5,0</sup>における円柱ま わりの流れに対応させるため、屋根の曲率半径Rの2倍とす る。 $\nu$ は動粘性係数を表す。

実験風速を定めるにあたり、まず $\theta = 0^{\circ}$ の場合について、 UHを可能な範囲で変化させ、LineC上の風圧係数分布のRe 数による変化を調べた。UHは3~11 m/sの範囲で変化させた ため、対応する Re 数は(0.33~3.09)×10<sup>5</sup>となる。図6および 図7に、fB=0.1および0.4の実験結果をそれぞれ示す。グラ フの縦軸は風圧係数・風力係数の平均値 $\overline{C}_{nt}, \overline{C}_{nb}, \overline{C}_{f}$ を表し、 横軸は風上側屋根端部を原点(s=0)とし、屋根面に沿った座 標sを最大値 $s_{max}$ で基準化したものである。 $\overline{C}_{nt}$ に着目すると、 fB=0.1では、すべてのRe数でほぼ同じ分布を示している。 これは、Re 数にかかわらず、流れの剥離が生じていないこと を示す。一方, fB=0.4 の場合, Re 数が小さい範囲では異な る分布を示している。これは、Re数によって流れの剥離位置 が変化するためである。次に $\overline{C}_{pb}$ に着目すると、どのfBでも 風圧分布に大きな差はみられない。これは、Re 数に関わらず、 屋根下面に潜り込む流れの剥離位置が風上側の屋根端部で固 定されており、また、今回検討した範囲でのRe数の変化は、 剥離流の挙動に有意な影響を及ぼさないためであると考えら れる。





 $\bar{C}_f$ の結果は、屋根上下面の風圧係数の差として与えられるので、屋根上面の風圧係数分布の影響を直接的に受ける。したがって、屋根上面の風圧係数分布が $Re < 1.0 \times 10^5$ の範囲で変化していることから、そのような範囲では風力係数分布もRe数によって変化している。

Macdonald ら<sup>n</sup>はサイロやタンクのような円筒形構造物を 対象とし、乱れの大きな境界層乱流中で測定した風洞実験結 果と実測結果を比較し、「乱れの大きな境界層乱流中(乱れの 強さ $I_U > 0.04$ )で、*Re*数が概ね 1.0 × 10<sup>5</sup>以上であれば、極超 臨界流れが再現され、風洞実験結果は実構造物まわりの流れ 場を概ね適切に再現できる」という結論を導いている。図 6, 7 の結果より、風圧分布が変化しなくなる領域は、Macdonald らが示した  $Re > 1.0 \times 10^5$  によく対応していることが分かる。 以上の検討結果に基づき、3.1.に示したように、実験風速はf/B= 0.1, 0.2 の場合  $U_H$ = 9m/s (Re 数はそれぞれ 2.53 × 10<sup>5</sup> および 1.41 × 10<sup>5</sup>)、f/B=0.3, 0.4, 0.5 の場合  $U_H$ = 10m/s (Re 数はそれぞ れ 1.22 × 10<sup>5</sup>, 1.11 × 10<sup>5</sup>.1.08 × 10<sup>5</sup>) とした。

#### 4.2. 風圧係数および風力係数の分布

図8,9は、fB=0.2の場合のθ=0°と30°について、各測定 ラインに沿った屋根上下面の平均風圧係数分布を示す。これ らの図には、Nataliniら<sup>8</sup>による既往の風洞実験結果も併せて 示している。なお、Natalini らは 150 mm<sup>B</sup>×300 mm<sup>W</sup>, 屋根厚 さt=2.0 mmの模型を用いており、屋根端部の測定ラインは 屋根端部から 5.0 mm の位置に設けている。 $\theta=0^{\circ}$ の場合、い ずれの測定ラインにおいても、本実験結果は Natalini の結果 と概ね一致している。一方, θ=30°の場合, 風上側屋根端部 での屋根上面の平均風圧係数分布に大きな差がみられる(特 に $s/s_{max} > 0.5$ の範囲)。 $\theta = 30^{\circ}$ のような斜め方向からの気流で は流れの剥離により円錐渦が発生し、圧力勾配が非常に大き くなる。本研究では、屋根端部の測定ラインは屋根端部から 2.5 mm の位置に設けられているため、比較的大きな負圧領域 での測定結果が得られたものと考えられる。以上より、本実 験結果は既往の風洞実験結果と十分に対応しており、妥当な ものといえる。

図 10 に、それぞれの f/B について、Line C 上の平均風圧・ 風力係数分布を示す。なお風向は  $\theta=0^{\circ}$ である。上面の平均風 圧係数 $\overline{C}_{nt}$ に着目すると、fB=0.1, 0.2では、 $s/s_{max}$ に対して $\overline{C}_{nt}$ の値が滑らかに変化しており、風が屋根上面に沿って流れて いることが分かる。一方, fB=0.3,0.4 では, 屋根頂部後方領 域において、 Cnt分布に変曲点が存在している。この変曲点は 屋根面に沿う流れの剥離を表しており、fBが大きくなると剥 離点の位置が風上側に移動する。次に下面の平均風圧係数  $\overline{C}_{pb}$ に着目すると、fB = 0.1の結果は他のfBの結果とは異な る分布を示している。fB=0.1の場合,風上側屋根端部で剥 離した流れが s/smax≈ 0.7 で再付着していると考えられる。最 後に平均風力係数 $\overline{C}_f$ の結果に着目すると、fB = 0.1と 0.2 で は、 $\overline{C}_{nt}$ および $\overline{C}_{nb}$ の分布が fB によって異なっているにも関 わらず、両者の差で与えられるでの分布はほぼ同じである。 一方, fB=0.3 と 0.4 では, それとは分布が大きく異なってい る。これは、屋根上面における平均風圧係数の絶対値が屋根 下面に比べて大きいため、屋根上面における流れの剥離の有 無と剥離位置の変化によって生じる風圧係数分布の変化が平 均風力係数分布に直接反映された結果といえる。

図 11 に、それぞれの *fB* について、Line E 上の平均風圧・ 風力係数分布を示す。風向は $\theta$  = 30°である。図 11 (c) による と、屋根風上端(Line E) の屋根頂部より後方 (*s*/*s*<sub>max</sub> = 0.6~0.8) で大きな負の風力が生じており、その大きさは *fB* = 0.3 で最 大となる。この領域の屋根上下面の風圧係数分布に着目する と、この大きな負の風力は主に屋根上面の局部負圧によって 生じていることが分かる。

図 12 に、 *fB* = 0.1 と 0.4 について、屋根上面の平均風圧係 数分布を示す。比較のため上田ら<sup>9</sup>による円弧屋根を有する





図 12 閉鎖型構造物との比較



 図 13 平均揚力係数Cl および平均空力モーメント係数 C<sub>Mv</sub>の風向による変化





閉鎖型構造物の平均風圧係数分布を併せて示す。ただし、上 田らの風洞実験における実験気流のべき指数は 0.17 であり, 屋根平均高さ(fBによって 63~113 mm の範囲で変化する)に おける乱れの強さは0.20~0.22 である。また、fB は0.1,0.25、 0.5 03 種類を対象としているため、ここでは $fB = 0.1 \ge 0.5$ の結果を示した。なお、風向はθ=0°である。fBが大きい範 囲では、独立上屋と閉鎖型構造物で風圧分布形状が類似して おり、剥離位置も概ね対応している。一方、fB=0.1の場合、 風上側屋根端部において, 独立上屋では正圧を示しているの に対して、閉鎖型構造物では大きな負圧を示している。この 大きな負圧は、風上端での流れの剥離と再付着の影響による ものと考えられるが、独立上屋では前述のように流れの剥離 は生じない。このように、円弧型独立上屋と閉鎖型構造物で は、屋根まわりの流れ場が全く異なっているため、円弧型独 立上屋の設計用風力係数を閉鎖型構造物の外圧係数分布から 推定することは困難であると考えられる。

#### 4.3. 風力測定実験

荷重効果に基いて構造骨組用風力係数の評価を行う場合,  $C_L \geq C_{M_P}$ の大きさが重要となる<sup>2</sup>。図 13 に,それぞれの fB について, $C_L \geq C_{M_P}$ の平均値( $\overline{C}_L$ , $\overline{C}_{M_P}$ )の風向による変化を 示す。fB=0.1 の場合, $\overline{C}_L \geq \overline{C}_{M_P}$ の大きさはいずれも $\theta \approx 0^{\circ}$ で 最大値を示すが, fB が大きくなると $\theta$  =30°~45°のような斜 め方向からの風向で最も大きくなる。また,fB が大きくなる ほど,それらの絶対値は大きくなる。

図 14 に、風圧測定実験による Line C 上の平均風力係数分 布より計算された局所的な  $C_L$ および  $C_{M_t}$ の平均値と、風力測 定実験から得られた全体的な $\overline{C}_L$ および $\overline{C}_{M_t}$ の値を比較した結 果を示す。なお、風圧実験結果に基づく計算値は Line C 上の 風力係数分布が y 方向に変化しないと仮定したものに対応す る。この結果によると、 $\theta = 0^{\circ} \diamond 90^{\circ}$ の場合、y 方向への風力 係数分布の変化は比較的小さいため、両者の結果にそれ程大 きな差はない。一方、斜め方向の風の場合、屋根面全体に作 用する風力係数分布が変化するため、その差が大きくなる。 しかし、 $\overline{C}_L$ および $\overline{C}_{M_t}$ の風向による変化の定性的な傾向はよ く対応している。

#### 5. 数值流体解析

#### 5.1. 解析概要

風圧測定実験では模型製作上の制約より、屋根面の2つの ライン上の風圧・風力係数分布を測定した。しかし、構造骨 組用風力係数を適切に与えるためには、屋根面全体の風圧分 布を適切に評価する必要がある。そこで、全体的な分布性状 を把握するため、数値流体解析(CFD)を利用する。構造骨組 用風力係数は従来平均風力係数分布に基いて評価されること が多いため、ここでは時間平均値に着目する。そこで、解析 には計算負荷の小さいRANS(Raynolds averaged Navier-Stokes equations)を用いる。CFDの計算コードは OpenFOAM(ver. 2.3.1)を用い、乱流モデルは Realizable  $k - \varepsilon$ モデルとする。支 配方程式はアンサンブル平均された連続式と非圧縮性の Navier-Stokes 方程式である。

CFD 解析は風洞実験を模擬しており、対象モデル等は風洞 実験と同一とする。解析領域は 2.5 m\*×1.2 m\*×1.2 m\* である。 対象とするモデルは風圧実験と同様 fB = 0.1~0.4 の4 種類で あり、風向は基本的な風向として*θ*=0°に着目する。

#### メッシュ分割 5.2.

図 15 にメッシュ分割を示す。メッシュは 10cm 角の立方体 メッシュに対して八分木法を用いて7段階に細分化している。 また、地表面と建物モデルに隣接するメッシュには境界層メ ッシュを3層挿入している。メッシュ数は全体で約200万で ある。なお, θ=0°では, 屋根形状が左右対称となることから, 中央断面において, 鏡像条件(symmetry)を適用する。



(a) 断面図

(b) 鳥瞰図

#### 図 15 屋根面近傍のメッシュ

#### 境界条件 5.3.

RANS モデルの場合、流入境界には実験値や観測値に基づ いたプロファイルを与えることが可能である。本解析では、 荷重指針に示される風速および乱れの強さのプロファイルに 基づいて与える。乱流エネルギーkおよび散逸率εは等方性乱 流を仮定し、次式によって与える。

$$k = \frac{3}{2} (UI)^{2}$$
(6)  
$$\varepsilon = \frac{C_{\mu}^{3/4} k^{3/2}}{l_{m}}$$
(7)

ここで、 lmは代表長さである。表2に風速 U, 圧力 p, 乱流エ ネルギーk, 散逸率 の境界条件を示す。壁面および天井面は Slip 条件とし、地表面および模型表面には zo 型壁関数を用い る。また、流出境界は自由流出とする。

衣 2 致恒/	山や胜切にのいる現外未行
流入境界	U:荷重指針値, p:勾配ゼロ,
	$k: \vec{\mathfrak{L}}(6), \ \varepsilon: \vec{\mathfrak{L}}(7)$
流出境界	<i>U, k, ε</i> :勾配ゼロ, p:0
右壁面(symmetry)	<i>U, p, k, ε</i> : 鏡像条件
左壁面,上面	$U:$ Slip条件, $k, p, \varepsilon:$ 勾配ゼロ
下面,模型表面	U:0, k, ε:壁関数, p: 勾配ゼロ

粉店本体報だにもいまて接用タル

± ∩

#### 5.4. 解析結果

図 16, 17 に, Line C および Line E に沿った屋根面上下面 の平均風圧係数分布を示す。これらの図には風圧測定実験の 結果も併せてプロットしている。屋根端部では流れ場が複雑 となるため、計算結果は用いる乱流モデルや建物モデル近傍 のメッシュ分割の影響を大きく受ける。そのため、流れの剥 離が生じ、流れ場が複雑となる Line E や風上側あるいは風下



(b) 屋根下面 図 16 CFD と実験結果の比較(スパン方向, fB=0.1)





 $\overline{c}_{pb}$ 

0



1

図 17 CFD と実験結果の比較(スパン方向, fB=0.3)







側屋根端部の結果については、実験結果との間に差が生じている。しかし、屋根中央部における平均風圧係数分布は全体的によく一致している。したがって、屋根に作用するy方向の風圧係数分布を検討する上では十分な精度であるといえる。

図 18 に、fB=0.1 と 0.3 の場合について、屋根上面の平均 風圧係数分布をコンター図で示す。いずれの fB でも風圧係 数は桁行方向にほぼ一様に分布している。また、fBが大きい ほど、風上側での正圧の値と屋根頂部での負圧の値が大きく なっている。図 19 に、 $fB = 0.1 \ge 0.3$ の場合について、屋根 上面の桁行方向の平均風圧係数分布を示す。横軸は屋根中央 からの距離 v を模型の桁行長さ W で基準化したものである。 図には、風圧測定実験の結果との対応を考え、模型の7つの 測定孔を通る直線上の分布を示した。これらの結果によると, 平均風圧係数は、y/W < 0.35 の範囲では桁行方向にほぼ一様 に分布し、屋根端部に近づくにつれて大きく変化している。 この屋根端部での値の変化は、流れの三次元性の影響による ものと考えられる。また、屋根下面についても、平均風圧係 数の値は桁行方向にほぼ一様に分布し、その大きさは屋根上 面に比べて小さいことが分かった。θ=0°の場合、屋根端部の 領域において、平均風圧係数の変化は大きいものの、屋根面 全体に対してはそれほど大きくないと考えられるため、風圧 実験の Line C の結果を用いれば、屋根全体に作用する風力係 数分布を十分に評価できるといえる。



図 20 領域分けと構造骨組用風力係数の定義

#### 6. 構造骨組用風力係数

#### 6.1. 評価方法と定義

荷重指針における、切妻、翼型、片流れ独立上屋の構造骨 組用風力係数では、屋根面を風上側と風下側の2領域に分割 し、それぞれの領域に対して一定値を与えている。一方、円 弧屋根を有する閉鎖型構造物では、側壁面に正対する風向に 対して、屋根面を3領域に分割し、それぞれの領域に対して 外圧係数が規定されている。図10に示したように、θ=0°の 場合、円弧型独立上屋の風力係数は、風上側で正値を示し、 その後屋根頂部周辺で最小ピーク(負の最大値)をとるまで値 が減少し、風下側では値が増加する。したがって、円弧型独 立上屋においても、閉鎖型と同様、屋根面を風上側、屋根頂 部付近,風下側の3領域に分割し,それぞれの領域に対して, 実際の風力係数分布による最大荷重効果を再現するような等 価静的風力係数として各領域の風圧係数 CNW\*, CNC\*, CNL\*を与 える。ただし、閉鎖型構造物とは異なり、それぞれの領域の 大きさは、正の風力を示す風上側の領域や、剥離流の影響に より風力がほぼ一定となる風下側の領域の大きさに基づき, B/5単位で設定した。図20に、屋根面の領域分けとそれぞれ の領域における設計用風力係数の定義を示す。また、式  $(8), (9) に C_L, C_M, と C_{NW}, C_{NC}, C_{NL}$ の関係を示す。

$$C_{L} = \frac{R}{W} \left\{ \left( C_{NW} + C_{NL} \right) \left( \sin \theta_{0} - \sin \theta_{1} \right) + 2C_{NC} \sin \theta_{1} \right\}$$
(8)

$$C_{My} = \frac{R}{f} \left\{ \left( C_{NL} - C_{NW} \right) \left( \cos \theta_0 - \cos \theta_1 \right) \right\}$$
(9)

ここで、 $\theta$ は屋根頂部から領域 $R_2$ の端部までの角度を表す。

設計用風力係数の評価にあたり,既往の研究<sup>1)2</sup>と同様,屋 根は剛であり,四隅の柱で支持されているものと仮定し,荷 重効果として柱軸力に着目する。荷重効果として柱軸力に着 目したときに得られる風力係数は,柱のせん断力や曲げモー メントといった他の荷重効果や,片側あるいは中央に位置す る二本の柱で支持された屋根など,他の支持形式に対する荷 重効果を概ねカバーできることが確認されている<sup>100</sup>。ここで, 柱軸力Nが最大ピーク値(最大引張力)を示す荷重パターンを Load case A,最小ピーク値(最大圧縮力)を示す荷重パターン を Load case B と定義する。



切妻, 翼型, 片流れ独立上屋では, *θ*=0°あるいは, それよ りいくらかずれた風向で最大荷重効果が生じるため、θ=0°に おける風力係数を基本値とし、そこに補正係数 yを乗じるこ とで、風向の影響を考慮している<sup>1),2)</sup>。つまり、最大荷重効 果を与える風力係数分布をθ=0°における風力係数分布と相 似であると仮定し、構造骨組用風力係数の提案が為されてい る。図21に、すべてのfBに対して風力測定実験より得られ た,無次元軸力 N\*の最大および最小ピーク値(4 本の柱のう ち絶対値が最も大きな値)の風向による変化を示す。なお、N\* は柱軸力Nを(q<sub>H</sub>(BW)/4)で除して無次元化した値である。こ れより N\*の最大および最小ピーク値は, θ=30°~60°のよう な斜め方向からの風向で最大となることが分かる。したがっ て、このような場合、最大荷重効果をもたらす風力係数分布 はθ=0°における風力係数分布とは大きく異なると考えられ る。そこで本研究では、 $\theta=0^{\circ}\sim15^{\circ}($ 「WD0」と称す)と $\theta=20^{\circ}$ ~ 70°(「WD45」と称す)の2つの風向幅に対して、実験で得 られた最大荷重効果を与えるような構造骨組用風力係数を提 案する。すなわち、2 つの風向幅に対する代表的な風向とし て, θ=0°およびθ=45°を設定し, まず, それらの風向におい て最大荷重効果を与える風力係数の組合せ(これを「基本値」 と称す)を求める。実際には、図21に示したように、荷重効 果は、 $\theta=0^{\circ}$ あるいは $\theta=45^{\circ}$ よりいくらかずれた風向で最大と なる場合がある。この風向の影響を設計用風力係数に反映さ せるために補正係数γを導入する。さらに、変動風力の動的荷 重効果は、基準法と同様ガスト影響係数 Grで考慮する。以下 に、設計用風力係数の提案方法と手順を述べる。

【ステップ1】

WD0, WD45 それぞれの風向幅において,最大荷重効果 (Load case A, Load case B)をもたらすような風力係数の基本 値(WD0 とき *C*<sub>NW0</sub>, *C*<sub>NC0</sub>, *C*<sub>NL0</sub>, WD45 のとき *C*<sub>NW45</sub>, *C*<sub>NC45</sub>, *C*<sub>NL45</sub>) を求める。

## 【ステップ 2】

荷重効果に及ぼす風向の影響を考慮するために補正係数 γ(WD0 のとき γ0, WD45 のとき γ45)を求める。γは, WD0, WD45 内の全風向に対して時刻歴データから得られる最大荷 重効果と基本値を用いて計算される荷重効果の比として与え



図 24 六角形近似の包絡線

られる。

【ステップ3】

変動風力の動的荷重効果を考慮するために、ガスト影響係数 G<sub>f</sub>を導入する。G<sub>f</sub>は荷重効果の最大ピーク値と平均値の比として与えられる。

【ステップ4】

ステップ 1~3 で得られた値を用いて,次式によって構造 骨組用風力係数(WD0 のとき  $C_{NU0}^*, C_{NC0}^*, WD45$  のとき  $C_{NU05}^*, C_{NC45}^*, C_{NL45}^*$ )とする。

$$C_N^* = \frac{\gamma \cdot C_N}{G_f} \tag{10}$$

#### 6.2. 基本値

図 22, 23 に,  $\theta = 0^{\circ}$ および $\theta = 45^{\circ}$ について,風力測定実験 による時刻歴データを用いて得られた, $C_L \ge C_{M_V}$ のリサージ







ュを示す。ここでは、例として  $fB = 0.1 \ge 0.3$ の結果を示した。図中の〇印は、フルスケール 10 分間において  $C_L$  が最大 あるいは最小ピーク値となるときの  $C_L \ge C_{My}$ の組み合わせ を表す。図より、fBによって、相関の符号と強さが異なるこ とが分かる。さらに、 $C_L$ が最大あるいは最小ピーク値をとる ときの  $C_{My}$ の値は必ずしもピーク値ではなく、様々な値をと っている。 $C_L や C_{My}$ のピーク値が同時に発生しているとは限 らない上、そのような組合せが必ずしも最大荷重効果を与え るとは限らない。そこで、本研究では、図 24 に示すような平 均値 ( $C_L(mean), C_{My}(mean)$ ) と最大および最小ピーク値 ( $C_L(max), C_{Ly}(max), C_{My}(mean)$ ) で規定される六角形でリサージュを包 絡し、6 つの頂点で与えられる  $C_L \ge C_{My}$ の組合せによって柱 軸力を計算し、最大荷重効果を与える  $C_L \ge C_{My}$ の組合せ(Load case A, Load case B)を WD0 と WD45 それぞれに対して求め た(以下、この操作を「六角形近似」と称す)。

式(8),(9)には、3つの未知数CNW, CNC, CNLが含まれるので、 六角形近似によって求めた CL と CM の組合せだけでは各領 域における設計用風力係数を決定することはできない。そこ で、3 つの未知数のうち、ひとつを固定するために風圧測定 結果を用いる。風圧測定実験におけるθ=0°およびθ=45°につ いて、Line C上の風力係数分布の時刻歴データを用いて各領 域における空間平均値を計算し、統計値を算出した。図 25、 26 は、3 つの領域について、それらの結果を fB に対してプ ロットしたものである。領域 $R_2$ の結果に着目すると、 $\theta = 0^\circ$ の場合,各統計値はfBの変化に対してそれ程大きく変化し ない。一方, θ=45°の場合, 各統計値は fB の変化に対して大 きく変化する。領域R2では主に屋根面に沿う流れによって風 力が生じると考えられる。したがって、θ=45°の場合、θ=0° の場合よりも主流方向の弧長が fB によって大きく変化する ため、fBの影響をより大きく受けたものと考えられる。これ より、3つの風力係数のうち、fBによる風力特性の変化をよ く表し、かつ、柱軸力に直接的に影響すると考えられる領域 R2の最大値および最小値を、それぞれLoad case B およびLoad  $case A の C_{NC}$ として与え、それらと六角形近似で求めた  $C_L$ と C<sub>M</sub>を式(8),(9)に代入することで、C<sub>NW</sub>とC<sub>NL</sub>を計算する。

ここで、 $\theta$ =45°における基本値について考察する。前述したように、斜めからの風向の場合、風上側屋根端部で大きな風力が生じるため、この大きな風力が柱軸力に及ぼす影響を検討する必要がある。図 27 は、fB=0.4 の場合について、3つのラインに沿った平均風力係数分布を示す。なお、屋根面全体の風力分布を考察するため $\theta$ =-45°における Line E の測

定結果をLine Lとして示した。風上側の屋根端部(Line E)に おいては、屋根頂部より後方領域(s/smax=0.6~0.8)で大きな負 の風力が生じている。これは、4.2.で考察したように、屋根上 側に生成される円錐渦による局部負圧の影響であるが(図 11 参照),大きな圧力勾配をもつため,局部負圧が生じる領域は それ程大きくない(図9参照)。また、その他の領域において は、風力係数そのものの値は大きいが、他の測定ラインと似 た分布を示している。したがって、風上側屋根端部の大きな 負圧が荷重効果に与える影響はそれ程大きくないと考えられ る。さらに、LineC と LineL では、平均風力係数分布は類似 している。したがって、大きな風力が生じる風上側端部近傍 の屋根頂部より後方の領域以外では、 θ=45°の主流方向に対 して風力は滑らかに変化すると考えられ、 θ=45°に対する基 本値を求める際も、Line Cにおける風力係数分布を用いて評 価することができると考えた。以上のようにして求めた基本 値を表3にまとめる。

#### 6.3. 補正係数

γは WD0, WD45 それぞれの風向幅において,時刻歴解析 から得られる柱軸力の最大および最小ピーク値と 6.2.で決定 した基本値を用いて計算される柱軸力の比で表され,それぞ れの荷重ケースに対して与えられる。図 28 に WD0 および WD45 それぞれの風向幅に対する $\gamma$ を示す。WD0 に着目する と,いくつかの fB において,  $\gamma$ が1.0を下回っている。これは, 基本値が, $\theta$ =0°に対する六角形近似を用いて最大荷重効果を 与える  $C_L \geq C_{Mp}$ の統計値の組合せによって計算されるため, それらの値を用いて計算される荷重効果が,実際の荷重効果 よりいくらか大きく評価されたためである。しかし, $\gamma$ の値は 最大で1.6程度であり,基本値にこれらの値を乗ずることで, 風向変化の影響を考慮して,最大荷重効果を再現する風力係 数を与えることができる。



#### 6.4. ガスト影響係数

設計用風力係数は、等価静的風力係数の形で与える。気流の乱れによって構造物に作用する動的な荷重効果の影響は荷重効果の最大あるいは最小ピーク値と平均値の比であるガスト影響係数 Grで表される。図 29 は、4 本の柱について、風力測定実験から得られた CL, Chts, Chty の時刻歴データより計算される、軸力の最大・最小ピーク値と平均値の比(Npeak/Nmean)を|Nmean|に対してプロットした結果を示す。設計上重要となる

大きな軸力の範囲に着目すると、Gfは概ね 1.8 となっている ことが分かる。植松ら<sup>20</sup>は比較的小規模であり、屋根が剛で ある場合には、最大荷重効果を準定常仮定に基いて評価する ことが可能であるとしている。このとき、Gfは気流の乱れの 強さ Luf を用いて近似的に次式で与えられる。





表3 基本值(θ=0°,45°)

(a)WD0										
其木値	基本値 (θ=0°)		$R_1$		$R_2$		$R_3$			
			$C_{NW0}$		$C_{NC0}$		NZ0			
Load	Load case		В	А	В	А	В			
	0.1	1.8	1.1	-0.7	-0.1	-0.8	-0.7			
f/D	0.2	1.0	0.3	-0.8	0.0	-1.3	-0.6			
JIB	0.3	1.0	0.3	-0.8	0.0	-1.2	-0.7			
	0.4	1.1	0.4	-0.9	0.0	-0.8	-0.9			

(b)WD45

	0- 45° )	$R_1$		$R_2$		$R_3$	
基本1但 ( $\theta = 45^\circ$ )		$C_{NW45}$		$C_{NC45}$		$C_{NL45}$	
Load case		А	В	Α	В	Α	В
	0.1	0.3	1.1	-0.8	-0.1	-0.6	-0.6
L/D	0.2	1.2	0.8	-1.0	-0.2	-1.4	-1.7
<i>ј тв</i>	0.3	1.1	1.2	-1.2	-0.4	-1.6	-3.2
	0.4	1.1	1.2	-1.3	-0.4	-2.1	-4.4

表4 構造骨組用風力係数の提案値(θ=0°,45°)

(a) WD0

提案値( $\theta = 0^\circ$ ) Load case		$R_1 \\ C_{NW0}^*$		$R_2 \\ C_{NC0}^*$		$R_3 \\ C_{N \mathbb{Z} 0}^*$	
		Α	В	А	В	А	В
	0.1	1.3	0.6	-0.5	0.0	-0.5	-0.4
f/D	0.2	0.8	0.1	-0.6	0.0	-1.0	-0.3
J / B	0.3	0.8	0.2	-0.7	0.0	-1.0	-0.4
	0.4	0.9	0.3	-0.8	0.0	-0.7	-0.5

(b) WD45

提案値(θ=45°)		$R_1$		$R_2$		$R_3$	
		$C_{NW45}^{*}$		$C_{NC45}^{*}$		$C_{NL45}^{*}$	
Load case		А	В	А	В	А	В
	0.1	0.2	0.7	-0.6	0.0	-0.4	-0.4
f / D	0.2	0.8	0.6	-0.7	-0.1	-1.0	-1.3
ј / Б	0.3	0.8	0.8	-0.8	-0.3	-1.1	-2.1
	0.4	0.7	0.8	-0.8	-0.3	-1.3	-2.7



図 31 負のピーク風力係数

$$G_f \approx G_v^2 = (1 + g_v \cdot I_{uH})^2$$
 (11)

ここで、 $G_v$ および $g_v$ はそれぞれ風速のガストファクターおよびピークファクターである。ここで、図 29 より得られたガスト影響係数( $G_f$ = 1.8)と風洞実験での気流の乱れの強さ( $I_{uff}$ = 0.16)を式(11)に代入してピークファクターを計算すると、 $g_v$ = 2.1 となる。既往の研究<sup>2),4</sup>によると、気流のピークファクターは切妻型と HP 型に対して、それぞれ 3.0 および 2.6 であるが、円弧型独立上屋の値はそれらに比べて小さい。これは、流れの剥離に伴う渦が動的荷重効果に与える影響が、円弧型の方が小さいためと考えられる。ここで得られたピークファクターの値と式(11)を用いれば、本研究で用いた気流と乱れ強さが異なる気流に対しても、ガスト影響係数を計算することができる。

#### 6.5. 構造骨組用風力係数の提案値

表4に、6.2.~6.4.で得られた値をそれぞれ式(10)に代入す ることで得られる構造骨組用風力係数 $C_{NW}$ \*, $C_{NC}$ \*を示す。 ただし、 $\gamma$ の値は、1.0 より小さい場合は1.0 に繰り上げてい る。WD45 における $C_{NL}$ \*の値は他の係数に対してかなり大き いことが分かる。これより、斜め方向からの風によって流れ 場が大きく変化し、屋根頂部後方領域に生じた大きな負の風 力により、大きな荷重効果が生じたと考えられる。

#### 7. ピーク風力係数

本研究では模型の制約上,屋根中央と屋根端部の2つのラ イン上でしか風圧を得ることができない。したがって,屋根 面全体のピーク風力係数を把握することはできず,外装材用 ピーク風力係数を提案することはできない。そこで,ここで は測定ライン上でのピーク風力係数を示し,今後,外装材用 ピーク風力係数を検討する上での情報とする。

外装材用ピーク風力係数を規定する際には、外装材の受圧 面積を仮定し、空間平均あるいは移動平均操作を行う必要が ある。しかし、ここでは外装材用ピーク風力係数を提案する のではなく、ピーク風力係数の基本的な性状を把握すること を目的としているため、そのような平均化操作は行わない。 図 30, 31 は, Line E および C について, 全風向中の最大(正) および最小(負)ピーク風力係数分布を示す。Line C上の正の ピーク風力係数に着目すると、s/smax が小さい範囲において、 ピーク風力係数が大きな値を示している。これらは、*θ*≈0°に おいて得られた結果であり,屋根下面に発生した局部負圧の 影響によるものである。Line E上の正および負のピーク風力 係数は、全体的に大きな値であり、多くの測定孔において、 絶対値は3.0~4.5程度である。これらの結果の多くはθ≈90° において示されている。このような正負で絶対値がほぼ等し い大きなピーク風力係数は、切妻、翼型、片流れ独立上屋に 関する既往の研究 <sup>1)</sup>において示されているように、接近流に 含まれる大きなスケールの渦により、上面に作用する正およ

び負のピーク風圧と下面に作用する負および正のピーク風圧 がほぼ同時に作用した結果によるものと考えられる。Line E 上の負のピーク風力係数は,屋根頂部より後方の領域(s/smax= 0.6~0.8)において局所的に大きな負のピーク風力が生じてい る。これは命≈30°で得られた結果であり,4.2.で考察したよう に、斜め方向からの気流の場合,屋根風上端で剥離した流れ により生成される渦の影響であると考えられる。Line C上の 負のピーク風力係数に着目すると,風力係数の絶対値はs/smax >0.5 で大きくなる。これらは命≈0°で与えられ、そのような風 向では,4.2.で述べたように,屋根頂部近傍において平均的に 風力係数が負に大きくなるため,負のピーク風力係数も大き くなる。

#### 8. おわりに

本研究では、一連の風洞実験と数値流体解析に基づき、円 弧型独立上屋について、屋根まわりの流れや風力係数分布の 性状を明らかにした。

風圧測定実験では、まず、実験風速を変化させることで、 レイノルズ数の影響について検討し、本実験結果が実スケー ルにおける現象を概ね再現できていることを確認した。次に、 屋根上下面の風圧係数分布を把握し、f/B および風向と流れ 場の対応関係を明らかにした。

風力測定実験では、屋根全体に作用する風力を測定し、得 られた時刻歴データに基づき荷重効果(ここでは柱軸力に着 目)の時刻歴解析を行い、風向による影響や動的荷重効果を把 握した。

数値流体解析では、風洞実験では把握することのできない、 屋根面全体の風力係数分布を求めた。これにより、*θ*=0°のと き屋根面の平均風圧係数は桁行方向にほぼ一様に分布してい ることが明らかとなった。したがって、構造骨組用風力係数 の評価には、屋根中央の測定結果を代表して用いることとし た。

構造骨組用風力係数は、屋根面を3領域に分割し、それぞれに対して一定の値を与えた。屋根面の風力係数分布は風向による影響を大きく受けるため、風向幅を0°~15°と20°~70°に分け、それぞれに対して検討を行った。基本値は揚力と空力モーメント係数のリサージュを六角形近似することによって評価した。変動風力の動的荷重効果はガスト影響係数で考慮し、ピークファクターを求めることで、様々な気流に対する風荷重の評価が可能となった。

最後に、ピーク風力係数について簡単に考察した。屋根端 部において大きな負のピーク風力が作用することが分かり、 構造骨組用風力係数と共に、局部的に作用するピーク風力に 対しても十分留意し、設計を行う必要性が示された。

#### [謝辞]

本研究の一部は(公財)能村膜構造技術振興財団の研究助成 金(平成27年度,研究題目「骨組膜構造による円弧型独立上 屋の設計用風荷重に関する研究」)によるものである。また, 本研究を実施するに当り,大成建設(株)技術研究所の寺崎浩 氏,相原知子氏,中村良平氏より有益な助言をいただいた。 ここに記し,感謝の意を表する。

[参考文献]

- 植松康,飯泉江梨,セオドルスタトポラス:独立上屋の 風荷重に関する研究:その1 外装材用ピーク風力係数, 日本風工学会論文集,第30巻,第4号, pp.91-102, 2005.
- 植松康,飯泉江梨,セオドルスタトポラス:独立上屋の 風荷重に関する研究:その2 構造骨組用風力係数,日 本風工学会論文集,第31巻,第2号,pp.35-49,2006.
- 3) 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2015.
- 4) 植松康, 宮本ゆかり, ガヴァンスキ江梨:メッシュ膜を 用いた HP 型独立上屋の設計用風荷重, 膜構造研究論文 集 2013, pp.1-13, 2013.
- 5) 植松康:二次元円柱まわりの流れの分類と臨界レイノル ズ数について,日本風工学会誌,第43号, pp.35-43, 1990.
- 植松康,山田大彦,菊池雅之:表面粗さのある二次元円 柱まわりの流れの特性-赤外線映像装置による観察-, 日本風工学会誌,第43号, pp.9-21,1990.
- P. A. Macdonald, K.C. S. Kwok, J. D. Holmes: Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: I. Point pressure measurements on isolated structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 31, pp. 165–187, 1988.
- M. B. Natalini, C. Morel, B. Natalini: Mean loads on vaulted canopy roofs, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 119, pp. 102 – 113, 2013.
- 9) 上田宏,羽倉弘人,小田富司:円筒形屋根を支える剛な
   2 ヒンジアーチに作用する風圧力並びに風荷重によって
   生じる応力の特徴,日本建築学会構造系論文集,第496
   号, Vol. 62, No. 496, pp. 29 35, 1997.
- 10) 植松康, 飯泉江梨, セオドルスタトポラス: 独立上屋の 風荷重に関する研究: その3 提案した風力係数の妥当 性と適用性, 日本風工学会論文集, 第31巻, 第4号, pp. 115-122,2006.

# Wind force coefficients for designing curved free roofs Part1: Cylindrical roofs

Roma Yamamura<sup>1)</sup> Yuki Takadate<sup>2)</sup> Yasushi Uematsu<sup>3)</sup>

#### SYNOPSIS

Wind loads on cylindrical free roofs have been studied in a wind tunnel. The main objective of the present study is to propose appropriate wind force coefficients for designing the main wind force resisting systems of the roof considering the dynamic load effect of turbulent winds. Because the rise-to-span ratio f/B is regarded as the most important parameter, five models with different f/B ratios ranging from 0.1 to 0.5 were tested. Overall aerodynamic force and moment coefficients were measured with a six-component force balance. Wind pressures on the top and bottom surfaces of the roof model along representative two lines (Lines C and E) were measured simultaneously for various wind directions. Wind pressure distribution on the whole roof was calculated by CFD (computational fluid dynamics). RANS (Reynolds averaged Navier-Stokes equations) model was used to calculate the time averaged wind pressure distributions. Assuming that the roof is rigid and supported by four corner columns, the axial forces induced in the columns supporting the roof are regarded as the most important load effect for discussing the design wind loads. Based on the results, wind force coefficients for designing the main wind force resisting systems are proposed. In practice, the roof is divided into three zones, i.e. windward, central and leeward zones, and constant wind force coefficients are provided to these zones. Two load cases, which correspond to the maximum tension and compression induced in the columns, were considered. Finally the results on the maximum and minimum peak wind force coefficients along Lines C and E are presented, which may present useful information for discussing the wind loads for the designing of cladding/components.

\*1. Graduate Student, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University.

- \*2. Graduate Student, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University. Research Fellow of Japan Society for the Promotion of Science.
- \*3. Professor, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University.

## 曲面屋根を有する独立上屋の設計用風荷重に関する研究

# その2 ドーム型屋根の場合

山村 朗丸\*1 植松 康\*2

梗 概

本研究では、曲面屋根を有する独立上屋の構造骨組用風力係数と外装材用ピーク風力係数の検討を行った。本報では、ドーム型屋根を有する独立上屋を対象とし、風洞実験に基づき、ライズ・スパン比が風圧および風力の分布性状に及ぼす影響を明らかにした。次に、構造骨組用風力係数について検討した。検討に際し、屋根は剛であり4本の柱で支持されていると仮定し、荷重効果として柱軸力に着目した。構造骨組用風力係数は屋根面を風上側、屋根中央、風下側の3領域に分割し、実際の風力係数分布による荷重効果を再現する等価静的風力係数をそれぞれの領域に対して与えた。最後に、実験から得られた最大・最小ピーク風力係数に基づき、外装材用ピーク風力係数の提案を行った。

#### 1. はじめに

本報では、「その1」<sup>1)</sup>の円弧型屋根に引き続きドーム型屋 根を対象とする。ドーム型屋根を有する閉鎖型構造物に関し ては、本郷ら<sup>2)</sup>によって風洞実験に基づいた詳細な検討がな され、風力特性が明らかにされている。一方、ドーム型独立 上屋に関しては、筆者の知る限り全く研究がなされていない。 風洞実験において、屋根まわりの流れを忠実に再現するため には、模型の屋根厚さや柱の径をできるだけ小さくすること が必要である。一方で、圧力測定孔から伸びる多くの導圧管 を風洞床下に置かれた圧力変換器に導くためには、屋根厚さ や柱の径が必然的に大きくなる。さらに、ドーム屋根は二方 向に曲率をもつため、模型の作製が非常に難しい。このよう な模型作製上および風力測定上の困難さが、今まで研究がな されなかった大きな理由といえる。

本研究では、3Dプリンタを用いて導圧管も含めた縮尺模型 を作製することで、高い精度での風洞実験が可能になった。 屋根まわりの流れの性状に大きな影響を与えると考えられる パタメータは屋根のライズfとスパンDの比であるライズ・ スパン比fDであるため、風洞実験ではfD=0.1~0.4の4種 類の屋根形状を対象とする。圧力測定孔は屋根中心線上に設 け、屋根上下面に作用する風圧を全点同時測定する。構造骨 組用風力係数の提案の際には、屋根は剛で4本の柱で支持さ れていると仮定し、荷重効果として柱軸力に着目する。屋根 の応答は準静的とし、共振効果は無視する。風洞実験結果よ り、まず屋根面全体の風圧分布を把握する。次に、風向に平 行な中心線上の風力(屋根上下面の風圧の差)に基づき、構造 骨組用風力係数を提案する。さらに、最大・最小ピーク風力 係数に関する実験結果に基づき,外装材用ピーク風力係数の 提案も行う。なお,いずれの風力係数も fD の関数として与 える。

#### 2. 対象構造物

図1に本論文で用いる記号を、表1に対象とする構造物の パラメータを示す。本研究では、既往の実験<sup>3,4</sup>に倣い、実ス ケールで直径 D=15mのドーム型独立上屋を対象とする。ラ イズ・スパン比 fD は、fを変化させることで、fD=0.1~0.4の 4 種類とする。屋根平均高さ H はいずれも 8.0m である。し



図1 記号の定義

表1 対象構造物のパラメータ

f/D	$f(\mathbf{m})$	<i>D</i> (m)	<i>h</i> (m)
0.1	1.5	15	8.8
0.2	3.0	15	9.5
0.3	4.5	15	10.3
0.4	6.0	15	11.0

<sup>\*1</sup> 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 \*2 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授

たがって、屋根頂部高さhはfDによって異なる。

#### 3. 風洞実験方法

風洞をはじめ、実験装置は前報<sup>1)</sup>と同様である。また、実 験気流も同様に、日本建築学会・建築物荷重指針<sup>5)</sup>(以下、「荷 重指針」と称す)の定める、地表面粗度区分IIIに相当する境界 層乱流であり、平均風速のプロファイルを表すべき指数は $\alpha$ = 0.22、屋根平均高さにおける乱れの強さは $I_{utf}$ =0.16である。 図2および図3に模型の概要と模型写真をそれぞれ示す。模 型の幾何学的縮尺率は $\lambda_t$ =1/100である。ドーム型模型も、円 弧型同様、屋根と柱を3Dプリンタによって一括して作製し、 屋根厚さはt=2.0 mm、柱の外径は $\phi$ =6.5 mm である。圧力測 定孔は、図2に示すように屋根中心線に沿って上下面にそれ ぞれ9点ずつ設けられている。模型に対する風向 $\theta$ は図2に 示すように定義し、模型の対称性を考慮し0°から90°まで5° ピッチで変化させる。これにより、屋根面全体の風圧分布を 求める。

曲面を有する構造物の場合,レイノルズ数(Re数)によって 流れ場および風力特性が大きく変化する。前報では,円弧型 独立上屋においても,Re数によって屋根上面の風圧分布が大 きく変化することが示された。したがって,ドーム型独立上 屋においても,Re数の影響を適切に考慮して実験風速を決定 する必要がある。詳細は4.1.で述べるが,Re数が風圧分布に 及ぼす影響を考慮し,屋根平均高さにおける実験風速 $U_H$ は fD=0.1, 0.2では9 m/s, fD=0.3, 0.4では10 m/s と設定する。 したがって, fD=0.1, 0.2の場合,風速の縮尺率 $\lambda$ ,は約 1/3 と なり,時間の縮尺率は $\lambda_T \approx 1/32.4$ となる。一方, fD=0.3, 0.4の場合,風速の縮尺率 $\lambda_i$ は約 1/2.8 となり,時間の縮尺率は $\lambda_T$ 



図2 風圧実験模型(oは圧力測定孔位置を表す)



図3 模型写真

≈1/36.0となる。

測定はフルスケール換算で10分間を1セットとし、同一 条件下で10回測定する。1セットの測定時間*Tは、fD*=0.1, 0.2の場合18.5 sec, *fD*=0.3, 0.4の場合16.2 sec である。風圧 のサンプリング周波数は500Hz であり、全点同時サンプリン グする。なお、チュービングシステムによる変動風圧の歪み は、前報と同様、計測システムの周波数応答関数を用いて周 波数領域で補正する。風圧・風力の各種統計値は10セットの 結果のアンサンブル平均で評価する。

本研究では、屋根表面で測定された風圧pを屋根平均高さ Hにおける速度E $q_H$ で基準化した値を風圧係数として定義 し、上面を $C_{ph}$ 、下面を $C_{pb}$ と表す。さらに、屋根に作用する 正味の風力を表す風力係数Gは次式で与えられる。

$$C_f = C_{pt} - C_{pb} \tag{1}$$

風力係数は上面の風圧係数と同様、上から下に向かう方向が 正である。

#### 4. 風洞実験結果

#### 4.1. 風力特性に及ぼす Re 数の影響

実験風速を定めるにあたり、まず  $U_H$  を可能な範囲で変化 させ、風力係数分布の Re 数による変化を調べた。ここで、流 れの代表速度は  $U_H$  とし、代表長さは円弧型独立上屋の場合 と同様、屋根の曲率半径の2倍とした。 $U_H$ は3~11m/sの範 囲で変化させたため、対応する Re 数は(0.33~3.09)×10<sup>5</sup> とな る。図4および図5に、 $fD=0.2 \ge 0.3$ について、 $\theta=0^{\circ}$ の場 合の平均風力係数 $\overline{C}_f$  に関する実験結果を示す。横軸は風上側 屋根端部を原点(s=0)とし、屋根面に沿った座標 s を最大値  $s_{max}$  で基準化したものである。図より、 $Re>1.0×10^{5}$ の範囲で は、平均風力係数分布は Re 数によってほとんど変化しない。



#### 図4 Re 数による平均風力係数分布の変化(fB=0.2)





図5 Re 数数による平均風力係数分布の変化(fB=0.3)



図6 屋根上面の平均風圧係数分布(*θ*=0°)

この風力係数分布が変化しなくなる *Re* 数の範囲は,円弧型 における結果とよく一致している。したがって,ドーム型独 立上屋の場合も  $Re>1.0\times10^5$ であれば,極超臨界流れが再現 でき,そのような条件下で得られた結果は実スケールにおけ る測定結果を概ね再現できているといえる。そこで前述のよ うに,実験風速はfD=0.1, 0.2に対しては $U_{H}=9m/s$  (*Re* 数は 2.53×10<sup>5</sup>および 1.41×10<sup>5</sup>にそれぞれ対応する), fD=0.3, 0.4に対しては  $U_{H}=10m/s$  (*Re* 数は 1.22×10<sup>5</sup>および 1.11×10<sup>5</sup>に それぞれ対応する)とした。

#### 4.2. 風圧係数,風力係数分布

図6に、 $\theta$ =0°における屋根上面の平均風圧係数分布 $\overline{C}_{pt}$ の fDによる変化を示す。fD=0.1,0.2の場合、平均風圧係数は s/smaxに対して滑らかに変化しているが、fD=0.3,0.4の場合、



屋根頂部より後方領域において、平均風圧係数分布に変曲点 が存在する。この変曲点は、屋根上面に沿う流れの剥離位置 (時間平均値)を表しており、fDが大きくなるほど、その位置 は風上側に移動する。ただし、この剥離位置の移動は、円弧 型に比べて大きくない。これは、ドーム型の方が流れの三次 元効果が大きいことによると考えられる。

図 7~9 に、屋根上下面の平均風圧係数分布および平均風 力係数分布をそれぞれコンター図で示す。いずれも, 図は左 側から風が吹いている時の分布を示している。まず、屋根上 面の平均風圧係数Cntの結果に着目する。屋根面はx, y 両方 向に曲率をもつが、 $\overline{C}_{nn}$ は y方向にほぼ一様に分布している。 ただし、fD=0.4の場合、接近流がドームの風上側領域に直 接当たるため、そのような領域では、風圧は円形に分布して いる。図6より、fDが大きくなると、屋根中央より風下側で 屋根上面に沿う流れが剥離することが示されたが,図7より, 流れの剥離線が主流直交方向に直線的に分布していることが 分かる。次に、屋根下面の平均風圧係数 $\overline{C}_{pb}$ に着目する。fD=0.1 の場合,風上側端部近傍において大きな負圧が生じてい る。これは、円弧型と同様、風上側屋根端部で屋根下側に剥 離した流れが屋根下面に再付着することによると考えられる。 fD が大きくなると, 剥離流の再付着位置が風下側に移動し, 正圧を示す領域が狭くなる。fD=0.3 や0.4 の場合, 剥離流の 再付着は発生せず、屋根の下面がほとんど剥離流に覆われる ため、ほぼ一様な負圧を示す。平均風力係数 $\overline{C}_f$ に着目すると、 すべてのfDにおいて、 $\overline{C}_{nt}$ 分布と同様、y方向にほぼ一様に 分布し,風上側の屋根端部で大きな正の風力を示す。また, その大きさはfD=0.1 で最も大きい。これは、屋根下面に生 じる大きな局部負圧による結果と考えられる。いずれの fD においても、 $\overline{C}_f$ は屋根頂部近傍で、最も大きな負の風力を示 し、それより風下側においては値が増加していく(絶対値は小 さくなる)。fDが大きくなるほど、負の値を示す領域は風上 側に移動し、その範囲は狭くなる。

図 10 に、fD=0.1 と 0.4 について、屋根上面の平均風圧係 数分布を示す。比較のため本郷ら<sup>2</sup>によるドーム屋根を有す る閉鎖型構造物の平均風圧係数分布を併せて示す。ただし、 本郷らの風洞実験における実験気流のべき指数はα=0.27,屋 根頂部高さにおける乱れの強さは Iur≈0.23 である。また, fD は0.0,0.05,0.1,0.2,0.5の5種類の屋根形状を対象としている ため、ここでは、fD=0.1と0.5の結果を示す。なお、本郷ら は、屋根頂部高さにおける速度圧を用いて風圧係数を求めて おり、本研究での風圧係数の定義と異なるため、屋根平均高 さにおける速度圧で定義される値に補正した。図 10 より, fD が大きい範囲では、独立上屋と閉鎖型構造物で全体的な 風圧分布形状は似ている。しかし、fD=0.1の場合、閉鎖型 では風上側屋根端部において大きな負圧を示しているのに対 し、独立上屋ではこのような大きな負圧はみられない。この 大きな負圧は、風上端での流れの剥離と再付着の影響による ものであるが、独立上屋では風上側屋根端部で剥離は生じな い。このような性状は、前報の円弧型独立上屋と閉鎖型構造 物との比較心においても得られた。これより、閉鎖型構造物



図 10 閉鎖型構造物との比較(θ=0°)





の風上側屋根端部の流れの剥離は風上側壁面に当たる気流の 影響を強く受けると考えられ,壁面の有無が屋根面まわりの 流れ場に与える影響は大きい。

#### 5. 構造骨組用風力係数

#### 5.1. 評価方法

他の屋根形状<sup>1),3),4)</sup>と同様、屋根は剛で4本の柱で支持され ていると仮定し、荷重効果として柱の軸力に着目する。本研 究対象は比較的小規模な構造物であるため、準定常仮定に基 いて荷重を評価できるものとする。ここで、柱軸力Nが最大 ピーク値(最大引張力)を示す荷重パターンを Load case A,最 小ピーク値(最大圧縮力)を示す荷重パターンを Load case B と定義する。4. での考察より、風力係数は主流直交方向にほ ぼ一様に分布しているため、θ=0°での測定結果に基づき、構 造骨組用風力係数を評価する。つまり、θ=0°における風力係 数分布が主流直交方向に一様に分布し、かつ、完全相関であ ると仮定する。ここで、この仮定を検討するために、θ=90° における測定結果を用いて, 屋根頂部に位置する測定孔とそ の他の測定孔における変動風力の相関係数を求めた。図11に 結果を示す。屋根面に作用する風力は、屋根頂部周辺では、 主流直交方向に対して、ある程度の相関をもって変動してい るが、屋根端部に近づくほど頂部風力との相関は小さくなる。 したがって、大きな風力が作用する屋根中心線上の実験結果 に基いた構造骨組用風力係数の評価は、実際の風力係数分布



#### 図 12 構造骨組用風力係数の定義



(b) *f*/*B*=0.4

図 13 最大荷重効果 (Load case A, Load case B) を与え る瞬間の風力係数分布

を考慮した評価より、やや安全側の評価を与える。

図9に示したように、平均風力係数分布は、主流方向に対して、正の領域、負の領域、0に近い値を示す領域に特徴づけられる。そこで、構造骨組用風力係数は、0=0°における平均風力係数分布の形状に基づき、屋根面を風上側、屋根頂部



図 14 柱軸力の最大・最小ピーク値の平均値との比

周辺,風下側の3領域に分割し,それぞれの領域に対して最大荷重効果を再現するような等価静的風力係数  $C_{NW}$ ,  $C_{NC}$ \*,  $C_{NL}$ \*を与える。図12に,屋根面の分割方法とそれぞれの領域における設計用風力係数の定義を示す。なお,構造骨組用風力係数は2つの荷重ケース(Load case A, Load case B)それぞれに対して与えるものとする。

#### 5.2. 最大荷重効果を与える風力係数

 $\theta = 0^{\circ}$ のときの風力係数の時刻歴データより時々刻々の柱 軸力を求め、2つの荷重ケースに対して、フルスケール10分 間で最大荷重効果を示す瞬間の風力係数分布を求めた(条件 付きサンプリング)。図13に、 $fD=0.2 \ge 0.4$ について、10セ ット分の結果を示す。これより、実験データのばらつきは小 さく、各セットにおいて最大荷重効果が生じる瞬間の風力係 数分布は概ね一致することが分かる。そこで、まず10セット の結果のアンサンブル平均を求め、次に図12に示した3領 域 $R_1 \sim R_3$ に対して、空間平均値 $C_{NW}$ 、 $C_{NC}$ 、 $C_{NL}$ を求めた。結果 を表2に示す。

#### 5.3. ガスト影響係数

構造骨組用風荷重は建築基準法と同様、ガスト影響係数を 用いて算定されるものとする。したがって、構造骨組用風力 係数は 5.2.で得られた最大荷重効果を与える風力係数をガス ト影響係数で除した値として与える。ガスト影響係数 $G_f$ は変 動風力の動的荷重効果を表すものであり、時刻歴解析より得 られる柱軸力の最大あるいは最小ピーク値と平均値との比で 与えられる。図 14 は、すべてのfDについて、 $\theta = 0$ °の実験 結果より計算される軸力の最大・最小ピーク値と平均値の比 ( $N_{\text{peak}}/N_{\text{mean}}$ )を、 $|N_{\text{mean}}|$ に対してプロットしたものである。な

表2 最大荷重効果を与える瞬間の風力係数の空間平均値

		$C_{NW}$		$C_{NC}$		$C_{N\!L}$	
Load case		А	В	А	В	А	В
	0.1	1.2	1.9	-1.1	-0.6	-1.1	-0.8
(/ D	0.2	0.9	1.5	-0.9	-0.4	-1.4	-0.5
J/D	0.3	0.9	1.6	-0.9	-0.5	-1.0	-0.2
	0.4	1.2	1.7	-0.8	-0.4	-0.4	0.1

表3 構造骨組用風力係数の提案値

提案値 Load case		$C_{NW}^{*}$		$C_{NC}^{*}$		$C_{NL}^{*}$	
		Α	В	А	В	А	В
	0.1	0.6	1.1	-0.6	-0.3	-0.6	-0.4
C/D	0.2	0.5	0.8	-0.5	-0.2	-0.8	-0.3
$\int J/D$	0.3	0.5	0.9	-0.5	-0.3	-0.6	-0.1
	0.4	0.7	0.9	-0.4	-0.2	-0.2	0.0



図 16 負のピーク風力係数分布

お、本研究では、荷重効果の評価には $\theta=0^{\circ}$ の実験結果を代表 して用いているため、図にはドーム型と似た流れ場をもつ円 弧型の結果も併せて示す。ドーム型の結果は円弧型の結果に よく対応している。したがって、設計上重要となる大きな軸 力の範囲に着目し、円弧型と同様、ここでは $G_{f}=1.8$ とする。

#### 5.4. 構造骨組用風力係数の提案

ドーム型独立上屋の屋根形状は点対称であるため,風向の 影響は考えない。したがって,最終的な構造骨組用風力係数 は表2に示した値をガスト影響係数で除した形で与える。結 果を表3に示す。

#### 6. 外装材用ピーク風力係数

外装材の受圧面積は荷重指針<sup>5</sup>に基づき1m<sup>2</sup>とする。植松・ イシモフ<sup>6</sup>は、小規模な低層構造物の屋根や壁面のピーク風 圧係数に関して、移動平均時間と空間平均面積の関係を検討 し、平均時間*T<sub>a</sub>*の移動平均は、次式で表される領域に対する 空間平均とほぼ等価であると結論づけている。

$$A = \left(\frac{T_a \cdot U_H}{k_p}\right)^2 \tag{2}$$

ここで、Aは空間平均を行う領域の面積、 $U_H$ は屋根平均高さにおける風速、 $k_p$ はディケイファクターである。ここでは、 $k_p$ =5 と仮定すると、 $T_a$ =0.18sを得る。前述したように、風圧測定における時間の縮尺率は $\lambda_T \approx 1/32.4$ または $\lambda_T \approx 1/36.0$ 、サンプリング間隔は $\Delta t$ =0.002sであるから、ここでは3個のデータを用いて移動平均を行う。植松・イシモフは、隅角部の圧力勾配の大きい領域では、式(2)は必ずしも成り立たず、そ



表4 外装材用ピーク風力係数の提案値

(a) 正のピーク風力係数

正のピーク風力係数		領域		
		$R_1$	$R_2$	$R_3$
f/D	0.1	3.2	2.2	1.3
	0.2	2.5	1.7	0.9
	0.3	2.4	2.0	1.1
	0.4	2.4	2.1	1.2

(b)負のピーク風力係数

負のピーク風力係数		領域		
		$R_1$	$R_2$	$R_3$
f/D	0.1	-1.0	-1.2	-1.4
	0.2	-1.6	-1.7	-1.7
	0.3	-1.2	-1.2	-1.2
	0.4	-0.9	-1.1	-1.3

の場合,平均操作による風圧の低下は空間平均の方が移動平 均よりも大きいことを示している。したがって,ここでは安 全側の評価ができるとして,時間平均操作による評価を行う。 図 15,16 は、すべての fD について,各測定点における最大・ 最小ピーク風力係数分布をコンター図で表したものである。 いずれの fD においても、風上側で大きな正のピーク風力係 数が生じ,その値は風上側屋根端部に近いほど大きい。これ は、風上側屋根端部での流れの剥離に伴う渦発生により、屋 根下面に大きな局部負圧が発生したことによると考えられる。 一方、大きな負のピーク風力係数は屋根頂部から風下側にか けて楕円形に分布している。

外装材用ピーク風力係数は、荷重指針の定めるドーム型屋 根の外装材用ピーク外圧係数の規定に倣い、屋根面を図17の ように*R*<sub>1</sub>, *R*<sub>2</sub>, *R*<sub>3</sub>の3領域に分け、領域ごとの最大および最 小ピーク値を正および負の風力係数としてそれぞれ与えた。 表4に結果を示す。正のピーク風力係数はそれぞれの領域に 対して大きく異なる。また、外側に位置するほど大きな値を とり、その値は*fD*が小さいほど大きくなる。一方、負のピ ーク風力係数はいずれの領域においても、それほど大きな差 はない。これは上述したように、図16でみられた風下側の負 の領域が、複数の領域にまたがるように分布することによる ものである。

#### 7. おわりに

本研究では、ドーム型独立上屋の構造骨組用風力係数と外装材用ピーク風力係数を風洞実験結果に基づき検討した。

風洞実験では、屋根中心線上に設けた測定ライン上の風圧 分布を測定し、屋根上面および下面に作用する風圧の分布特 性を明らかにし、その結果に基づき屋根面まわりの流れの性 状について考察した。

構造骨組用風力係数を検討するにあたり、屋根は剛で4本 の柱で支持されていると仮定し、荷重効果として柱軸力に着 目した。風力係数分布が風向に対して直交方向にほぼ一様に 分布していることより、屋根中心線上の風力係数分布に基づ き、屋根面を風上側、屋根頂部、風下側に3つの領域に分割 した。柱に最大引張力および最大圧縮力(最大荷重効果)が発 生する瞬間の風力係数分布を条件付きサンプリング手法によ り求め、それぞれの領域で空間平均した値を等価静的風力係 数として与えた。構造骨組用風力係数は、それらをガスト影 響係数で除した値である。

外装材用ピーク風力係数については、屋根端部において大きな正の風力が作用することから、屋根面をドーナツ状に3 領域に分割し、それぞれに対して最大あるいは最小ピーク値を風力係数として与えた。

[謝辞]

本研究を実施するに当り,一般社団法人日本膜構造協会よ り多大なる支援を頂いた。ここに記し,感謝の意を表する。

[参考文献]

- 山村朗丸,植松康:曲面屋根を有する独立上屋の設計用 風荷重に関する研究:その1 円弧屋根の場合,日本膜 構造研究論文集,2017
- 2) 本郷剛, 鈴木雅靖, 土屋学: 球形屋根に作用する風圧力 に関する実験的研究-その1.平均風圧に及ぼす気流勾配 および乱れ強さの影響-, 日本風工学会誌, 第62号, pp. 23-33, 1995.
- 3) 植松康,飯泉江梨,セオドルスタトポラス:独立上屋の 風荷重に関する研究:その2 構造骨組用風力係数,日 本風工学会論文集,第31巻,第2号,pp.35-49,2006.
- 4) 植松康, 宮本ゆかり, ガヴァンスネ江梨:メッシュ膜を用いた HP 型独立上屋の設計用風荷重, 膜構造研究論文集 2013, pp.1-13,2013.
- 5) 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2015
- 6) 植松康,ニコラスイシモフ:低層建築物に作用する局部 風圧力に関する研究:その3 外装材設計用外圧係数に ついて、日本風工学会誌、第73号、pp.15-34,1997.

# Wind force coefficients for designing curved free roofs Part2: Domed roofs

Roma Yamamura<sup>1)</sup> Yasushi Uematsu<sup>2)</sup>

#### SYNOPSIS

Wind loads on domed free roofs have been studied in a wind tunnel. The objective of the present study is to propose appropriate wind force coefficients for designing the main wind force resisting systems and the peak wind force coefficients for designing the cladding and its immediately supporting members. Wind pressures were measured simultaneously at many taps along a center line both on the top and bottom surfaces of the roof model for various wind directions. Assuming that the roof is rigid and supported by four corner columns, the axial forces induced in the columns are regarded as the most important load effect for discussing the wind force coefficients for designing the main wind load resisting systems. Design wind force coefficients are proposed based on the results. The roof is divided into three zones and the wind force coefficients are provided for these zones as a function of rise-to-span ratio. The peak wind force coefficients for designing the cladding and its immediately supporting members are proposed based on the results for the maximum and minimum peak wind force coefficients irrespective of wind direction.

\*1 Graduate Student, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University

\*2 Professor, Department of Architecture and Building Science, Tohoku University

# 「膜構造研究論文集 2018」原稿応募規定

- 研究内容: 膜構造に関する学術・技術についての論文・報告とし、未発表のもの。ただし、これまで発表 された論文の展開、追加、詳細等、新しい内容が盛り込まれたものは可とします。
- 研究論文応募方法:応募者に制限はなく、申込み用紙にアブストラクト数行程度を書き、膜構造協会に9月30日 までに申込んでください。申込みのあった方に本論文の執筆要領などを送付します。本論文の 提出締切 2018年12月14日(金)
- 研究論文査読方法:研究論文は協会に設けられた論文審査委員会により査読を行い、採否を決定します。 なお、査読を行わない、報告・記事の枠もありますので、この場合はその旨を明記の上ご応募 ください。
- 論 文 集:発行2019年3月(予定)
- 著 作 権:掲載された論文の著作権は著者の占有としますが、協会は編集出版権を持つものとします。
- 論文集の配布方法 各大学、研究所の他、膜構造に関係のある研究者、設計者及び関係各位に無料配布を行なう他、 希望者にも有料配布します。

連 絡 先 〒105-0001 東京都港区虎ノ門 1-13-5 一般社団法人 日本膜構造協会 論文係
 E-mail: ronbun@makukouzou.or.jp
 Tel (03)3501-3535
 Fax (03)3501-3548

一般社団法人日本膜構造協会