The Membrane Structures Association of Japan

# 膜構造研究論文集 2019

**Research Report on Membrane Structures 2019** 

-*No. 33*-

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2019

Research Report on Membrane Structures 2019

## 〔目 次〕

## 第1編 研究論文

1.	スパン・軒高比が陸屋根の非定常空気力特性に及ぼす影響 -				1
		高舘祐	貴	(建築研究所)	
		植松	康	(秋田高専)	
2.	片持ち形式のスタジアム屋根の風荷重予測に関する基礎的研究				13
		瀧澤峰	義	(横河システム建築)	
		岡田	章	(日本大学)	
		宮里直	也	(日本大学)	
		廣石秀	造	(日本大学短期大学部)	
		森下	諒	(日本大学)	
3.	骨組膜構造およびテント倉庫に用いられる鋼管トラス構造の				21
	設計手法に関する基礎的研究	中島	肇	(日本大学)	
		塩原	登	(日本大学)	
		橳島	凌	(日本大学)	
		石鍋雄	ŧ−J	郎(日本大学短期大学部)	
4.	積雪寒冷地域の勾配屋根における屋根雪制御方法の提案				29
	- 雪下ろし中の事故防止対策について-	中島	肇	(日本大学)	
		金子亮	云太	(日本大学)	
	本論文(29~38ページ)は、審査終了後、著者の甲し出により取り下げられたため掲載を中止します。	小沼光	記記	(日本大学)	
	2020年12月7日	小野啓	介	(日本大学)	
		石鍋雄	É−J	郎(日本大学)	
5.	円弧型独立上屋に作用する風力の時間的・空間的変動特性に関	する研	究		39
		文 礼	志	(東北大学)	
		植松	康	(秋田高専)	
6.	骨組膜構造鋼屋根の支持方法の一提案とその耐震有用性に関す	る検討	-		53
	その2 RC の下部構造と H 形鋼で支持された鋼屋根等の耐震	設計計	·算	手順の提案	

加藤史郎(豊橋技術科学大学) 染谷健太(太陽工業) 和田直記(太陽工業) 吉野達矢(太陽工業) 中澤祥二(豊橋技術科学大学)

i

## 第2編 報告・概説

1.	JTA ドーム宮古島	 		63
		井上哲哉	(協立工業)	
2.	宜野座村観光拠点施設	 		67
		井上哲哉	(協立工業)	

[第1編 研究論文]

## スパン・軒高比が陸屋根の非定常空気力特性に及ぼす影響

高舘 祐貴<sup>\*1</sup> 植松 康<sup>\*2</sup>

#### 梗 概

本研究では、大スパン陸屋根を対象とし、CFD 解析を用いた強制加振実験を行うことで屋根のスパン・ 軒高比(L/H)が非定常空気力特性に及ぼす影響を明らかにする。まず、静止屋根を対象とし、L/Hを3、 6、9 と変化させて計算を行い、L/H の変化に伴う風圧分布の変化を明らかにする。また、計算結果を既 往の風洞実験結果と比較することで、解析モデルの妥当性を検証する。次に、屋根を逆対称一次モー ドで強制加振したとき、屋根に作用する非定常空気力を求め、その特性を変位比例成分と速度比例 成分に基づき評価する。最後に、大スパン陸屋根における空力減衰と構造減衰の関係に基づき、その 空力安定性を考察する。

#### 1. はじめに

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様々な形状を有する大空間構造物の建設が可能となった。 特に,膜材を用いた大スパン屋根はスポーツ施設や仮設構造物,空港の屋根など様々な場所で用いられている。膜構造による大スパン屋根は軽量で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,屋根が風によって柔軟に変形するため,風による直接的な力だけでなく,風による屋根の変形や振動に伴って発生する付加的な空気力である「非定常空気力」が作用する。この非定常空気力が屋根を空力的に安定化させる場合もあれば,逆に不安定化させる場合もある。後者の場合には、空力不安定振動の発生が懸念される。

大スパン屋根の空力安定性に関する研究はこれまでいくつ か行われている。大きくは空力弾性模型を用いた「自由振動 法」と強制加振模型を用いた「強制加振法」によるものに大別 される。自由振動法による研究例として,Uematsu and Uchiyama<sup>1)</sup>は一方向吊屋根を対象とし,一様流中の吊屋根の 動的挙動を,空力弾性模型を用いて明らかにした。また, Matsumoto<sup>2),3)</sup>は、大スパン吊屋根を対象とし、一様流中で自 由振動実験を行い、逆対称一次モードの空力不安定振動の 発生風速を示した。さらに、三宅ら<sup>40</sup>は一様流と境界層乱流中 での風洞実験に基づき、剥離せん断層の不安定現象に関連 させて大スパン陸屋根の励振特性を明らかにした。一方、強 制加振法を用いた代表的な研究例として、Daw and Davenport<sup>9</sup> は半円筒形屋根を対象とした強制加振実験を行い、屋根の振 動変位並びに振動速度に比例する成分を考慮した動的応答 倍率を導出し、動的応答の予測を行った。大熊ら<sup>60</sup>は大スパン 陸屋根を対象とし、風洞気流中で強制加振実験を行うことで、 大スパン屋根に作用する非定常空気力の特性を明らかにした。 杉山ら<sup>¬</sup>は、大熊らの風洞実験を模擬した CFD 解析を行うこと で屋根に作用する非定常空気力を評価した。また、自由振動 実験を行い、流体一構造連成効果についても考察した。Ding et al.<sup>®</sup>は、風洞実験ならびに CFD 解析を用いた強制加振実験 を行うことで円弧屋根に作用する非定常空気力の特性を明ら かにし、屋根の動的応答の予測並びに空力安定性に関する 考察を行った。Li et al.<sup>®</sup>は既往の研究で行われた風洞実験<sup>®</sup> および CFD 解析<sup>®</sup>による結果を CFD 解析で再現し、陸屋根と 円弧屋根に作用する非定常空気力がほぼ同じとみなせること を示し、大スパン屋根の風による動的応答を評価した。さらに、 Takadate and Uematsu<sup>10</sup>は陸屋根、円弧屋根、吊屋根を有する 大スパン構造を対象として CFD 解析を行うことで、大スパン屋 根の空力安定性を評価した。

このように、大スパン屋根の空力安定性を扱った研究はいく つか見られるものの、いずれもある特定のスパン・軒高比(L/H) をもつ建築物を対象としており、L/Hの影響を系統的に検討し た例はない。大スパン陸屋根の L/H の変化に伴う風圧分布の 変化は上田ら<sup>110,12</sup>によって検討されているが、これらの研究で は屋根の空力安定性については論じられていない。大スパン 陸屋根の空力安定性について、大熊ら<sup>61</sup>は、振動する屋根に 負減衰効果を与える風力は、剥離泡内で形成される渦が振動 の刺激を受けることによって発生すると考察している。したがっ て、L/H は空力安定性に影響する大きな要因になると考えられ る。そこで、本研究では、L/H が異なる大スパン陸屋根に着目 し、屋根振動の変位比例成分に対応する「空力剛性」と速度

<sup>\*1</sup> 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ 研究員

<sup>\*2</sup> 秋田工業高等専門学校 校長

比例成分に対応する「空力減衰」を用いることで、大スパン陸 屋根に作用する非定常空気力の L/H による変化や空力不安 定振動の発生条件およびその発現風速について検討を行う。

#### 2. CFD 解析

#### 2.1 対象とする建築物

対象とする建築物は軒高 H が 20m の陸屋根建築物であり, スパン L は 60m, 120m, 180m の 3 種類とする。CFD 解析にお いては,風洞実験を模擬した縮小スケールでの解析とし,その 幾何学的縮尺率は 1/400 と仮定する。

#### 2.2 CFD 解析の概要

CFD 解析には次式で表される連続式と非圧縮性の Navier-Stokes 方程式を用いる。

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

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

ここで、 添え字の i, j は主流方向、 主流直交方向および高さ方 向成分であることを表す。 $x_i, x_j$ は空間座標の 3 成分、 p は圧力、 v は渦動粘性係数、  $\rho_a$  は空気密度、  $\tau_j$  はサブグリッドスケール 応力であり、 WALE モデル<sup>13</sup>によって表されるものとする。

解析には ANSYS Fluent (Ver 19.0)を用いる。時間項の離散 化には 2 次精度陰解法を用い,空間項の離散化には 2 次精 度中心差分を用いる。解析における無次元時間刻み  $\Delta t^* (=\Delta t U_{\rm H}/L)$ は  $4.0 \times 10^3$  とし, サンプリング周波数はいずれの 解析においても 1000Hz とする。ここで、 $U_{\rm H}$  は軒高風速、 $\Delta t$  は 解析スケールでの時間刻みを表す。本研究では、無次元風速 による非定常空気力特性の変化を把握するため、 $U_{\rm H}$  は 6 m/s と12 m/s の 2 種類とする。図 1 に解析領域と境界条件を示す。 本研究において、CFD 解析は 3 次元空間に対して行うが、屋 根に作用する風圧や非定常空気力はモデル中心線上の 2 次 元的な流れ場に基づいて評価する。なお、2 次元的な流れ場 に着目する場合でも 3 次元的な流れ場が風圧分布に影響す るため、解析領域にはある程度の幅を持たせている。解析領 域の検討の詳細については文献 10)を参考にされたい。

本研究では、気流の乱れが非定常空気力特性に及ぼす影響を明らかにするため、一様流と境界層乱流を用いた解析を行う。境界層乱流については、建築物荷重指針・同解説<sup>14</sup>(以下、「荷重指針」と称す)に示される地表面粗度区分Ⅲ相当の気流を目標とし、ANSYS Fluent に実装されている Spectral Synthesizer<sup>15),16</sup>を用い、平均風速、乱流エネルギーおよび消散率を与えることで生成した。なお、ここではモデルの中心位置における風速プロファイルが荷重指針の値に概ね対応するように各パラメータの値をチューニングしている。図2にモデル中心位置における風速プロファイルと解析モデルの軒高における変動風速のパワースペクトル密度を示す。Zは高さ、Uref は基準高さZef(=1 m)における平均風速を表す。図2(b)の縦軸は変動風速のパワースペクトル密度S(f)を周波数fと標準偏

差 $\sigma^2$ で無次元化したもの、横軸は周波数 fを乱れの長さスケ ール L<sub>x</sub>と軒高風速 U<sub>H</sub>で無次元化したものを表す。なお、図 1 に示すように解析モデル(L/H)によって解析領域が変化するこ とから、図 2 のいずれのモデルについてもモデルのない状態 で計算した結果を示している。平均風速と気流の乱れ強さの プロファイルは、L/H によって結果にいくらか差はあるものの、 いずれの結果も荷重指針の値とよく対応している。また、変動 風速のパワースペクトル密度についても、分布形状はやや異 なるものの全体的にはよく一致している。また、フィルタ効果に よって fL<sub>x</sub>/U<sub>H</sub>>1 の高周波領域でパワーが減衰しているものの、 荷重評価で重要となる低周波領域では Kaman 型と十分対応 している。したがって、本研究ではこの境界層乱流を用いること とする。



#### 2.3 屋根の強制加振

本研究では、屋根を強制的に加振したときの流れの解析を 行う。屋根の強制振動には ANSYS Fluent に実装されている Spring smoothing 法を用いる。振動モードは、内部容積の変化 がなく、既往の研究  $5^{-10}$ で多く検討されており、比較的励起さ れやすい逆対称一次モードを対象とする。なお、本研究では 強制加振時の内圧の効果は無視する。このモードでの屋根の 振動z(s,t)は一般化変位 $x_c$ と振動モード $\phi$ を用いて次式で表さ れる。

$$z(s,t) = x_z(t)\phi(s) \tag{3}$$

$$x_z(t) = z_0 \sin\left(2\pi f_m t\right) \tag{4}$$

$$\phi(s) = \sin\left(2\pi \frac{s}{L}\right) \tag{5}$$

ここで、 $z_0$ は加振振幅、 $f_m$ は加振振動数、sは風上端部から屋 根面に沿った距離を表す。本研究では、大熊ら<sup>60</sup>の研究に基 づき、 $z_0 = 3$ mm とし、 $f_m$ は、L/H=3、9 については 10~50Hz の範囲を 10Hz 刻みで、L/H=6 についてはそれに加えて 80~ 160Hz の範囲を 20Hz 刻みで変化させた。なお、 $z_0$ および  $f_m$ はいずれも無次元化し、それぞれ無次元加振振幅  $z^*(=z_0/L)$ と 無次元加振振動数 $f_m^*(=f_mL/U_H)$ で表す。

#### 3. 解析結果

#### 3.1 大スパン陸屋根に作用する風圧係数分布

まずLHの異なる陸屋根に作用する基本的な風圧特性を明らかにするために、静止屋根(L/H=3, 6, 9)における風圧係数 分布に着目する。図3および図4に一様流を用いて得られた 平均風圧係数 Cpmcan ならびに RMS 変動風圧係数 Cp'の分布 を示す。グラフの横軸はsを軒高Hで無次元化した値である。 なお、解析の妥当性を示すため、一様流については大熊ら<sup>17)</sup> の、境界層乱流については上田ら<sup>11),12</sup>の風洞実験結果も併 せてプロットした。いずれの結果についても、既往の風洞実験 結果と本研究における CFD 解析の結果はよく対応している。

Cpmean および Cp'の値を s/H に対してプロットすると,様々な L/H に対する分布が類似しており、L/H の変化に伴う風圧分布 の変化が小さいことが分かる。これより、 大スパン陸屋根におい ては風上端部で生成される剥離渦が軒高の影響を強く受け、 それが屋根の風圧分布に支配的な影響を及ぼすと考えられる。 平均風圧係数 Cpmean の分布に着目すると、一様流では s/H=2 ~4の領域でCpmeanの絶対値が緩やかに小さくなっているのに 対し, 境界層乱流では s/H=0~2 の領域で Cpmean の絶対値が 急激に小さくなっている。同様に, RMS 変動風圧係数 C, の分 布に着目すると、C, は一様流では s/H=3 付近で最大となって いるのに対し,境界層乱流では,風上端部付近で最大となっ ている。これは、気流の乱れが大きくなるにつれて剥離流の再 付着が促進され、剥離泡の大きさが小さくなるためと考えられ る。なお、流れの再付着は平均風圧係数分布の変曲点および RMS 変動風圧係数分布のピークを与える点の近傍で発生す ると考えられるが、L/H=3の場合、一様流では屋根全体が剥離





図4静止屋根における風圧係数分布(境界層乱流)

泡に覆われるような分布になっている。L/H によって風上端部 で剥離した流れの再付着位置が変化するため、それに伴う屋 根面の風圧変動や剥離泡内外の屋根の振動が非定常空気 力に及ぼす影響を把握する必要があると考えられる。

#### 3.2 振動屋根面に作用する風圧係数分布

図5に逆対称一次モードで強制加振した時のCpmcanおよび

 $C_p$ 'の分布を示す。ここでは、代表例としてL/H=6の結果を示した。比較のため、大熊ら<sup>17)</sup>による風洞実験とLi et al.<sup>9</sup>による CFD 解析の結果も併せてプロットした。これらの研究において



(b) RMS 変動風圧係数 図 5 振動屋根における風圧係数分布

s/L

は乱れ強さ 7%の一様乱流が用いられているが、ここでは本研 究における一様流中の結果と比較している。また、屋根の振動 が風圧分布に及ぼす影響に着目するため、横軸は風上端部 から屋根に沿った長さsをスパンLで無次元化したものとした。 凡例中の数字は無次元加振振動数  $f_m^*(=f_mL/U_H)$ を表し、ここでは 0, 0.5, 1.5, 2.5 と変化させた。

図 5(a)によると, s/L=0.25~0.5 の領域における風圧係数分 布の傾きは加振振動数が大きくなるにつれて大きくなっている。 これは,風上端で流れが剥離することによって生じる剥離泡の 大きさが屋根の振動によって小さくなり,再付着点が風上側に 移動したためと考えられる。図 5 (b)によると,RMS 変動風圧 係数は,振動の腹の位置(s/L=0.25,0.75)で極値をとるような分 布となっている。これは,屋根を強制加振したことによって振動 の腹の位置における変動風圧が屋根の振動の影響を受けて 大きくなったためと考えられる。いずれの結果についても,非 振動時の解析結果と同様,本研究における CFD 解析と既往 の研究の結果はよく対応している。

#### 3.3 変動風圧のパワースペクトル密度

振動屋根に作用する変動風圧の特性を把握するために, 強制加振時の振動の腹の位置 (s/L=0.25, 0.75) における変動 風圧のパワースペクトル密度に着目する。ここでは,流れの剥 離と屋根の振動が変動風圧に及ぼす影響を把握するために, 一様流の結果を用いる。図 6 および図 7 に L/H=3, 6, 9 につ いて,風上側 (s/L=0.25) および風下側 (s/L=0.75) の 2 つの位置 における変動風圧のパワースペクトル密度 S<sub>p</sub>(f)をそれぞれ示 す。なお,縦軸はパワースペクトル密度を周波数 f と速度圧 q<sub>H</sub>



図 7 風下側の最大振幅位置(s/L=0.75)におけるパワースペクトル密度

を用いて無次元化した値であり, 横軸は無次元周波数  $fH/U_{\rm H}(=f_{\rm m}^{*}/6)$ である。

変動風圧のパワースペクトル密度は屋根の無次元強制加 振振動数 fm\*に対応する周波数で明確なピークを示し, そのピ ーク値は fm\*の増大に伴い大きくなっている。また、同じ加振振 動数でも, LH が大きいほど, ピーク値は大きい。加振振動数 が低い場合、ピーク値の大きさは風上側よりも風下側の方がや や大きくなっている。ただし、L/H=3 ではいずれの位置におい てもほぼ同じ値である。これは、L/H=3の場合、風上側位置 (s/L=0.25)と風下側位置(s/L=0.75)のいずれも剥離泡の中に 入り、変動風圧の性状が類似しているためと考えられる。また、 fm\*=0.5 では, s/L=0.25 と 0.75 いずれの位置においても, fH/U<sub>H</sub> >10-1の無次元周波数範囲でパワーが減少している。一方, L/H=6および9の場合, fH/UHが小さい範囲では風上側のパワ ースペクトル密度のピーク値は風下側に比べて小さく, ピーク のすそが広くなっている。このような傾向は風下側では見られ ない。これらは、剥離泡内での屋根の振動と気流による相互作 用によるものであり、大熊ら<sup>6</sup>が示した負減衰効果をもたらす渦 が影響していると考えられる。図 6および図 7によると、パワー スペクトル密度の全体的な形状は非振動時と振動時でほぼ同 じである。これより,屋根の振動によって生じる変動風圧は静 止屋根に作用する変動風圧に屋根の強制加振による変動成 分が上乗せされたようなものになっていると考えられる。つまり、 振動屋根において,静的に作用する平均風圧は接近流や屋 根の形状(L/H)による影響が大きいが,動的に作用する変動 風圧は屋根の振動による影響が大きいといえる。

#### 3.4 変動風圧の移流速度

屋根に作用する変動風圧の移流現象を明らかにするため、 変動風圧のクロススペクトルから得られる位相差を用いて変動 風圧の移流速度の評価を行う。ここでは、図8に示すように屋 根のスパンを6等分して与えられる5点の隣り合う2点におけ る変動風圧の位相差Θに着目する。図 9 は一様流中の振動 屋根に作用する変動風圧の位相差を無次元振動数 fA/U<sub>H</sub>に



対してプロットしたものである。ここで、△は2点間の距離を表す。 この時の屋根の加振振動数はfm\*=0.15である。これらの結果に よると、変動風圧の位相差のは fA/Un に対してほぼ比例してい る。これは変動風圧が全体的にほぼ一定速度で下流側に移 流していることを示している。屋根全体が剥離泡内に含まれる L/H=3 の場合であっても変動風圧が移流的である。Θが fΔ/UH に比例している場合,変動風圧の移流速度 Uc は次式で与え られる。

$$U_{\rm C} = 2\pi f \Delta / \Theta \tag{6}$$

位相差のが 360°となる時の fa/UHの値を利用して Ucを求める と、ややばらつきがあるものの、軒高風速 UHの約 0.6 倍である。 これは,既往の研究 1),6),10)で示された値とほぼ同じである。さ らに, Takadate and Uematsu<sup>10)</sup>によると, 静止屋根と振動屋根で 変動風圧の位相特性にはそれほど大きな差がない。本計算結 果においても, L/H にかかわらず変動風圧の移流速度はほぼ 同じであり, 屋根の振動が変動風圧の移流速度に及ぼす影響 は小さい。つまり,屋根に作用する変動風圧の移流現象は屋 根の振動の影響をほとんど受けないと考えられる。

#### 4. 大スパン屋根に作用する非定常空気力特性 4.1 非定常空気力の定義

一般化変位と一般化風力を用いた屋根の振動方程式は次 式で表される。

$$M_{s}\ddot{x}_{z}\left(t\right)+C_{s}\dot{x}_{z}\left(t\right)+K_{s}x_{z}\left(t\right)=F_{k}\left(t,z,\dot{z},\ddot{z},...\right)$$
(7)

$$F_k\left(t, z, \dot{z}, \ddot{z}, ...\right) = F_T\left(t\right) + F_W\left(t\right) + F_A\left(t, z, \dot{z}, \ddot{z}, ...\right)$$
(8)

ここで, M。は一般化質量, C。は一般化減衰, K。は一般化剛性,  $F_k$ は一般化風力を表す。また、 $F_T$ は接近流の乱れによる変動 風力, Fwは流れの剥離に伴う渦による変動風力, Faは非定常 空気力を表す。なお,屋根の作用する風力は平均成分と変動 成分の和で表されるものとし、ここでは、屋根に作用する風力 の変動成分を考慮している。なお,屋根に作用する一般化風 力 Fk は屋根に作用する外圧 Pe と逆対称一次モードのモード

対称一次モードを対象としているため、屋根に作用する内圧 は0と仮定する。非定常空気力 $F_A$ は、近似的に屋根の振動変 位と同位相の成分で表される「空力剛性」と屋根の振動速度と 同位相の成分で表される「空力減衰」の和によって表すことが できる。すなわち、

$$F_A = K_a z + C_a \dot{z} \tag{10}$$

ここで,  $K_{az}$  は空力剛性力,  $C_{az}$ は空力減衰力を表す。式(10) を式(7)に代入すると,非定常空気力を考慮した屋根の振動 方程式が次のように得られる。

$$M_{s}\ddot{z} + (C_{s} - C_{a})\dot{z} + (K_{s} - K_{a})z = F_{T} + F_{W}$$
(11)

振動屋根に作用する風力は屋根の振動に伴う非定常空気 力によって非常に複雑なものとなる。式(11)によると、 $C_a < 0$ 、 $K_a < 0$ の場合、空力減衰や空力剛性が振動系全体の剛性や減 衰を増加させるように作用するため、屋根の振動は非定常空 気力によってより安定なものとなる。一方、 $C_a > 0$ 、 $K_a > 0$ の場合 には、振動系全体の減衰や剛性が減少するように作用する。 特に、 $C_a > C_s$ の場合、振動系全体の減衰が負となるため、発 散的な振動が生じるようになる。以上のことより、この空力剛性 および空力減衰が大スパン屋根の空力安定性を評価する上 で重要となる。強制加振法を用いた場合、屋根の振動変位お よび振動速度と同位相の成分がそれぞれ正弦関数と余弦関 数で表されることから、これらの非定常空気力(空力剛性・空力 減衰)はフーリエ級数展開を用いて次式のように求めることが できる。

$$F_A = F_R \sin 2\pi f_m t + F_I \cos 2\pi f_m t \tag{12}$$

$$F_{R} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_{k}\left(t\right) \sin\left(2\pi f_{m}t\right) dt$$
(13)

$$F_{I} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_{k}(t) \cos\left(2\pi f_{m}t\right) dt$$
(14)

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{F_I}{F_R} \right) \tag{15}$$

ここで、 $F_R$ は振動変位に比例する成分、 $F_I$ は振動速度に比例 する成分であり、それぞれ空力剛性および空力減衰に対応す る。 $\beta$ は屋根の変位と非定常空気力の位相差を示す。本研究 では、得られた空力剛性、空力減衰を速度圧  $q_H$ と荷重負担面 積  $A_s$  (= $B_uL$ )、無次元振幅  $z_0L$ を用いることで空力剛性係数  $a_K$ と空力減衰係数  $a_C$ として表す。なお、屋根中心線上の 2 次元 的な流れ場に基づいて評価を行うため、荷重負担幅 $B_u$ は単位 幅 ( $B_u$ =1)とする。

$$a_{K} = \frac{F_{R}}{q_{H}A_{S}\left(z_{0}/L\right)} \tag{16}$$

$$a_C = \frac{F_I}{q_H A_S \left( z_0 / L \right)} \tag{17}$$

屋根の一般化風力に基づく非定常空気力だけでなく,屋根の任意の位置 s に作用する非定常空気力の効果は屋根の位

置 s における振動変位および振動速度と同位相の成分を用いることで一般化風力に基づく非定常空気力特性と同様に評価できる。屋根の風上側で最大振幅となる位置(s/L=0.25)における変位比例成分 F<sub>R</sub>,速度比例成分 F<sub>k</sub>は次式で表される。

$$F_{Rs} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_{s}(s,t) \sin\left(2\pi f_{m}t\right) dt$$
(18)

$$F_{Is} = \frac{1}{T} \int_{-T}^{T} F_{s}\left(s,t\right) \cos\left(2\pi f_{m}t\right) dt \tag{19}$$

$$\beta_s = \tan^{-1} \left( \frac{F_{ls}}{F_{Rs}} \right) \tag{20}$$

ここで、Fs は屋根の位置 s に作用する風力(=P&Buds)を表す。 本研究では逆対称一次モードでの強制加振に基づき非定常 空気力を評価しているため、振動変位および振動速度が風上 側(s/L=0.25)と風下側(s/L=0.75)で逆向きとなる。したがって、 風下側(s/L=0.75)における変位比例成分および速度比例成 分を評価するときは、式(18)および(19)の正弦関数と余弦関 数に-1 を乗じて計算すれば良い。屋根全体に作用する非定 常空気力(空力剛性・空力減衰)と同様、位置における非定常 空気力も次式によって無次元化して評価する。ただし、荷重負 担面積Ass は位置 s における荷重負担面積(Buds)を表す。

$$a_{\rm Ks} = \frac{F_{Rs}}{q_{\rm H} A_{\rm Ss} \left( z_0 \,/\, L \right)} \tag{21}$$

$$a_{\rm Cs} = \frac{F_{Is}}{q_{\rm H} A_{Ss} \left( z_0 \,/\, L \right)} \tag{22}$$

#### 4.2 振動の腹の位置における非定常空気力特性

非定常空気力の基本的な特性を明らかにするために、 s/L=0.25, 0.75 における空力剛性係数  $a_{Ks}$ と空力減衰係数  $a_{Cs}$ 、 変位に対する非定常空気力の位相差 $\beta_s$ を求めた。図 10~図 13 は、一様流および境界層乱流を用いて得られた風上側 (s/L=0.25)並びに風下側(s/L=0.75)における空力剛性係数  $a_{Ks}$ と空力減衰係数  $a_{Cs}$ 並びに位相差 $\beta_s$ を無次元風速  $U_{H}^*(=U_H/f_mL)$ に対してプロットしたものである。

まず,一様流の結果に着目する。図 10 によれば,風上側 (s/L=0.25)における空力剛性係数  $a_{Ks}$ は、 $1 < U_{H}^{*} < 3$  において、 L/H=3、6 の場合には正であるのに対して、L/H=9 では負にな っている。空力減衰係数  $a_{Cs}$ は、 $U_{H}^{*} > 2$  でほぼ全ての条件に おいて  $a_{Cs} > 0$  となっており、空力負減衰を示す。しかし、 $U_{H}^{*} \le$ 2 では、無次元風速との関係に明確な傾向は見られない。そ のため、位相差 $\beta_{s}$  によるばらつきが大きくなっている。図 11 に 着目すると、風上側(s/L=0.25)と比べて空力剛性係数  $a_{Ks}$ に及 ぼす L/H の影響は小さく、 $a_{Ks} < 0$  となる領域は  $U_{H}^{*} < 4$  の範囲 では影響が見られない。空力減衰係数  $a_{Cs}$  については、 $U_{H}^{*} < 2$  では常に  $a_{Cs} < 0$  であり、空力正減衰となっている。位相差に ついては、風上側と同様、無次元風速に対してばらつきが大 きく、特に  $1 < U_{H}^{*} < 3$  においては L/H の影響が大きい。以上の 結果より、一様流では剥離泡の大きさが大きいため、L/H が比 較的小さい場合 (L/H=3)、屋根全体が剥離泡内に入り、風上 側だけでなく、風下側の位置における非定常空気力も剥離泡の影響を受けると考えられる。そのため、位相差の傾向は LH =3とL/H=6と9で変化したと考えられる。また、いずれの結果においても、空力負減衰(a<sub>G</sub>>0)となる無次元風速は風上端部に近い点の方が小さいことが分かる。

次に、境界層乱流における結果に着目する。図 12では、空 力剛性係数  $a_{Ks}$ は無次元風速  $U_{H}$ \*が増加するにつれて滑らか に減少している。空力減衰係数  $a_{Cs}$ は、LHによってややばら つきがあるものの、 $U_{H}$ \*>1 で空力負減衰( $a_{Cs}$ >0)となる範囲が 見られる。さらに、 $U_{H}$ \*>2 では全ての条件で空力負減衰となっ





ている。 位相差 $\beta_{\rm A}$  については、 $U_{\rm H}^*$ の増加に伴い比較的緩やかに増加している。 図 13 に着目すると、空力剛性係数  $a_{\rm Ks}$ の定性的な傾向は風上側(s/L=0.25)とほぼ同様である。 一方、空力減衰係数  $a_{\rm Cs}$  については、 $U_{\rm H}^* < 4$  で空力正減衰( $a_{\rm Cs} < 0$ )となっており、風上側よりも空力負減衰となる無次元風速  $U_{\rm H}^*$ は大きい。

以上の結果によると、位置については、風上側(s/L=0.25)の 方が風下側(s/L=0.75)に比べて空力負減衰となる無次元風速 が小さく、気流については、一様流の方が境界層乱流と比べ て空力負減衰となる無次元風速が小さいことが分かった。これ らの結果は、風上端での流れの剥離によって生じた渦と屋根 の振動との相互作用が振動を励起する力になることを示して いる。一様流では風下側でも比較的小さい無次元風速で空力 負減衰となる範囲が見られるが、境界層乱流では風下側で空 力負減衰となる範囲はほとんど見られない。これは、境界層乱 流では、剥離泡の大きさが一様流に比べて小さく、屋根に負 減衰効果をもたらす渦が発生しにくくなるだけでなく、風上端 部で生成された渦が風下側に移流するにつれて、負減衰効 果をもたらす成分が小さくなるためと考えられる。したがって、 剥離泡の大きさが屋根の空力不安定振動の発生しやすさに 影響すると考えられる。

#### 4.3 一般化風力を用いた非定常空気力特性

前節では屋根面上の各点に作用する変動風圧の空力減衰 効果を検討したが、ここでは屋根全体に作用する非定常空気

力の影響を一般化風力に基づいて評価する。図 14 および図 15 にそれぞれ一様流および境界層乱流を用いて得られた空 力剛性係数 aK,空力減衰係数 aC および屋根の振動変位と非 定常空気力の位相差βの無次元風速 Un\*による変化を示す。 いずれの気流でも、先に示した風上および風下位置における 非定常空気力と同様, UH\*の増加に伴い, 空力減衰係数 aK お よび空力剛性係数 ac の絶対値が減少している。一様流の結 果に着目すると、空力剛性係数axは、0.5<UH\*<1.5でややば らつきがあるものの、全体的な傾向を見ると、同じ無次元風速 における ax の大きさはほぼ同じであり、L/H の影響は見られな い。空力減衰係数  $a_c$ は、 $U_1^* > 1.2$  で  $a_c > 0$  となる空力負減衰 領域が見られる。位相差βは、無次元風速に対して徐々に増 加しているが、L/H=3 では、その変化が緩やかであるのに対し、 L/H=6 および 9 では、その変化が急である。これらの差は、 L/H=3 では屋根全体が剥離泡に覆われることによって生じたも のと考えられる。

次に、境界層乱流の結果に着目すると、空力剛性係数 $a_{\rm K}$ および空力減衰係数 $a_{\rm C}$ は、いずれの場合も $U_{\rm H}$ \*の増加に伴って 滑らかに変化している。特に、空力減衰係数 $a_{\rm C}$ は、LHの影響 はほとんどない。また、空力負減衰となる $a_{\rm C} > 0$ の範囲は、 $U_{\rm H}$ \* >1.5 でみられる。4.2 節に示した結果からも明らかなように、境 界層乱流の方が空力負減衰となる無次元風速が大きく、空力 不安定振動が発生しにくいと考えられる。位相差 $\beta$ を見ると、一 様流の結果と同様、L/H=3 と L/H=6、9 で $U_{\rm H}$ \*に対する変化の 様相が異なる。一様流中でのL/H=6,9と境界層乱流中での L/H=3 の結果を比較すると、位相差の U<sub>H</sub>\*に対する増加傾向 はいずれも類似している。これらの条件では、風上端で剥離し た流れが平均的には屋根の中央から風下面で再付着するた め、屋根全体における流れの性状が類似しているためと考え られる。

いずれの結果についても、今回検討した範囲では、LH は 屋根全体の非定常空気力特性について明確な影響を与えな いことが明らかになった。

#### 5. 空力不安定振動の発生条件

#### 5.1. 空力安定性の判定方法

大スパン屋根の空力安定性は、屋根に作用する一般化風 力を用いて得られる非定常空気力の特性に基づき判定するこ とができる。ここでは、強制加振実験によって得られた空力減 衰係数 ac に基づき、構造減衰に対して空力減衰が上回るとき に空力不安定振動が発生すると仮定し、空力安定条件を導く。 空力減衰 F<sub>1</sub>が構造減衰 C<sub>20</sub>を上回る条件は式(11)の関係を 用いると、次式のように表される。

$$F_I > C_s \dot{z}_0 \tag{23}$$

$$F_{I} = \left(\frac{1}{2}\rho_{a}U_{H}^{2}\right)A_{S}\left(z_{0}/L\right)a_{C}$$

$$(24)$$

$$C_{s}\dot{z}_{0} = 2h_{s}M_{s}\omega(\omega z_{0})$$
<sup>(25)</sup>

ここで、 $\dot{z}_0$ は屋根の振動速度の片振幅, $h_c$ は構造減衰定数, $\omega$ は角振動数(= $2\pi f$ )を表す。式(24)、(25)を式(23)に代入する ことで空力不安定振動の判定条件として次式を得ることができ る。

$$\delta_R < \frac{1}{16\pi^2} a_C U_H^{*2} \tag{26}$$

$$\delta_R = \frac{h_S M_S}{\rho_a A_S L} \tag{27}$$

ここで、& は質量減衰パラメータを表す。式(26)は左辺の質量 減衰パラメータ& が右辺の値を下回った時、空力不安定振動 が発生することを表している。式(27)の一般化質量 Ms は振動 モードの直交関係を利用すると次式のように表される。

$$M_s = \int_0^L m(s)\phi^2(s)ds \tag{28}$$

ここでは、2 次元的な屋根を仮定しており、m は長さ s あたりの 質量を表す。屋根の質量は均一であると仮定している。

### 5.2. 空力不安定振動の発現風速

空力減衰係数  $a_c$ を任意の無次元風速  $U_H$ \*に対して評価するために、図 16 のように空力減衰係数  $a_c$ を無次元周波数fに対してプロットし、それらの結果について 2 次関数を用いて近似曲線を求める。なお、図 14、図 15 の結果によると、 $U_H$ \*>1の範囲で空力負減衰( $a_c$ >0)となっていたことから、 $a_c$ の近似曲線をf<1 と $f \ge 1$ の範囲に分けて与える。図 16 より  $a_c$  とf

の関係は以下の式で近似的に表される。

$$a_{C}\left(f^{*}\right) = -21.44f^{*2} + 16.96f^{*}\left(0 \le f^{*} < 1\right)$$
(29)

$$a_{C}\left(f^{*}\right) = -1.38f^{*2} - 25.34f^{*} + 22.24\left(1 \le f^{*}\right)$$
(30)

$$a_{c}\left(f^{*}\right) = -13.32f^{*2} + 9.15f^{*}\left(0 \le f^{*} < 1\right)$$
(31)

$$a_{c}\left(f^{*}\right) = -1.72f^{*2} - 22.86f^{*} + 25.0\left(1 \le f^{*}\right)$$
(32)

ここで,式(29),(30)は一様流,式(31),(32)は境界層乱流に 対する近似式である。

次に、得られた空力減衰係数を用いて質量減衰パラメータ  $\alpha$ に対する空力不安定振動の発生条件を求める。図 17 にこ れらの結果を用いて得られる空力不安定振動の発現風速を 示す。縦軸は質量減衰パラメータ $\alpha$ 、横軸は無次元風速 $U_{\rm H}$ \*を 示しており、式(27)の質量減衰パラメータを用いて得られる無 次元風速以上の風速では空力負減衰が構造減衰を上回るた め、空力不安定振動が発生することを表す。ここで、無次元風 速 $U_{\rm H}$ \*は軒高風速 $U_{\rm H}$ を強制加振振動数 $f_{\rm m}$ とスパン Lを用い て無次元化しているが、逆対称一次モードでの強制加振振動 数 $f_{\rm m}$ は屋根の逆対称一次モードの固有振動数 $f_{\rm a}$ に対応する ものである。

空力不安定振動の発生条件を具体的に示すために,代表



図16空力減衰係数と近似曲線



図 17 質量減衰パラメータに対する空力不安定振動の 発現風速

	<i>L/H=</i> 3	<i>L/H=</i> 6	<i>L/H=</i> 9
$M_S[kg]$	60	120	180
$\delta_{R}[-]$	$1.37 \times 10^{-4}$	6.83×10 <sup>-5</sup>	$4.55 \times 10^{-5}$

的な値として,減衰定数 h=1%, 軒高 H=20m, 屋根の単位面 積あたりの質量  $m \approx 2 \text{kg/m}^2$  と仮定する。この場合,各スパン・ 軒高比に対して得られる一般化質量  $M_s$  と質量減衰パラメータ  $\delta_{R}$ ,空力不安定振動は表 1 のようである。そして、これらのパラ メータを用いることで得られる空力不安定振動の無次元発現 風速は、いずれの L/H についてもほぼ同様であり、一様流で は  $U_{\text{H}}^*=1.27$ ,境界層乱流では  $U_{\text{H}}^*=1.46$  である。これらの  $U_{\text{H}}^*$ に 対して固有振動数  $f_a$ とスパン L を用いることで大スパン屋根の 空力不安定振動の発現風速を得ることができる。表 1 によると、 一般化風力を用いて得られた結果と同様、一様流の方が境界 層乱流より空力不安定振動が発生しやすいといえる。また、既 往の吊屋根に対する研究 <sup>3)</sup>では空力不安定振動の発生風速 が一様流中で  $U_{\text{H}}^*>1.1$ とされているが、本研究の一様流の結 果はそれよりもやや大きい値となった。

#### 6.まとめ

強制加振法を用いた CFD 解析に基づき,スパン・軒高比の 異なる大スパン陸屋根の空力安定性を評価し,逆対称一次モ ードの空力不安定振動の発現風速を示した。

静止屋根の風圧分布を見ると、分布形状は軒高によって特 徴づけられる。しかし、屋根が振動すると、屋根に作用する変 動風圧は屋根の振動モードの影響を受けるため、軒高による 影響よりも屋根の振動による影響の方が大きくなることが分か った。屋根に作用する変動風圧のパワースペクトル密度と位相 差に着目すると、最大振幅が剥離泡内にある場合、変動風圧 のパワースペクトル密度の定性的な傾向は最大振幅が剥離泡 の外にある場合と変わらないが、加振振動数が小さい場合に は、パワースペクトル密度のピークのすそが広がっており、剥 離渦内で屋根が振動する時の特徴と見られる結果が得られた。

屋根に作用する非定常空気力の空力剛性・空力減衰の効 果に着目すると、屋根の最大振幅となる位置が剥離泡の内側 と外側にある場合で、つまり、スパン・軒高比が変化することで、 無次元風速に対する非定常空気力の変化の傾向が異なって いることが示された。しかし、屋根全体の挙動が反映される一 般化風力に着目すると、気流による差は見られるものの、スパ ン・軒高比の変化に対する非定常空気力の変化は比較的小さ かった。

最後に,強制加振法によって得られた一般化風力による空力減衰係数を用いて,一様流と境界層乱流に対して,空力不安定振動の発現風速を示した。質量減衰パラメータを用いた検討によると,いずれのスパン・軒高比についても空力不安定振動の発現風速は一様流の方が低いという結果が得られた。 軒高風速 U<sub>H</sub>をスパン L と逆対称一次モードの固有振動数 f<sub>a</sub>で無次元化した無次元風速 U<sub>H</sub>\*は一様流では 1.27,境界層乱流では 1.46 となった。

#### 謝辞

本研究は、JSPS科研費(課題番号:16J01789)および平成28 年度公益財団法人能村膜構造技術振興財団の助成を受けた ものである。ここに記して謝意を表する。

#### 参考文献

- Y. Uematsu and K. Uchiyama: Wind-induced dynamic behavior of suspended roofs. The Technology Reports of the Tohoku University, Vol. 47, pp. 243 – 261, 1982.
- Matsumoto, T., 1983. An investigation on the response of pretensioned one-way type suspension roofs to wind action. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 13(1-3), 383-394
- Matsumoto, T. 1990. Self-excited oscillation of a pretensioned cable roof with single curvature in smooth flow. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 34(3), 304 – 318.
- 三宅昭春,吉村健:吊屋根の空力弾性振動に関する基礎的研究第2報渦放出と励振発生の関係について、日本建築学会構造系論文報告集,第438号,pp.39-48,1992.
- D. J. Daw and A. G. Davenport: Aerodynamic damping and stiffness of a semi-circular roof in turbulent wind, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 32, pp. 83 -92, 1989.
- 大熊武司,丸川比佐夫: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、第42号、pp. 35-42,1990.
- 7) 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.
- W. Ding, Y. Uematsu, M. Nakamura and S. Tanaka: Unsteady aerodynamic forces on a vibrating long-span curved roof, Wind and Structures, Vol. 19, No. 6, pp. 649 – 663, 2014.
- T. Li, Q. Yang, T. Ishihara : Unsteady aerodynamic characteristics of long-span roofs under forced excitation, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 181, pp. 46 – 60, 2018.
- Y. Takadate and Y. Uematsu: Steady and unsteady aerodynamic forces on a long-span membrane structure, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 193, 103946, 2019.
- 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, Vol. 425, pp. 91 – 99, 1991.
- 12) 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集, Vol. 447, pp. 17-30, 1993.
- F. Nicoud and F. Ducros: Subgrid-scale stress modelling based on the square of the velocity gradient tensor, Flow, Turbulence and Combustion, Vol. 62, pp. 183 – 200, 1999.
- 14) 日本建築学会:建築物荷重指針·同解説, 2014.

- 15) R. Kraichnan: Diffusion by a random velocity field. The Physics of Fluids, Vol. 13 (1), pp. 22 31, 1970.
- R. Smirnov, S. Shi, I. Celik: Random flow generation technique for large eddy simulations and particle-dynamics modeling, Journal of Fluids Engineering, Vol. 123, No. 2, pp. 359 – 371, 2001.
- 17) 大熊武司, 丸川比佐夫, 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の性質 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.

18) 大熊武司, 丸川比佐夫, 萩澤毅: 大スパン構造物の屋根 面に作用する非定常風圧特性, 第10回風工学シンポジ ウム論文集, pp. 73 – 78, 1988.

Unsteady Aerodynamic Forces on Long-span Flat Roofs with Various Span to Eaves-height Ratios

Yuki TAKADATE<sup>\*1)</sup> Yasushi UEMATSU<sup>\*2)</sup>

#### SYNOPSIS

Aerodynamic stability of long-span flat roofs has been investigated on the basis of the computational fluid dynamics with a large eddy simulation. The span to eaves-height ratio (L/H) of the building was changed from 3 to 9 to understand the effect of the separated flow and the separation bubble, which are strongly affected by L/H, on the unsteady aerodynamic forces acting on the vibrating roof in the first antisymmetric mode. First, the distributions of mean and RMS fluctuating wind pressure coefficients on the rigid and vibrating roofs were examined, in which the vibration mode was assumed to be the first anti-symmetric mode. The results on the mean and fluctuating wind pressure distributions on the rigid roofs indicate that the eaves height is one of the most important factors to evaluate the wind pressure distributions. It is also found that the distributions of RMS fluctuating wind pressure coefficients on the vibrating roof is characterized by the vibration mode. To understand the characteristics of fluctuating wind pressures in detail, the power spectral densities and phase differences of fluctuating wind pressures were examined. The general shape of the power spectral densities for the vibrating roof was found to be similar to that for the rigid roof. The results indicate that the fluctuating component of wind pressures at the forced vibration frequency is related to the roof's vibration significantly. However, the roof's vibration affects the phase differences of fluctuating wind pressures only a little. The unsteady aerodynamic forces at the location of anti-nodes of vibration mode are affected by the separation bubble generated by the flow separation from the leading edge of the roof. However, the generalized unsteady aerodynamic forces are minutely affected by L/H. Finally, a formula for the critical wind velocity that induces the aerodynamically unstable vibration is proposed on the basis of the generalized aerodynamic damping. The critical reduced wind velocity, defined by the velocity at the eaves height, the span and the natural frequency of the first anti-symmetric mode, are 1.27 and 1.47 for the uniform flow and the turbulent boundary layer, respectively.

<sup>\*1)</sup> Dr. Eng. Researcher, Department of Structural Engineering, Building Research Institute

<sup>\*2)</sup> Dr. Eng. President, National Institute of Technology (KOSEN), Akita College

## 片持ち形式のスタジアム屋根の風荷重予測に関する基礎的研究

瀧澤峰義\*1 岡田章\*2 宮里直也\*2 廣石秀造\*3 森下諒\*4

梗

概

スタジアムの片持ち屋根架構は、軽量性や採光確保の観点から、仕上材に膜材料が用いられることが多 く、設計上は一般に風荷重が支配的となる。また、スタジアムのような特殊な形状では、風洞実験により風 荷重分布等の評価が行われており、この点に着目した研究は数多く報告されている[11]2]。一方で、風洞実験 において、スタジアムの断面に幅を持たせた2次元簡易縮尺模型の形状やフィールドを挟む風上・風下側の建 物相互の影響に関しては、報告事例が少なく、基本構造計画用に有用なデータは未だ整備されていない。以 上を踏まえ、本報では、片持ち屋根を有するスタジアムを対象として、模型形状と風上側の建物の有無が風 力特性に及ぼす影響を把握すると共に、構造計画時に利用可能な風荷重データの蓄積を目的として、風洞実 験およびCFD解析による検討を行う。

#### 1. 概 説

スタジアムの片持ち屋根架構(図1)は、広い面積を覆 うため、また軽量性や採光確保の観点から一般に仕上 げ材として膜材料を採用することが多く、地震荷重よ り風荷重が支配的となる。しかし、スタジアムのよう な特殊な形状は、現行法規での風荷重の評価が難し く、一般に3次元曲面を有する縮尺模型を用いた、風洞 実験により風荷重分布等が評価されている。海外にお いてはMelbourne,W.H.ら<sup>[1]</sup>やX.Sun.ら<sup>[2]</sup>によって片持ち 屋根架構の風洞実験が行われている。また吉野ら<sup>[3]</sup>や 伊藤ら[4]は風洞模型の簡略化や風荷重の簡易評価手法 の確立の観点から、スタジアムの断面に幅を持たせた2 次元簡易縮尺模型を対象とした研究結果を報告してい る。当該論文では、構造計画上、安全側の評価に繋が る、との考えに立脚し、模型側方への風の流れを無視 し、模型中央で上下方向のみに流れる2次元気流を模擬 するために模型側面に板を設置する方法を採用してい る。これに対して、模型側面に板を設置しない場合に は、模型側方への風の流れの影響が無視できるほど模 型の横幅を十分に長くする必要があるが、この必要長 さについて検討した事例は少ない。また、既報<sup>[3][4]</sup>では スタジアムの一部を取り出した模型を対象としている が、競技場全周に観客席及び屋根が配置されている場

\*1 (株)横河システム建築・修士(工学)

\*2 日本大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)



(a) エコパスタジアム

図1 スタジアム事例

合には、フィールドをはさむ風上側と風下側の建物相 互の影響についても検討する必要があると考えられ る。しかし、この影響についても研究報告は少なく、 これまで十分な知見が得られていない。

一方、近年ではコンピュータの処理能力の向上に伴 い、様々な分野でCFD解析が活用され、大スパン屋根に おけるCFD解析による研究も報告されている<sup>[5][6]</sup>。建築 の耐風設計においても、2015年の建築物荷重指針[7]の改 訂により「数値流体計算を用いた風荷重評価」の項目 が追加されるなど、新たな風荷重評価手法として期待 されている。一般にCFD解析は、乱流モデルを用いた場 合、LESとRANSの2種類の解析手法に大別される。建築 物荷重指針<sup>[7]</sup>では、解析精度が高いLESが推奨され、こ れまで多くの研究が報告されている。しかし、LESは解 析負荷が非常に高く、高い処理能力のコンピュータが 必要となる。一方でRANSは、LESに比べ再現できる風の

\*4 日本大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

<sup>\*3</sup> 日本大学短期大学部建築・生活デザイン学科 准教授・博士(工学)

流れの現象が制限され、特に耐風設計の観点では剥離や 対流の正確な再現が難しく、得られる解析結果と風洞実 験の結果では差が生じることが報告されている<sup>[8]</sup>。しか し、解析負荷はLESより大きく抑えられる。

以上の諸点を踏まえ、本報では、膜材料を用いた片 持ち屋根の風荷重データの蓄積を目的として、平板状 の屋根モデルの簡易縮尺模型を用いた風洞実験を行っ た。実験では片持ち屋根を有するスタジアムを対象に して、既報では検討されていない屋根架構の横幅、及 び風上側の建物の存在が風力特性に与える影響を把握 した。続いて、解析負荷の小さいRANSを用いたCFD解析 を行い、風洞実験とCFD解析値を比較することにより、 基本設計段階におけるRANSを用いた数値流体解析の有 用性について検討を行った。

#### 2. 風洞実験及びCFD解析の概要

#### 2-1. 風洞実験概要

風洞実験モデル概要を図2、表1に示す。実験は、縮 尺1/500のアクリル製剛模型を使用した。模型はスタン ド部と屋根部から構成され、屋根部は門型の支持部材 (アルミ平棒)で支持されている。また、基礎的デー タ蓄積を主目的としているため、屋根面上の膜形状の 凹凸を無視した平板状の屋根モデルを採用した。風圧 は圧力センサーにより、屋根上面と下面それぞれにつ いて個々に測定した。屋根片面に測定孔を設け、測定 しない屋根片面側から導圧チューブを支持部材へと沿 わせ、気流に影響が生じないよう測定用機材に繋いで いる。測定点の配置(例:アスペクト比2)を図2(b)に 示す。測定点はアスペクト比の変更に伴い、風向に対 して中央5点を基準にして、中央から左右方向50mmずつ 離れた計6点を追加した。なお、屋根端部においては端 あきを4mm設けた位置に配置した。

実験条件を表2に示す。実験は、風路断面1,200mm (幅)×900mm(高さ)のエッフェル型風洞装置で行っ た。気流は一様流(軒高基準風速10m/s)とし、気流ス ケールは10/34、時間スケールは17/2,500とした。相似 則の関係からサンプリング周波数は1,666Hz、計測時間 は6秒間とし、計5回測定したデータをアンサンブル平 均により評価した。なお、得られるデータは実時間で 約15分相当となる。

#### 2-2. CFD解析概要

図3にCFD解析概要を示す。解析は汎用解析プログ ラム(ADINA-CFD ver.9.4.4)を使用した。解析モデル は計算領域を $X \times Y \times Z = 1,200$ mm×900mm×3,000mmと し、内部に風洞模型をモデル化することで、風洞実 験と同条件とした。ただし、解析では屋根の支持部 材、及び導圧チューブ等は省略している。また、格 子形状は四角形平面により構成される構造格子とし た。格子解像度は遠方から構造物表面に向けて細か くなるように変化させた。

数値解析条件を表3に示す。乱流モデルは標準k-εモ







(d) 両側モデルの実験状況写真

図2 風洞実験及び解析におけるモデル概要

表1 実験ケース一覧					
	片側モデル	両側モデル			
屋根角度 θ	度、15度				
アスペクト比 (B/Q)	1, 2, 3, 4, 5 (B=100~500mm)	5 (B=500mm)			
スタンド間距離 L		100~1000mm@100mm間隔(10ケース)			
風向	0度,180度*(*アスペクト比5のみ)				

表2	実験条件
風洞装置	エッフェル型風洞 (1.2m×0.9m)
気流 (軒高基準風速)	一様流 (V=10m/s)
風向	0度,180度*(*アスペクト比5のみ)
模型サイズ (模型スケール)	100mm×91mm (S=1/500)
気流スケール・時間スケール	10/34 · 17/2, 500
サンプリング周波数・時間	1,666Hz・6 秒(計5回計測)



離敗位于伝	日本中位公
計算アルゴリズム	PISO 法
離散化精度	2 次精度中心差分
サンプリング周波数・時間	10Hz • 6 秒
y軸方向最小格子幅(総節点数)	5mm(最大約 150 万)

デルを用い、離散化手法は有限体積法、計算アルゴリ ズムはPISO法、離散化精度は2次精度中心差分とした。 また、サンプリング周波数は10Hzとし、サンプリング 時間は風洞実験と同様の6秒間とした。

#### 2-3. 各種係数の定義

本報で取り扱う記号及び座標系の定義を図4に示す。 平均風圧係数Cpを上面及び下面をそれぞれCpe、Cpiと称 す。平均風圧係数C。は各点の屋根面風圧力Pの平均値 を、軒高の平均風速から算出した速度圧quにより除し た値であり、式(1)で表せる。符号は屋根面を押す方向 を正、引く方向を負とする。

$$C_{p} = \frac{\overline{P}}{q_{H}}$$
(1)

また、平均風力係数Crは上面平均風圧係数Cpeから下面 平均風圧係数Cpiを減じた値であり、式(2)で表せる。符 号は屋根を下向きに押す方向を正とする。

$$C_{R} = C_{pe} - C_{pi}$$
(2)

各点の平均風圧係数Cp、及び平均風力係数CRにそれぞれ 負担幅bを乗じた値を合計し、屋根の跳ね出し長さℓで 除した値(屋根全面の平均値)をそれぞれ全面平均風 圧係数allCp(上面:allCpe,下面:allCpi)、全面平均風力 係数allCrと称し、式(3)、(4)で表す。符号は屋根を下向 きに押す方向を正とする。

$$all C_p = \frac{\sum C_p \times b}{\varrho}$$
(3)

$$_{all}C_{R}=\frac{\sum C_{R}\times b}{\varrho}$$
(4)

#### 2-4. 鉛直方向風速分布

実験及びCFD解析における鉛直方向風速分布を図5に 示す。実験風速はピトー管を用いて計測した。実験と CFD解析は共に試験体を設置しない状態での結果である が、風速分布に若干の差が生じている。実験では屋根 の高さHを基準とすると、上側では風速が若干大きく、 下側では小さい傾向が得られた。このため、次章以降 では、この風速分布の差異による影響が含まれている と考えられる。

## 3. 片側モデル(屋根角度あり)を対象とした検討

#### 3-1. 風洞実験及びCFD解析の概要

2-1節の風洞実験概要及び実験条件下において、スタ ジアムの一部を取り出した片側モデル(図3-i)を対象 として検討を行った。

対象モデルは、既報[4][5]を参考に、①屋根角度(0, 7.5, 15度)を3ケース、②2次元性の検討を目的に、屋 根架構の横幅及び屋根跳ね出し長さの比(アスペクト 比)を1~5とした5ケース、③スタンド正面から吹く風 の風向を0度とした時の風向0度と180度の2ケース(風





図6 平均風圧係数C<sub>0</sub>・平均風力係Cr数分布(片側モデル: アスヘ<sup>°</sup> クト比5, θ=0)



図7 平均風圧係数Co・平均風力係数Co分布(アスペクト比5、 θ=0、風向180度)

向180度はアスペクト比5のみ検討)とし、これら①~ ③を組み合わせた計18ケースについて検討を行った。

CFD解析については(概要及び条件は2-2節参照)、検 討ケースを上記風洞実験と同条件(18ケース)とした。 3-2.風向0度の結果

アスペクト比5、屋根角度0度における屋根中央部の結 果を図6に示す。実験及び解析共に、平均風圧係数Cpは 屋根下面では正圧が卓越し、上面では負圧が卓越する 結果となった。これは、下面ではスタンドの傾斜によ り気流が押し上げられ、上面では屋根先端における風 のはく離現象を生じたことが要因と考えられる。ま た、実験と解析結果を比較すると、下面では解析値が 実験値より大きな値を示し、上面では解析値が実験値 より小さい値を示した。これは前節で述べた鉛直方向 風速分布の差異が原因だと考えられる。しかし、解析 値は実験結果と概ね一致する傾向を示すことが把握さ れた。そのため、大略の風力特性把握としてはRANSの 有用性が示唆された。

#### 3-3.風向180度の結果

アスペクト比5、屋根角度0度、風向180度における平 均風力係数CR分布を図7に示す。実験及び解析共に,屋 根下面では風上側屋根端部で正圧となり、下面全体とし ては負圧が卓越する結果となった。また、上面では全面 で負圧が卓越する結果となった。この要因として、下面 では屋根及びスタンド間より流入した風が競技場内に流 れる際に、屋根面を引き下げる力が働き、上面では風の はく離現象が生じたことが考えられる。

#### 3-4. アスペクト比の影響

屋根角度0度、風向0度における各アスペクト比の平 均風力係数CR分布を図8に示す。実験結果よりアスペ クト比が大きくなるに伴い、平均風力係数CRが増加 し、アスペクト比がおおよそ3以上で値が一定となる 傾向が把握された。これはアスペクト比が小さいモデ ルでは、模型側方に流れる風の影響が大きく、アスペ クト比3以上でこの影響が無視できる程度になると推 察される。このため、本モデルではアスペクト比が3 以上の場合、モデル中央において2次元的な気流が模 擬可能であると考える。これはCFD解析値でも同様の 傾向を示しており、RANSでも実験結果を概ね再現可能 なことが把握された。

#### 3-5. 屋根角度の影響

風向0度におけるアスペクト比及び屋根角度の違いに よる全面平均風圧係数<sub>a11</sub>C<sub>p</sub>の結果を図9に示す。全ての アスペクト比で屋根角度が大きくなるにつれ、全面平 均風圧係数<sub>a11</sub>C<sub>p</sub>(負値)が増加することが把握された。 特に、アスペクト比が小さいほどその差が顕著に現れ、 アスペクト比1の実験結果では、屋根角度0度に対し て、7.5度は1.48倍、15度は1.80倍となった。また、下 全面平均風圧係数<sub>a11</sub>C<sub>p</sub>:と上全面平均風圧係数<sub>a11</sub>C<sub>p</sub>では、 各屋根角度で実験値と解析値に最大で約1.27倍の差が 生じているが、3-1節で述べた鉛直方向風速分布の差異 が要因だと考えられる。しかし、大略の風力特性把握 の観点からみれば傾向は十分捉えており、RANSの有用 性が確認できた。

一方で、アスペクト比5、風向180度のモデルでは、屋 根角度が大きくなるにつれ、下面では負圧が若干大き くなり、上面では負圧が大きく低減される傾向が把握 された。ここで、CFD解析により得られた風向180度の 風向分布図を図10に示す。図10より屋根角度0度では屋 根の上面で大きなはく離現象が生じているのに対し、



11Cpi a11Cp 凡例 風向 実験結果 解析結果 7777 -1.5 ئ 全面平均風圧係数。 -1.0 -0.5 0.5 θ 0 7.5 15 0 7.5 15 0 7.5 15 0 7.5 15 0 7.5 15 0 7.5 15  $B(B/\varrho)$ 100(1)500(5)200(2)300(3)400(4)500(5)風向 0度 180度

図9 全面平均風圧係数allCp (風向0度)



図10 CFD解析による風向分布図(風向180度)



屋根角度15度では、はく離現象がほとんど生じていな い現象が示されている。これは、屋根角度を大きくす ることで屋根面が風の流れに沿う状態となり、結果と して風圧力が大きく低減したと考えられる。

#### 4. 両側モデルを対象とした検討

### 4-1. 風洞実験及びCFD解析概要

風上側及び風下側に模型を設置した両側モデル(図 3-ii)を対象として検討を行った。風洞実験概要及び 実験条件は2-1節の通りとする。

両側モデルは、アスペクト比を5として、①屋根角度 を3ケース(0,7.5,15度)と、②スタンド間距離Lを 100mmから100mmピッチで1000mmまで変化させた10ケー スを組み合わせた、計30ケースを対象とした。また、両 側モデルでは風上側または風下側の一方をダミー模型 とし、風圧力の測定はそれぞれ別個に行った。なお、本 報では風下側屋根の風力特性についてのみ報告する。

CFD解析概要及び解析条件は2-2節と同様とし、実験 と同じ30ケースについて検討を行った。

### 4-2. 風上側屋根の影響

風下側屋根のスタンド間距離L=200,600mm、屋根角 度0度の結果を図11に示す。両側モデルの風下側で は、「片側モデル」の風向0度(図6)と比較して平均 風圧係数Cpが屋根面全体で大幅に減少する結果が得ら れた。これは風上側の建物によって風の流れが妨げら れ、風速が低下したことが原因と考えられる。また、 スタンド間距離L=200mmのモデルでは上下面共に負圧 が卓越し、片側モデルとは異なる平均風圧係数Cp分布 が得られた。以上のことから風上側の建物の影響に よって風力特性が大きく変化する性状が把握された。

一方で、スタンド間距離L=600mmのモデルでは、下



面は正圧が、上面は負圧がそれぞれ卓越したことか ら、スタンド間距離を十分に取ることで片側モデル (図6)の性状に類似するものと考えられる。

#### 4-3. スタンド間距離の影響

両側モデルにおける風下側屋根の全面平均風圧係数 allCpの各種結果を図12に示す。実験結果から全ての屋 根角度において、屋根下面はスタンド間距離が短い場 合に負圧となり、スタンド間距離を長くすることで正 圧に転じる傾向が把握された。また、屋根上面及び下 面共にスタンド間距離がL=400mm及びL=500mm付近で全 面平均風圧係数allCpが最小となり、それ以外では全面 平均風圧係数allCpが増加する傾向を示した。実スケール を考慮すると、一般的な陸上競技場のフィールドでも 長辺方向は約180mあり、L=400~500mm(実寸法:200m ~250m)は比較的大規模なスタジアムに相当する。し かし、スタンド及び屋根とスタンド間距離の比の関係 を考慮して、適切なスタンド間距離を設定することで、 風下側の風圧力を低減できる可能性が示唆された。

また、解析値は実験結果と傾向は概ね一致している

ものの、片側モデルと比べて全体的に実験値を大きく 下回る結果となった。これは風速分布の差異の他、SA モデルなど乱流モデルの違いや格子解像度がスタンド 間の風の流れ場に影響したことが原因と考えられ、今 後、解析精度の向上が必要と考えられる。

#### 4-4. 屋根角度の影響

両側モデルにおける全面平均風力係数。11℃を図13に示 す。平均風力係数℃には、上面平均風圧係数℃をと下面平 均風圧係数℃の純粋な差より算出していることから、 前節とは異なり、スタンド間距離L=100mmが最も小さい 結果となった。本実験では屋根面の上面と下面を別々 に測定し、評価していることから、屋根が受ける風の 影響をより正しく評価するためには、上下面同時測定 を行い、はく離に伴う気流の乱れによる動的な影響を 評価する必要があると考えられる。

また、実験結果と解析結果では屋根角度の違いに よる大小関係に差異が見られた。これについては前 述のように風速分布、乱流モデルなどを含めた詳細 な検討が必要である。

#### 5. まとめ

本報では、膜材料を用いた片持ち屋根架構を有する スタジアムを対象として、既報の研究ではほとんど触 れられていなかった屋根架構の横幅と、風上側に配置 した建物が風力特性に与える影響について把握するた めに、簡易模型を用いた風洞実験を実施した。また、 RANSを用いたCFD解析を合わせて行った。本報で得られ た知見を以下に示す。

- ・風上側建物と風下側建物との距離が近い場合、風力 特性が大きく変化するが、十分に距離を取ることで 片側モデルの性状に類似することが把握された。
- ・風洞実験とCFD解析値の比較を行い、実験値と解析値 に差が生じるものの、概ねその傾向を捉えられる。
- ・RANSを用いたCFD解析により、大略の風力特性の把握の可能性が示唆された。

今後、風上側建物のスタンド屋根の形状変化に伴う 影響の把握、鉛直方向風速分布を正確に反映した数値 解析による検討、RANSにおける乱流モデルの検討、LES モデルとの比較などを行う予定である。

#### 参考文献

- [1] Melbourne,W.H. & J.C.K.Cheng : Reducing the wind loading on large cantilevered roofs, Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, Vol. 28, pp. 401-410, 1988.
- [2] X.Sun, Y.Gao, Y.Wu : Aeroelstic wind tunnel tests on an open-type one-way tensioned membrane structure, IASS 2018 Boston Symposium, Dynamic response of metal spatial structures, pp.1-8, 2018.7
- [3] 吉野誠一,他:片持式スタンドルーフの空力特性に関 する基礎的研究 - 風荷重低減方法の提案 -,構造工学

論文集, Vol.54B, pp.319-324, 2008.3

- [4] 伊藤拓朗,他:片持ち式スタンド屋根の風圧力低減に
   関する実験的研究その1~その3,日本建築学会大会
   学術講演会(仙台),構造I,pp.121-126,2018.7
- [5] T.Li, Q.Yang, T.Ishihara : Unsteady aerodynamic characteristics of long-span roofs under forced excitation, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.181, pp.46-60, 2018.10
- [6] Y.Takadate and Y.Uematsu : Steady and unsteady aerodynamic forces on a long-span membrane structure, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.193, 103946, 2019.10
- [7] 建築物荷重指針·同解説 2015, 日本建築学会, pp.367-370, 2015.3
- [8] 佐藤恵治,小山毅,桑村仁:2次元平板に作用する 流体力の算定における RANS モデルの適用数値流体 解析による流体力の研究その1,日本建築学会関東 支部研究報告集, pp.457-460,2014.2

#### BASIC STUDY ON WIND LOAD PREDICTION OF CANTILEVERED STADIUM ROOF

TAKIZAWA Mineyoshi<sup>\*1</sup> OKADA Akira<sup>\*2</sup> MIYASATO Naoya<sup>\*2</sup> HIROISHI Shuzo<sup>\*3</sup> MORISHITA Ryo<sup>\*4</sup>

#### SYNOPSIS

As for the structural design of the stadium cantilever roof structures the wind load is more dominant than the seismic load. For special shapes such as stadiums, wind load distribution is generally evaluated by wind tunnel tests using a scale model. The following theme for the structural planning of cantilevered stadium roofs have not yet been shown accurate results, that is, a simplified wind tunnel tests method, an influence on the building wind load on the windward, and the effectiveness of CFD analysis methods. In this paper, these themes are analyzed by each wind tunnel tests and CFD analyses.

\*1 M.Eng Yokogawa System Architecture

\*2 Dr.Eng.Prof.at Nihon University.Dept.of Architecture

<sup>\*3</sup> Dr.Eng.Assoc.Prof.at Nihon University.Dept.of Architecture \*4 Graduate Student.Nihon University.

## 骨組膜構造およびテント倉庫に用いられる

## 鋼管トラス構造の構造設計手法に関する基礎的研究

中島	肇*1	塩原	登*2
橳島	凌*3	石鍋雄-	一郎3*4

#### 梗 概

骨組膜構造およびテント倉庫では、骨組に鋼管トラス構造を採用したラーメン構造とすることが一般的 である。これらの構造計算ではトラス構造を線材に置換したフレームモデルとして応力解析がされ、得ら れた骨組の断面力をトラス部材の軸力に換算して部材の安全性を確認している。一方、実際に採用される 鋼管トラス構造には節点に偏心が見られる場合や外力が膜材から分布荷重としてトラス弦材に載荷される 場合もある。本研究では、まず単純梁構造に対して変位あるいは応力などを比較・検討し、構造設計資料 を提示すると共に、フレームモデルを使用した構造設計法を提案することを目的とする。

1. はじめに

骨組膜構造およびテント倉庫では、骨組に鋼管トラス構造を 採用したラーメン構造とすることが一般的である。<sup>11</sup>これらの構造 計算ではトラス構造を曲げ剛性を有する線材に置換したフレー ムモデルとして応力解析がされ、得られたフレームモデルの断 面力をトラス部材の軸力に換算して部材の安全性を確認してい る。

具体的には、フレームモデルの軸力 N と曲げモーメント M を、トラス梁成を h としてトラス部材の軸力  $\overline{N}$  に式(1)により換算している。

$$\overline{N} = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{h} \tag{1}$$

一方、実際に採用されている鋼管トラス構造には、トラス弦材 に対する横補剛材の納まりなどが原因で、ラチス材が弦材の節 点に納まらずに偏心が生じている場合も見られ(図1)、トラス弦 材に二次的な応力が発生する。



図1 倉庫テントの例

また、膜材料と骨組との定着は、膜材料に接合したハトメ布ま たは抱き込み掛り布に、あるいは直接膜材料に、ハトメを設けた 孔を空けて合成繊維ロープをこの孔に通して編み合わせること により骨組に定着させている(図2)。膜材料を、直接トラス弦材 に定着する場合(図3 a))、あるいはラッピング・パイプ(R.P.)や ラッピング・バー(R.B.)などの二次部材に合成繊維ロープを編 み合わせてから接合用プレートや高力ボルトなどを介してトラス 弦材に接合する場合がある(図3 b)、c))。膜材料、二次部材か らの自重あるいは外力の伝達が、トラス弦材の節点で確実に行 われる場合と(図3 b))、トラス節点や弦材長さに関係なく等間 隔にトラス弦材の中間部で行われる場合がある(図3 c))。図3 a)および b)の場合では、二次的な応力がトラス部材に発生する。

本研究では、まず単純梁構造を対象として、線材に置換した フレームモデルおよびトラスモデルに対して構造解析を行い、 構造モデルの変位および個材曲げを含んだトラス部材の応力な どを比較・検討し、構造設計資料を提示すると共に、フレームモ デルを使用した構造設計法について得られた知見や課題を示 すことを目的とする。



\*1 日本大学理工学部建築学科 教授 博士(工学) \*4 日本大学短期大学部建築・生活デザイ/学科 准教授 博士(工学)
 \*2 日本大学理工学部建築学科

\*3 日本大学大学院理工学研究科 大学院生

#### 2. 構造解析概要

スパン10mの単純梁構造を想定し、a)フレームモデル、b)トラ スモデルおよび c)偏心トラスモデルを設定する(図4)。

設定した構造モデルおよび荷重モデルに対して、二次元の 弾性構造解析を行い、変位および軸力、曲げモーメントについ て比較、検討をする。

a)フレームモデルは、構造設計で実際に計算されている構造 モデルであり、弦材の断面積と断面二次モーメントから、等価断 面積  $A_e$  と等価断面二次モーメント  $I_e$  に置換して軸剛性と曲 げ剛性を有する線材にモデル化している(表1)。一般にせん断 変形が小さいものとして、せん断変形を無視した部材剛性を仮 定している。

b)トラスモデルは、実際に建築物に使用される構造モデルである。本研究では、弦材の部材端部条件を剛接合として弦材を 梁要素とし、ラチス材と束材の部材端部条件をピン接合としてモ デル化している。トラス部材の断面を表1に示している。

c)偏心トラスモデルは、b)トラスモデルの一部の節点において、 ラチス材の部材芯が弦材の部材芯と一点に接合されていない偏 心部を有する構造モデルである。偏心距離 e として、100mm と 200mm の2ケースを設定する。弦材、ラチス材、束材の部材 端部条件およびトラス部材の断面は b)トラスモデルと同様であ る。



a) 膜材料を直接トラス弦材に定着する場合
 R.P. あるいは R.B.



b) 膜材料を定着した2次部材を介してトラス弦材の節点 に接合する場合



c) 膜材料を定着した2次部材を介してトラス弦材の中間部 分に接合する場合

図3 膜材料と骨組との接合例 (R.P. : ラッピングパイプ、R.B. : ラッピングバー) 荷重モデルは鉛直荷重を想定し、さらに図3の膜材料と骨組の 接合例を参照して表2に示すように設定した。下記の荷重モデ ル1)等分布荷重 w=1kN/m を基本として、1)から3)の荷重モ デルの総荷重を 10kN で同一としている。

1)等分布荷重 w は、膜材料を直接トラス弦材に定着する場合(図3 a))をモデル化したもので、フレームモデルではその まま線材に載荷している。トラスモデルでは、上弦材に分布させている。

2)節点集中荷重 P は、膜材料および二次部材からの自重あ るいは外力の伝達が、トラス弦材の節点で確実に行われる場合 (図3 b))をモデル化したもので、上弦材の節点に集中荷重を 載荷している。

3)節点部材集中荷重 P は、膜材料および二次部材からの 自重あるいは外力の伝達が、トラス節点や弦材長さに関係なく等 間隔にトラス弦材の中間部で行われる場合(図3 c))をモデル 化して、上弦材の節点と部材中間に集中荷重を載荷している。

#### 3. 構造解析結果

各構造モデルと荷重モデルに対する変位、軸力分布および 曲げモーメント分布の解析結果を表 3 に示す。表中の数値は、 主要部分の値を示している。また、[]内数値は wt<sup>e</sup> に対する 倍率を、< >内数値は Pt に対する倍率を示している。ここで、 t は弦材の節点間距離を示している。





b) トラスモデル



図4 解析モデル

表1 等価剛性および部材断面

	断面積A。	669.0 (mm <sup>2</sup> ) =2 × 334.5
フレームモデル	断面二次モーメント I <sub>e</sub>	4199. $2 \times 10^4 \text{ (mm}^4)$ = $2 \times 334.5 \times (500/2)^2 + 2 \times 8.99 \times 10^4$
トラスモデル	弦材	P-48.6 $\phi$ × 2.3t (STK400) , A=334.5 (mm <sup>2</sup> )
(トラス成=500mm)	ラチス材	P-21.7 $\phi \times 1.9t$ (STK400) , A=118.2 (mm <sup>2</sup> )

#### 3.1 中央鉛直変位

フレームモデルの中央鉛直変位は15.1mmであった。これが 梁理論の計算式( $\delta = 5/384 \times wL^4/(EI_e)$ )から得られた 値と同じであることを確認した。トラスモデルの中央鉛直変位は、 荷重モデル1)から3)に対してそれぞれ 16.6mm、16.3mm、 16.4mm であった。健全な荷重モデルである2)節点集中荷重 の場合に変位が最小となることがわかる。また、フレームモデル の変位は、トラスモデルの変位に対してそれぞれ -9.0%、 -7.3%、-8.6%となり、1割程度の過小評価となっている。トラス モデルのせん断剛性を、ラチス部材の断面積と弦材との取り合 い角度から線材の等価せん断断面積に置換した<sup>2)</sup>フレームモデ ルの解析結果の中央鉛直変位は 16.6mm となった(表3中の ()内数値)。この変位はトラスモデルの変位に対して、 $0 \sim +$ 1.8%とほぼ近似した値となっている。

偏心トラスモデル(e=100mm)の中央鉛直変位は、荷重モデル1)から3)に対してそれぞれ 17.1mm、16.9mm、17.0mm となった。トラスモデルの変位に対して、3~4%程度変位が大きい。フレームモデルの変位は偏心トラスモデルの変位に対してそれぞれ-12~-13%程度の過小評価となっている。等価せん断剛性を考慮して解析を行ったフレームモデルの変位は、-2~-3%の過小評価になっている。

偏心トラスモデル(e=200mm)の中央鉛直変位は、荷重モデル1)から3)に対してそれぞれ 18.3mm、18.2mm、18.3mm となった。トラスモデルの変位に対して、1割程度変位が大きい。

解析モデル(荷重分布)	荷重モデル	入力荷重
a) フレームモデル 1) 等分布荷重		w = 1 kN/m
<u>b) トラスモデル</u> 1)等分布荷重	$^{\downarrow} \downarrow $	w = 1 kN/m
2)節点集中荷重	$\begin{array}{cccc} P_1 P_2 & P_3 \\ \bullet & \bullet \\ \bullet &$	$P_1 = 0.25kN$ $P_2 = 0.75kN$ $P_3 = 1kN$
3)節点部材集中荷重	P 1 P 4	P <sub>1</sub> =0. 25kN P <sub>4</sub> =0. 5kN
<u>c) 偏心トラスモデル</u> 1) 等分布荷重	****	w=1kN/m
2)節点集中荷重	$\begin{array}{ccc} P_1 P_2 & P_3 \\ \downarrow & \downarrow & \downarrow \\ & & & \downarrow \\ & & & & \downarrow \\ & & & &$	$P_1 = 0.25kN$ $P_2 = 0.75kN$ $P_3 = 1kN$
3)節点部材集中荷重		P 1=0. 25kN P 4=0. 5kN

表2 設計荷重

フレームモデルの変位は偏心トラスモデルの変位に対してそれぞれ-17.0~-17.5%となり、2 割程度の過小評価となっている。等価せん断剛性を考慮して解析を行ったフレームモデルの変位は、-2~-5%の過小評価になっている。

本検討範囲では、せん断変形を無視したフレームモデルの 場合には、トラスモデルの変位に対して1割程度の過小評価に なることが把握され、大規模建築では等価せん断剛性を考慮す ることを検討する必要があると考える。

特に、偏心トラスモデルでは、フレームモデルやトラスモデル の変位と比べ大きいことから、偏心の影響が大きいことが分かる。 また、等価せん断剛性を考慮して解析したフレームモデルの変 位より大きい値をとることも分かった。したがって、偏心トラスモデ ルでは、フレームモデルに置換した場合に変位を適切に評価で きるかが課題である。

## 3.2 軸力

フレームモデルの軸力を式(1)により換算すると、中央部材で 最大値となり ±25.0kN となる。上弦材が圧縮軸力で、下弦材 が引張軸力である。

トラスモデルの最大軸力は中央部材で発生して、荷重モデル 1)から3)ともに上弦材がそれぞれ圧縮軸力-24.8kN、-24.6kN、-24.7kN、下弦材がそれぞれ引張軸力+24.8kN、 +24.6kN、+24.7kN と同じ値を示し、荷重モデルの違いによ る軸力の相違はほとんどないことが分かった。フレームモデル の換算軸力とほぼ同じであった。

偏心トラスモデル(e=100mm)の最大軸力も中央部材で発生 して、荷重モデル1)から3)ともに上弦材がそれぞれ圧縮軸力 -24.8kN、-24.7kN、-24.8kN、下弦材がそれぞれ引張軸 カ+24.9kN、+24.7kN、+24.8kN とほぼ同じ値を示した。ま た、偏心トラスモデル(e=200mm)の最大軸力も中央部材で発 生して、荷重モデル1)から3)ともに上弦材がそれぞれ圧縮軸力 -24.9kN、-24.7kN、-24.8kN、下弦材がそれぞれ引張軸 カ+24.8kN、+24.7kN、+24.8kNとほぼ同じ値を示した。トラ スモデルと同様に、荷重モデルの違いによる軸力の相違は見ら れないことが分かった。また、偏心トラスモデルの軸力は、フレ ームモデルよりは小さく、トラスモデルよりは大きいが、それらは ほぼ同じ値であった。

本検討範囲では、フレームモデルの換算軸力は、トラスモデ ルと偏心トラスモデルの軸力とほぼ同じであり、同等のものとして 評価可能であると考えられる。

#### 3.3 曲げモーメント

トラスモデルの最大曲げモーメントは中央部材で発生して、荷 重モデル1)から3)に対してそれぞれ0.09kN・m、0.03kN・m、 0.09kN・m であり、個材曲げモーメントがわずかに生じている。 荷重モデル1)および3)の荷重が載荷されている上弦材の個材 曲げモーメントは、それぞれ0.09×wピ、0.18×Plと評価できる。 また、支点近くの上弦材の個材曲げモーメントは、部材中央と節 点で、荷重モデル1)ではそれぞれ0.06kN・m、0.07kN・m が 発生し、連続梁の曲げモーメントとしてそれぞれ0.06×wピ、 0.07×wt<sup>2</sup>と評価できる。荷重モデル3)ではそれぞれ 0.08 kN・ m、0.05 kN・m が発生し、連続梁の曲げモーメントとしてそれぞ れ 0.16×Pt、0.10×Pt と評価できる。荷重モデル2)の曲げモー メントは弦材を梁要素としているためにトラス梁の変位に伴い節 点にたわみが生じたものと思われる。

偏心トラスモデル(e=100mm)では、荷重が載荷されている 上弦材に個材曲げモーメントが生じている。最大曲げモーメント は、支点近くの偏心部で発生して、荷重モデル1)から3)に対し てそれぞれ 0.23kN・m、0.17kN・m、0.22kN・m であり、トラス モデルに対して2~6倍程度の大きな個材曲げモーメントが生じ ている。荷重モデル2)節点集中荷重においても、トラス上弦材 の部材中間に荷重を載荷していないにも拘らず、他の荷重モデ ルの8割程度の個材曲げモーメントが発生し、偏心部上弦材の 両節点に同程度の個材曲げモーメントが生じている。荷重モデ ル1)および3)の偏心部上弦材の両端部の個材曲げモーメント は、トラス梁のせん断力が大きい支点側の方が大きく6.5割程度 生じ、他端は 3.5割程度となっている。

偏心トラスモデル(e=200mm)も同様に上弦材の最大曲げモ ーメントは、支点近くの偏心部で発生して、荷重モデル1)から3) に対してそれぞれ0.38kN・m、0.34kN・m、0.38kN・mであり、 トラスモデルに対して約4~11倍程度の大きな個材曲げモーメ ントが生じている。荷重モデル2)節点集中荷重において、他の 荷重モデルの9割程度の個材曲げモーメントが発生し、偏心部 上弦材の両節点に同一の個材曲げモーメントが生じている。荷 重モデル1)および3)の偏心部上弦材の両端部の個材曲げモ ーメントは、支点側に6割程度生じ、他端は4割程度となった。

荷重モデル1)および3)の個材曲げモーメントは、偏心距離 e=100mm で 0.23×w<sup>2</sup>、0.24×Pℓ~0.44×Pℓ、e=200mm で 0.38×w<sup>2</sup>、0.58×Pℓ~0.76×Pℓ となるが、トラスモデルのように 連続梁の曲げモーメントとしては評価できない。

また、圧縮材や柱材を対象として偏心部の軸力の差と偏心から算定している文献3)による付加曲げモーメント Meを式(2)により求める。

$$M_e = \frac{a}{2} \cdot \frac{e}{a-e} \cdot Q \tag{2}$$

フレームモデルの解析結果から得られた偏心部のせん断力 Q=3.5kN である。偏心距離 e=100mm の場合、偏心部分の 節点間長さ a=950mm となり、付加曲げモーメント  $M_e=$  0.20kN・m となる。本検討による偏心部分の個材曲げモーメン トと近い値となる。偏心距離 e=200mm の場合、偏心部分の節 点間長さ a=900mm となり、付加曲げモーメント  $M_e=$  0.45kN・m となる。本検討による偏心部分の個材曲げモーメン トの1. 2~1. 3倍程度の値となり、式(2)では個材曲げモーメン トを評価できないと思われる。

一方、トラス弦材の生じる個材せん断力による個材曲げモーメント MQを考える。本検討範囲の偏心距離では、偏心部分直下の下弦材長さに対して、偏心距離が小さいので、フレームモデルから得られたせん断力は全て上弦材が負担すると仮定する。

上弦材のせん断力を Qu として、これにより発生する個材曲げ モーメントが、荷重モデル2)では偏心部材両節点へ0.5 ずつ分 配され、荷重モデル1)および3)では 0.6 と 0.4 に分配されると 仮定する。荷重ケースに応じた最大分配率をαとすると、偏心距 離を e として、個材曲げモーメント Mq は式(3)のように表せ る。

 $M_Q = \alpha \cdot Q_u \cdot e \tag{3}$ 

ここで、α: 偏心部材両節点への最大分配率 荷重モデル2) 節点集中荷重でα=0.5、

荷重モデル1)弦材に等分布荷重および荷重モデル3)節点 部材集中荷重でα=0.6

フレームモデルの偏心部のせん断力 Qu=3.5kN とする。

偏心距離が e = 100mm の場合、荷重モデル2)を想定して a = 0.5とした場合には  $M_{q} = 0.18$ kN·m、荷重モデル2)の偏 心部最大曲げモーメントを評価している。また、荷重モデル1) および荷重モデル3)を想定して a = 0.6とした場合には  $M_{q} = 0.21$ N·m となり、荷重モデル1)および3)の偏心部最大曲げモ ーメントを概ね評価している。

偏心距離が e = 200mm の場合、荷重モデル2)で a = 0.5 として  $M_q = 0.35$ kN・m、荷重モデル2)の偏心部最大曲げモーメントを評価している。また、荷重モデル1)および荷重モデル3) で a = 0.6 として  $M_q = 0.42$ N・m となり、荷重モデル1)および 3)の偏心部最大曲げモーメントより1割程度大きめの評価をしている。

本検討範囲では、トラスモデルの個材曲げモーメントは、連続 梁の曲げモーメントとして評価できるように思われる。一方、偏心 トラスモデルにおける個材曲げモーメントは式(3)による個材曲 げモーメント Mq により概ね評価できると考えられる。

#### 3.4 応力度

各構造モデルと荷重モデルに対する最大断面力および最大 応力度を表4に示す。

フレームモデルでは、個材曲げモーメントは計算されずにトラス部材の軸力のみ換算されるので、最大軸応力度は 74.7N/mm<sup>2</sup>となる。

トラスモデルは、健全な荷重モデルである2)節点集中荷重に おいてもわずかに曲げモーメントが生じて、最大曲げ応力度は 8.1N/mm<sup>2</sup>となり、最大軸応力度の1割程度となる。荷重モデル 1)および3)の最大曲げ応力度は、個材曲げモーメントとして共 に24.3 N/mm<sup>2</sup>が発生して最大軸応力度の3.3割程度である。

偏心トラスモデル(e=100mm)では、荷重モデル1)から3)の 最大曲げ応力度は、個材曲げモーメントとして 50~60 N/mm<sup>2</sup> 程度発生して、最大軸応力度の6~8割程度に相当する。偏心ト ラスモデル(e=200mm)では、同様に最大曲げ応力度は、個材 曲げモーメントとして 90~100 N/mm<sup>2</sup>程度発生して、最大軸応 力度より大きく1.2~1.4倍程度である。

本検討範囲では、弦材の部材端部条件を剛接合として弦材を

変位 (mm) 解析モデル (荷重分布) 荷重モデル 入力荷重 軸力 (kN) 曲げモーメント (kN・m) a) フレームモデル 1) 等分布荷重 w = 1 kN/m $\overline{N} = \pm \frac{M}{h} = \pm 25$ ł 12.5 15.1(16.6) b) トラスモデル 1)等分布荷重 w = 1 kN/m0.07[0.07] -24.8 0.09[0.09] w ¥ Ŧ ¥ ¥ ¥ 0.06[0.06] 24.8 16.6 0.07[0.07] 2) 節点集中荷重 P<sub>1</sub>=0. 25kN  $P_2 = 0.75 kN$ -24. 6 0.03  $P_3 = 1kN$  $P_1 P_2$ P 3 24.6 0.03 16.3 3)節点部材 P<sub>1</sub>=0. 25kN -24. 7 0.03<0.06> 集中荷重 ₽₄=0.5kN 0.05<0.10> P1 P4 0.08<0.16> 24.7 0.09<0.18> 16.4 <u>c) 偏心トラスモデル</u> 1) 等分布荷重 w=1kN/m 0.10[0.10] 0.23[0.23] -24. 8 0. 15[0. 15] 0. 38 [0. 38] -24. 9 ł 0.12[0.12] 24.8 0.05[0.05] 17.1 0. 29[0. 29] 24.9 0. 14[0. 14] *18.3* 2) 節点集中荷重 P<sub>1</sub>=0. 25kN 0.17 0.04 -24. 7 P<sub>2</sub>=0.75kN 0.34 0. 11 -24. 7  $P_1 P_2$  $P_3 = 1kN$ P 3 0.18 24.7 16.9 0.11 0.34 *24.* 7 1*8. 2* 0. 18 3)節点部材 P<sub>1</sub>=0. 25kN 0. 22<0. 44> 0.09<0.18> 集中荷重 -24. 8  $P_4 = 0.5 \text{kN}$ 0.38<0.76> 0. 15<0. 30> -24. 8 P1 P4 0. 12<0. 24> 24.8 0.06<0.12> 17.0 0.29<0.58> 24.8 0. 14<0. 28> 18.2 ()内数値は、等価せん断剛性を考慮した変位の値 []内数値は、wl<sup>2</sup>に対する倍率 < >内数値は、Plに対する倍率

表3 解析結果

25

偏心トラスモデルは e=100 をゴシック体、e=200 を斜体で表す。

梁要素としているために、健全な荷重モデルである2)節点集中 荷重においてもわずかに曲げモーメントが生じている。また、1) 等分布荷重および3)節点部材集中荷重では、個材曲げモーメ ントによる曲げ応力度が最大軸応力度の3.5割程度発生してお り、設計に考慮する必要があるように考える。一方、偏心トラスモ デルは、大きな個材曲げモーメントに起因する大きな曲げ応力 度が発生するので十分な検討が必要である。

	最大軸力	最大曲げ モーメント	軸応力度	曲げ応力度
解析モデル	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	$\sigma_{\rm c,t~Max}$	$\sigma_{\rm b,t~Max}$
	(kN)	(k <b>N</b> •m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm²)
a)フレームモデル				
1)等分布荷重	25.0	-	74. 7	-
b) トラスモデル				
1)等分布荷重	24. 8	0.09	74. 1	24. 3
2)節点集中荷重	24. 6	0. 03	73.5	8. 1
3)節点部材集中荷重	24. 7	0. 09	73.8	24. 3
c) 偏心トラスモデル				
e=100mm				
1)等分布荷重	24. 8	0. 23	74.1	62. 2
2)節点集中荷重	24. 7	0. 17	73.8	45.9
3)節点部材集中荷重	24. 8	0. 22	74. 1	59.5
e=200mm				
1)等分布荷重	24. 9	0. 38	74.4	102. 7
2) 節点集中荷重	24. 7	0.34	73.8	91.9
3)節点部材集中荷重	24. 8	0. 38	74.1	102. 7

表4 最大断面力と最大応力度

#### 4. フレームモデルによる構造設計法について

トラスモデルと同じ曲げ剛性を有する線材に置換したフレーム モデルを用いた構造設計に対して、本検討範囲内で得られた知 見や課題について示す。

### 4.1 トラスモデルを対象とした場合

フレームモデルの変位は、せん断変形を無視した場合には1 割程度の過小評価になる傾向がある。大規模建築では等価せん断剛性を考慮することを検討する。

フレームモデルの換算軸力は、トラスモデルの軸力とほぼ同じであり、評価可能であると考える。

フレームモデルでは、トラス弦材の中間に荷重が載荷された 個材曲げモーメントを考慮できないが、曲げ応力度が最大軸応 力度の3.5割程度発生することがある。この個材曲げモーメント は連続梁の曲げモーメントとして評価することもできる。本検討 範囲の中で安全側に評価すると、弦材部材長(節点間距離)を ℓ として、部材に等分布荷重 w の場合には 0.1×wℓ<sup>2</sup>、部材中 央集中荷重 P の場合には 0.2×Pℓ 程度である。

#### 4.2 偏心トラスモデルを対象とした場合

フレームモデルでは変位に関して、偏心の影響を適切に考慮 できず、等価せん断剛性を考慮しても過小評価となる。したがっ て、偏心トラスモデルでは、フレームモデルに置換した場合に 変位を適切に評価できるかが課題である。 一方、フレームモデルの換算軸力は、偏心トラスモデルの軸力とほぼ同じであり、評価可能であると考える。偏心部分の個材曲げモーメントは式(3)により上弦部材に生じる個材せん断力から個材曲げモーメント MQを概ね評価できるのではないかと思われる。しかし、本検討の範囲であるためにさらに詳細検討も必要と考える。

このように複雑な応力状態となることから、トラス部材の安全性 検討においては、軸力、曲げモーメントおよびせん断力を対象 として行うことになる。

ただし、節点に偏心を生じさせることは、健全な構造設計とは 言えないので、可能な限り偏心のないトラス構造として設計をす るべきだと考える。

#### 5. まとめ

本研究では、まず単純梁構造を対象として、曲げ剛性を有す る線材に置換したフレームモデルおよびトラスモデルに対して 構造解析を行い、構造モデルの変位および個材曲げを含んだト ラス部材の応力などを比較・検討した。また、構造設計資料を提 示すると共に、フレームモデルを使用した構造設計法に関して 本検討範囲内で把握できた知見および課題を示した。

今後はラーメンフレーム架構を対象として、同様の構造モデル、鉛直荷重および水平荷重モデルを設定して検討を行う予定である。なお、接合部の偏心の影響に関する分岐継手の耐力などの検討も必要であると考える。

#### 謝辞

本研究の条件設定に際して、横浜国立大学大学院准教授 河端昌也博士および日本膜構造協会技術指導部長 石亀哲郎氏より貴重なコメントを頂きました。ここに厚く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 日本膜構造協会、日本建築センター: 膜構造の建築物・膜 材料等の技術基準及び同解説、2003 年8月
- 2) 斎藤公男:等価梁置換法によるスペースフレームの解析、 その1 立体トラスユニットの有効剛性について、日本建築 学会学術講演梗概集(九州)、pp.1193-1194、1981年9月
- 日本建築学会:軽鋼構造設計施工指針・同解説、p.68、, 2002年9月

## Fundamental Study on Structural Design Method of Steel Pipe Truss Structure

## for Framed Membrane Structures and Tent Warehouses

Nakajima Hajime<sup>\*1)</sup> Shiobara Noboru<sup>\*2)</sup> Nudeshima Ryo<sup>\*3)</sup> Ishinabe Yuichiro<sup>\*4)</sup>

#### SYNOPSIS

Membrane structures and tent warehouses are commonly framed with a steel pipe truss structure. In the structural calculation of these structures, the frame model composed of linear elements converted from the truss structure is generally used. Section forces obtained by frame model is converted to the axial force of truss members, and safety is verified. On the other hand, actual steel pipe truss structures may have the eccentricity of lattice members or distributed forces on chord members. In this study, through the comparison and analysis of displacement and stress, a structural design method used frame models is proposed.

\*1) Professor, College of Science and Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

 $^{\ast_2})$  Undergraduate Student, Nihon Univ.

\*3) Graduate Student, Nihon Univ.

\*4) Associate Professor, Junior College, Nihon Univ., Dr. Eng.

## 円弧型独立上屋に作用する風圧の時間的・空間的変動特性に関する研究

文 礼志<sup>\*1</sup> 植松 康<sup>\*2</sup>

#### 梗 概

本研究では、円弧型独立上屋に作用する風圧の分布特性や変動特性を風洞実験並びに数値流体解析(CFD)に より検討した。まず、風洞実験では屋根のライズ・スパン比と平面辺長比に着目し、それらが風圧特性に及 ぼす影響を明らかにした。次に、CFDでは乱流モデルとしてLESを用い、模型製作上の制約のため風洞実験 では把握できなかった屋根全体にわたる風圧・風力の空間分布と時間的変動特性を把握した。CFDの結果が 風洞実験結果に概ね対応することを確認した上で、一連のCFD計算の結果に基づき、屋根周りの流れと風圧・ 風力の特性を詳細に把握した。最後に、風洞実験とCFDの結果を纏め、外装材用ピーク風力係数に関する考 察を行った。

#### 1. はじめに

独立上屋は、壁がなく柱のみによって支えられる屋根を指 し、日除け、雨避けとして、駅舎、公園、スタジアム観客席 など様々な場所に利用されている。屋根の上下面が風に曝さ れるため、両面に作用する風圧の差によって与えられる風力 は閉鎖型構造物に比べて非常に複雑なものとなる。また、一 般に軽量であるため、風の動的作用の影響を受けやすく、設 計時には風荷重が支配的になる場合が多い。

独立上屋には大まかに平面型と曲面型の2種類がある。平 面型独立上屋(例えば、片流れ、切妻、翼型)については、 Gumley<sup>1)</sup>, Letchford & Ginger<sup>2),3)</sup>, 植松ら<sup>4),5)</sup> によって風洞実 験に基づいた様々な検討がなされており、現行の建築物荷重 指針・同解説<sup>の</sup>(以下、「荷重指針」と呼ぶ)にはそれらの設計 用風力係数が規定されている。一方,曲面型独立上屋(例えば, 円弧型, ドーム型, HP (Hyperbolic Paraboloid)型) に関しては, レイノルズ数 Re の影響を受けることや模型制作が困難であ ることから、既往の研究例は少ない。HP型に関して、植松 ら
<sup>7</sup>は風力測定実験の結果に基づき構造骨組用風力係数を提 案している。また、円弧型に関する研究については、Natalini et al.<sup>8</sup>と山村ら<sup>9</sup>の研究が見られるが、Natalini et al.は平均風 圧・風力の分布を測定しているのみであり、山村らは風圧の 動的荷重効果を検討しているものの,風圧分布は代表的な2 本のライン上での測定に限られており、風圧の分布特性や変 動特性は十分明らかになっていない。

本研究では、曲面型のうち広く用いられる円弧型独立上屋 を対象とし、まず風洞実験を行った。屋根周りの流れを忠実 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。本研究では、近年緻密な造形が 可能となった 3D プリンタを用いて実験模型を作製すること で、高い精度での風洞実験を実現した。風圧測定では屋根の

\*1 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 \*2 国立高等専門学校機構秋田工業高等専門学校 校長 ライズ・スパン比 fB と平面辺長比 WB に着目し,屋根上下面の風圧を同時に測定した。ただし,模型作製上多数の圧力 測定孔を配置できないため,圧力測定孔は特徴的な風圧分布 を示す屋根端部と中央に位置する2ライン上にのみ設置した。 次に,屋根全体の風圧分布を把握するため,風洞実験結果を ベンチマークとして,数値流体解析(CFD)を行った。CFD で は,乱流モデルとして LES を使用することで,風荷重の平均 値だけではなく変動成分も取得できるので,屋根全体の風圧 分布と風圧の時間的変動特性を把握することが可能である。

本論文は山村ら<sup>9</sup>の研究では明らかにしていない屋根面全体の風圧・風力の分布特性と変動特性に着目し、実験および CFDにより、ライズ・スパン比*fB*や平面辺長比*WB*が円弧型独立上屋に作用する風圧・風力の分布特性や変動特性に与える影響を把握する。さらに、ガスト影響係数法をピーク風圧・風力係数評価に適用する1つの試みを示すとともに、外装材用ピーク風力係数について考察する。

#### 2. 風洞実験の方法

#### 2.1. 実験気流

風洞実験は、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  $1.4m^{W} \times 1.0m^{H} \times 6.5m^{L}$ ) を用いて行った。実験気流は境界層乱流であり、その平均風 速 $U_Z$ (高さ Z=600mm の値 $U_{600}$ で基準化)および乱れの強さ $I_Z$ のプロファイルを図 1 に示す。平均風速のプロファイルを表 す「べき指数」 $\alpha$ は約 0.27、風洞実験模型の屋根平均高さ (H=80mm)における乱れの強さ $I_{uH}$ は約 0.2 である。 $\alpha$ および  $I_{uH}$ の値は、それぞれ荷重指針における地表面粗度区分IVおよ びIIIに対する規定値に概ね相当する。

実験における Re 数(代表長さとして屋根の曲率半径の2倍を用いる)について、山村ら<sup>9</sup>は風洞実験において変更可能な



図1 実験気流のプロファイル

範囲内で風圧分布に及ぼすRe数の影響を検討し、Re>1.0×105 では風圧係数がほとんど変化しないことを示した。そこで、 本研究ではこの条件を満たすよう、屋根平均高さにおける実 験風速 $U_H$ を約9m/sと設定する。

#### 2.2. 風圧測定

図2に本研究で用いる座標系と記号を,表1に実験で使用 する円弧型独立上屋の模型の寸法を示す。風向のは桁行方向 に直角な方向を0°とする。図3に風圧測定用模型の概要を示 す。模型の幾何学的縮尺率λ」は1/100と仮定する。模型は3D プリンタを用い屋根と柱を一体として作製した。屋根の厚さ は 2.0 mm, 柱の外径は 6.5 mm である。屋根中央および端部 (屋根端部より 2.5mm の位置)の 2 ライン(それぞれ Line C, Line E と称す)に沿って圧力測定孔が上下面にそれぞれ7点 ずつ設けられている(全部で28点)。測定点番号は、図3に示



図 2 対象構造物に対する座標系と記号



図 3 風圧測定用模型

すように、θ=0°の時最も風上側の点を1とし、風下に向かっ て2,・・・,7とする。屋根に作用する風力(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、屋根厚さ 2mm でそれを実現することは 困難である。そこで、下面における風圧の空間的変化が比較 的小さいことを考慮し、下面の圧力測定孔を図3に示した位 置より 2mm ずれた位置に設けた。本研究では、桁行方向長 さ W を変化させることで辺長比 W/B を変化させる。そのた め、圧力測定用模型と同じ寸法で圧力測定孔のないダミー模 型を2体作製した。図4に示すように、測定用模型とダミー 模型を組み合わせることによって、辺長比と圧力測定位置を 様々に変化させる。図中、影をつけた部分はダミーモデルを 表している。風向のは、図4に示すように、-90°から90°の範 囲を10°ピッチで変化させる。

設計風速は荷重指針に基づいて設定する。いま、基本風速 を U<sub>0</sub>=35 m/s, 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21.3 m/sとなり、風速の縮 尺率 $\lambda_{\nu}$ は約 1/2.4 となる。幾何学的縮尺率 $\lambda_{\nu}=1/100$  より、時 間の縮尺率は $\lambda_{T}=\lambda_{I}/\lambda_{V}\approx 1/42$ となる。測定は14.3秒(フルスケ ール換算で10分)を1セットとし、同一条件下で10回測定す る。

圧力測定孔に作用する風圧は、高周波数のノイズをカット するために 300Hz のローパスフィルターをかけた後、サンプ リング周波数 500Hz で全点同時サンプリングされる。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 め測定された計測システムの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。



衣l	風洞美駛位	実空.			
<i>f/B</i>	W/B	f(cm)	<i>B</i> (cm)	W(cm)	$h(\mathrm{cm})$
0.1	1, 2, 3	1.5	15	15, 30, 45	8.8
0.2	1, 2, 3	3.0	15	15, 30, 45	9.5
0.3	1, 2, 3	4.5	15	15, 30, 45	10.3
0.4	1, 2, 3	6.0	15	15, 30, 45	11.8

同いロイナモムよせエリ



図 6 Line E 上の平均風圧・風力係数分布の f/B による変化 (W/B=2, θ=40°)

各圧力測定孔で測定された風圧 p を接近流の屋根平均高さ Hにおける速度圧 q<sub>H</sub>で基準化して風圧係数とし、上面および 下面の風圧係数をそれぞれ C<sub>pt</sub>および C<sub>pb</sub>と表す。風圧係数の 符号は、面を押す方向を正とする。屋根に作用する正味の風 力を表す風力係数 C<sub>f</sub>は次式で与えられる。

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

したがって、 $C_f$ の符号は $C_m$ と同じである。

#### 3. 風圧・風力分布に関する実験結果

#### 3.1. ライズ・スパン比 f/Bの影響

円弧型独立上屋の風力特性についてはライズ・スパン比fBの影響が最も大きいと考えられる。また、屋根面に作用する風圧の大きさは、一般に $\theta$ = 50°~90°の範囲では全体的に小さくなることから、ここでは特徴的な2風向である $\theta$ =0°と40°の結果に基づき、風圧分布に及ぼすfBの影響を検討する。

図5は、風向 $\theta$ =0°について、Line C上の平均風圧・風力係 数分布を示す。辺長比 W/B は3 である。グラフの縦軸は上下 面の風圧係数および風力係数の平均値( $\overline{C}_{pl}$ ,  $\overline{C}_{pb}$ および  $\overline{C}_{f}$ )を 表し、横軸は風上側屋根軒先を原点(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。上面の平均 風圧係数 $\overline{C}_{pl}$ に着目すると、fB=0.1 の場合、流れの剥離が発 生しないため、 $\overline{C}_{pt}$ 分布は滑らかである。一方、fB=0.2, 0.3, 0.4の場合、流れの剥離が発生している。剥離点位置は $\overline{C}_{pt}$ 分布の変曲点に概ね対応し、fB=0.3, 0.4では、剥離点以降の領域では $\overline{C}_{pt}$ はほぼ一定値を示す。また、fBが大きくなると剥離点の位置が風上側に移動し、fB=0.2, 0.3, 0.4について、流れの剥離はそれぞれ s/smax<sup>2</sup>0.8, 0.7, 0.6 の位置で発生する。次に下面の平均風圧係数 $\overline{C}_{pb}$ に着目すると、fB=0.1の場合、風上側軒先で剥離した流れが再付着するため、 $\overline{C}_{pb}$ の符号が負から正に変わる。fBが大きくなると再付着点が後方に移動し、fB=0.3の場合には再付着は発生しなくなる。最後に平均風力係数 $\overline{C}_{pt}$ に着目すると、全体の分布形状は上面の平均風圧係数  $\overline{C}_{pt}$ のそれに近い。これは、屋根上面の風圧係数が風力係数に支配的な影響を及ぼすためである。

図 6は、風向 $\theta$ =40°の場合の Line E(図 4(c)参照)上の平均 風圧・風力係数分布を示す。辺長比 *W/B* は 2 である。屋根上 面の平均風圧係数 $\overline{C}_{pt}$ には風下側( $s/s_{max}$ =0.6~0.8) で局所的に 大きな負の値が生じている。これは「けらば」での流れの剥 離によって渦が生成されたためと考えられる。屋根下面の平 均風圧係数 $\overline{C}_{pb}$ を見ると、屋根前方( $s/s_{max}$ =0~0.6)では流れの 剥離で負圧を示すが、屋根後方( $s/s_{max}$ =0.6~1.0)では流れが屋 根下面に沿って流れるため、正圧を示している。

#### 3.2. 屋根平面の辺長比 W/Bの影響

図 7は、fB=0.1、風向 $\theta$ = 0°の場合について Line C 上の平 均風圧係数分布の WB による変化を示す。まず、上面の平均 風圧係数 $\overline{C}_{pt}$ に着目すると、WB の増大に伴い、 $\overline{C}_{pt}$ の分布形 状はほとんど変化しないが全体的に負圧側にシフトしている。 これは、WB の増大に伴って流れの二次元性が強くなり、屋 根中央の Line C に沿う流れが速くなり、それに応じて圧力が 低下したことによると考えられる。次に、下面の平均風圧係 数 $\overline{C}_{pb}$ に着目すると、WB=3 の場合、流れの再付着点が WB=1 の場合より風上側に移動しているように見られる。注意すべ きことに、WB=2 の場合、端部( $sl_{smax}$ =0 および1)近傍の点に おける値がやや特異な挙動を示している。これは、WB=2 の 場合には圧力測定ラインの近くに柱が存在しており(図 4 参 照)、その影響を受けたためと考えられる。しかし、全体として は WB=1 と 3 の結果の中間的な挙動を示している。

図 8は、fB=0.4、風向 $\theta=0$ °について Line C 上の平均風圧 係数分布の WB による変化を示す。上面の平均風圧係数 $\overline{C}_{pt}$ を 見ると、fB=0.1の場合と同様、WB の増大に伴い $\overline{C}_{pt}$ の分布 が全体的に負圧側にシフトしている。下面の平均風圧係数  $\overline{C}_{pb}$ については、fB=0.1の場合に比べて $\overline{C}_{pb}$ の変化が小さい。 これは、fB=0.4の場合、剥離流が再付着せず屋根下面全体が 剥離流に覆われるためである。また、W/B の影響は比較的小 さい。

図 9は、 f/B=0.4、風向θ=40°について Line C 上の平均風 圧係数分布の W/B による変化を示す。分布に及ぼす W/B の影 響は図 8 より大きい。それは、模型端部から中央に位置する Line C までの距離が W/B によって異なるので、斜め方向から の風向の場合、その影響が強く表れたためである。

風洞実験では風圧測定ライン数が限られているため、全体的な流れの挙動を詳細に捉えることは困難である。そこで、 そのような風向の場合の風圧分布に及ぼすW/Bの影響については、後述するように、CFDの結果に基づき考察する。

紙面の都合上結果は示さないが、屋根端部のLine E上の風 圧係数分布はW/Bの影響をほとんど受けないことが分かった。 これは、Line E上の風圧は端部近傍の局所的な流れの影響を 強く受けるためと考えられる。



図 7 Line C 上の平均風圧係数分布の W/B による変化 (f/B=0.1, θ=0°)



図 8 Line C 上の平均風土係数分布の W/B による変化 (f/B=0.4、 θ=0°)



図 9 Line C 上の平均風王係数分布の W/B による変化 (f/B=0.4, θ=40°)

#### 3.3. 乱れの強さとピーク風圧係数の関係

前節では屋根に作用する風圧係数および風力係数の平均値 のみを検討した。その結果は構造骨組用風力係数を検討する 上では有用なデータとなるが、外装材のように瞬間的な風力 の影響が大きい部材の設計においては、平均値ではなくピー ク値が重要となる。風圧のピーク値は乱れの強さの影響を強 く受けるため、本節では乱れの強さとピーク風圧係数の関係 を検討する。

植松ら<sup>4</sup>は、屋根端部近傍に発生する比較的大きなピーク 風力係数についてはガスト影響係数法を用いて概ね妥当に評 価できることを示した。ここに、ガスト影響係数 $G_f$ は風力係 数 $C_f$ の平均値に対する最大あるいは最小ピーク値(平均値と 同符号のピーク値)の比として定義されている。今、準定常仮 定が成り立つと仮定すれば、 $G_f$ は近似的に次式で与えられる。

$$G_f = (1 + g_v \bullet I_{uH})^2$$
 (2)

ここに、g,および I<sub>ut</sub>は、それぞれ気流のピークファクターおよび屋根平均高さ H における乱れの強さである。なお、(2)式は、平均風力係数の大きさが小さい屋根内部領域には適用できないとされている。

本節では、植松ら<sup>4</sup>の考え方を参考に、内部領域も含めて ピーク風圧係数をガスト影響係数法に基づき推定する方法を 検討してみる。まず、風圧のガスト影響係数 *G<sub>p</sub>*を下式で定義 する。

$$G_p = C_{p \cdot \text{peak}} / C_{p \cdot \text{mean}} \tag{3}$$

ここに、 $C_{p.peak} \ge C_{p.mean}$ は、それぞれ風圧係数のピーク値と 平均値である。ピーク風圧係数 $C_{p.peak}$ には最大と最小の二つ の値があるが、ここでは $C_{p.mean}$ の符号に一致する方を用いる。 っまり、 $C_{p.mean}$ が正であれば最大ピーク値を、 $C_{p.mean}$ が負で あれば最小ピーク値を用いる。

図 10 は、f/B=0.1の場合について、Line C上の屋根上面風 圧のガスト影響係数  $G_p$ を平均風圧係数の絶対値  $|C_{p \cdot mean}|$  に 対してプロットしたものである。図には全風向に対する結果 が示されている。測定点番号(1~7)は図3に示す通りである。 図 10 によれば、 $|C_{p \cdot mean}|$ の増大に伴い $G_p$ が小さくなり、ほぼ 一定値に収斂する傾向を示す。

いま, 準定常仮定を準用し,  $C_{p,\text{peak}}$  が次式に示すように 2 つの成分の和で表されると仮定する。

$$C_{p \cdot \text{peak}} = \left(1 + g'_{v} \cdot I_{uH}\right)^{2} C_{p \cdot \text{mean}} + kI_{uH}$$
(4)

準定常仮定では、荷重効果のガスト影響係数は、(2)式に示す ように、気流の乱れのみで決まるものであるが、構造物に近 づく過程で変形する渦もあれば(スケールの小さい渦),流れ の剥離によって生じる渦もある。そこで、ピーク風圧係数を、 接近流に含まれる大きいスケールの渦による成分(準定常仮 定が成り立つもの)とそれ以外の成分、すなわち渦の歪みや剥 離渦によるものの和として簡便に表されると仮定する。右辺 の第一項は(2)式のように、平均風圧係数 Cn.mem に比例する準 定常成分(ここでは、意味が多少異なるので、「準定常部分」 と呼ぶ)を表す。なお,(2)式のg,は気流のピークファクター であるが、(4)式のg、は屋根の部位により変化すると考える。 屋根風上端部においては、構造物による気流の歪みの影響は 小さく、そこに当たる最大瞬間風速は気流の最大瞬間風速と ほぼ同じであり、g'<sub>v</sub> ≈gvと考えてよい。一方,風下側部位に おいては、接近流中に含まれる渦が屋根によって変形したり、 流れの剥離によって生じる渦の影響を受けたりするので, g



図 10 屋根上面・Line C上の風圧のガスト影響係数

と $g_v$ は必ずしも一致しない。(4)式右辺の第二項は構造物による渦の歪みや剥離渦による影響を表すものであるが、それらの影響は非常に複雑である。いずれに対しても乱れの強さの影響が大きいと考えらえるので、ここでは最も簡単なモデルとして $I_{uH}$ に比例すると仮定した。なお、比例定数kの符号は $C_{p.mean}$ の符号に一致させる。

(3)式と(4)式より、Gpは次式のように表される。

$$G_{p} = \left(1 + g'_{v} \bullet I_{uH}\right)^{2} + kI_{uH} / C_{p \bullet \text{mean}}$$
(5)

上式にはg'と k という二つの未知数が含まれている。それら の値は、図 10 に示された  $G_p \ge C_{p,mean}$ の関係において、代 表的な2点の値( $C_{p.mean}, G_p$ )を代入すれば決定することがで きる。ここでは, 全体的な挙動を表すため, G<sub>p</sub>の最も大きい 値と最も小さい値を選ぶことにする。図 10 の結果より、測 定点は明らかに二つのグループに分類される。一つはCn.mean の増大に伴い G<sub>p</sub>が約4.5 に収斂する点1(風上端に近い点)で ある。この場合 Cp.mean は常に正である。他の点の結果はいず れも近い傾向を示し、 $C_{n.mean}$ の増大に伴い $G_n$ は約2に収斂 する。これらの点ではCp.meanは常に負である。これら2つの グループについて, それぞれ, G,が大きい点と小さい点を選 んで(5)式に代入し、 $g'_v \ge k$ を求めると、図 10 中の実線で示 された結果が得られる。 第一のグループ(点 1)に対するg'uは 3.73 であり、実スケールでの平均化時間 0.3~0.4 秒に対する 風速のピークファクターg,にほぼ等しい<sup>10</sup>。これは、植松ら <sup>4</sup>が指摘したように,端部領域での風圧変動は主に接近流の変 動の影響を受けていること示唆している。一方、他の点にお けるg、はg、よりかなり小さく、これは渦の変形や流れの剥離 に伴う渦の影響を強く受けた結果といえる。

ここで,(5)式に基づき,本実験で用いた気流とは異なる気 流に対するピーク風圧係数の推定方法を検討してみる。本実 験で用いた圧力測定用模型は山村ら<sup>9</sup>と同じであるが,実験 気流のプロファイルはいくらか異なり,「べき指数」は $\alpha$ =0.22, 屋根平均高さにおける乱れの強さは $I_{uH}$ =0.16 であった。いま, この $I_{uH}$ =0.16 と前述の点1における $g'_v$ =3.73, k=3.08 を式(5) に代入し,山村ら<sup>9</sup>の実験条件に対して点1のガスト影響係 数を予測した結果を図 11 に示す。これより予測結果と実験 結果がよく対応していることが分かる。



図 11 屋根上面風圧のガスト影響係数に関する(5)式と山村 ら<sup>9</sup>の実験結果の比較

次に、ピーク風圧係数の予測方法について検討する。いま、 異なる乱れの強さ $I_{uH-1}$ ,  $I_{uH-2}$ を有する2種類の気流における ピーク風圧係数をそれぞれ  $C_{p,peak-1}$ ,  $C_{p,peak-2}$ と表す。乱れ の強さが異なっても、同一の風向と位置では  $C_{p,mean}$ ,  $g'_v$ , kの値は変わらないと仮定すると、式(4)より次式を得る。

$$C_{p \cdot \text{peak} \cdot 2} = \frac{\left(1 + g'_{\nu} I_{uH \cdot 2}\right)^2}{\left(1 + g'_{\nu} I_{uH \cdot 1}\right)^2} C_{p \cdot \text{peak} \cdot 1} + k \left(I_{uH \cdot 2} - \frac{\left(1 + g'_{\nu} I_{uH \cdot 2}\right)^2}{\left(1 + g'_{\nu} I_{uH \cdot 1}\right)^2} I_{uH \cdot 1}\right)$$
(6)

これは  $C_{p \cdot peak \cdot 2} \ge C_{p \cdot peak \cdot 1}$ が線形関係にあることを表している。図 12 は、屋根上面の点 2~7 におけるピーク風圧係数について、本実験結果( $C_{p \cdot peak \cdot 2}$ ) と山村ら<sup>9</sup>の結果( $C_{p \cdot peak \cdot 1}$ )の 関係をプロットしたものである。同図には、(6)式の関係式も 併せて示してあるが、実験結果によく対応している。

ある点の $g'_v \ge k$ は屋根周りの乱れがその点における風圧に 及ぼす影響を反映するパラメータであり、屋根面上の位置に よって値が変化する。また、風向によっても変化すると考え られる。図 13 は、fB=0.1の場合について、屋根上面のLine E 上の各点における風圧のガスト影響係数を示す。実験した全 風向に対する結果がプロットされている。 $|C_p \cdot mean|$ が大きくな ると $G_p$ が一定値に収斂するという傾向はLine C と同じであ るが、 $|C_p \cdot mean|$ が小さい範囲では $G_p$ のばらつきが大きい。こ れは、斜めからの風向の場合、屋根端部での流れの剥離によ ってkの値が大きく変化するためと考えられる。図 14 は、 屋根上面・Line E 上の各点におけるピーク風圧係数について、 本実験結果と山村ら<sup>9</sup>の実験結果の関係を示す。図の中の直 線は、 $g'_v=3.7, k=0$ を(6)式に代入して得られた結果を示して おり、実験結果に概ね適合している。これより屋根端部にお



図 12 屋根上面・Line C 上のピーク風圧係数に関する 本研究と山村ら<sup>9</sup>との比較



図 14 屋根上面・Line E 上のピーク風圧係数に関する本研究 と山村ら<sup>9)</sup>との比較

ける風圧変動は接近流に含まれる風速変動の影響を直接的に 受けていると考えられる。すなわち、屋根端部の風圧変動に ついては準定常仮定が概ね成り立つことを意味し、これは植 松ら<sup>4</sup>の結論を裏付けるものといえる。

下面の風圧については、屋根上面 Line E 上の風圧と同様、 風向の影響が大きいが、3.1節で述べたように、下面の風圧係 数は上面の風圧係数に比べて全体的に絶対値は小さく空間的 変化も小さい。そこで、(4)式の関係が風力係数にも適用でき ると仮定する。なお、風力係数のガスト影響係数 Gr も、(3) 式のように、最大もしくは最小ピーク値と平均値の比と定義 する。図 15 は、f/B=0.4 の場合について、風力係数の絶対値  $|C_{f.mean}|$ とガスト影響係数 $G_f$ の関係を示す。同図には、各点に おける風力係数について得られた k と g の値(表 2)を(5)式に 代入して得られる曲線も併せて示してある。 $|C_{f.mean}| = 0.2 \sim$ 0.4 の範囲ではいくらか違いが見られるが、全体的に実験値と (5)式の結果は整合している。また、 |C<sub>f.mean</sub>|が大きくなると、 (5)式右辺の第二項の影響は小さくになり、このとき、g゚゚゚が大 きいほど, Gf の値が大きい。さらに,図 16は, fB=0.4の場 合のピーク風力係数  $C_{f.mean}$  について、本実験結果  $C_{f.mean}$  と 山村ら<sup>9</sup>の結果 $C_{f.mean.1}$ の関係を示す。同図に、 $g'_{v}$ =3.7、k=0 を(6)式に代入して得られた結果(直線)も併せて示した。Line Cについては、表2に示した各点におけるg'\_の値が3.7より 小さいため、(6)式はピーク風力係数を過大評価する。一方、 Line E については、図 14 と同様、直線と実験データは概ね 整合している。



図 13 屋根上面・Line E 上の各点の風圧のガスト影響係数



図 15 Line C 上の風力のガスト影響係数

表 2 図 15 の各点の k と g

点	1	2	3	4	5	6	7
k	2.34	4.29	2.06	2.07	2.10	1.79	2.27
g	1.89	1.67	1.96	1.52	2.77	2.25	2.60



(a) Line C (b) Line E 図 16 本研究と山村ら<sup>9</sup>の実験におけるピーク風力係数の 関係 (*fB*=0.4)

以上の検討により、本実験と山村ら<sup>9</sup>の実験結果に基づいて、(4)式の妥当性は概ね検証されたが、二つの実験気流の*I<sub>uH</sub>の値は、それぞれ* 0.2、0.16 であり、それほど大きく異なる訳ではないので、適用性については更なる検討が必要である。

#### 4. 数值流体解析方法

#### 4.1. 解析概要

屋根面全体に作用する風圧の分布と変動特性を把握するため、LES(Large Eddy simulation)による数値流体解析(CFD)を行う。なお、ここでの数値計算は風洞実験を模した縮尺モデルでの解析である。CFD 解析には2つのプロセスがある。一つ目は流入変動風の作成であり、本研究では、風洞実験での気流作成法に倣い、スパイヤー、ラフネスブロックという各種抵抗要素を再現し、境界層乱流を作成する。二つ目は屋根を含む広い領域を対象とした流体計算であり、流入変動風作成モデルで抽出した変動風の時刻歴を流入境界条件として与える。予め作成した流入変動風を何回も繰り返し利用できることがこの方法の利点である。

LES は膨大な計算時間とコストがかかるため、本研究の計算モデルは、屋根上面での流れの剥離が生じない f/B=0.1 と剥離が生じる f/B=0.4 の 2 種類の屋根だけを選び、それぞれ W/B を 1,2,3 と変化させる。また、風向は 0°と 45°とする。

#### 4.2. 乱流解析手法

LES を用いた解析において、SGS モデルには以下に示す標 準 Smagorinsky モデルを用いる。すなわち、Navier Stokes 方 程式に、空間フィルターをかけて、SGS 応力  $t_{ij}$ を速度歪テン ソル  $S_{ij}$ でモデル化したものである。

$$\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \overline{u}_i \overline{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \overline{p}}{\partial t} - \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} + \nu \frac{\partial^2 \overline{u}_i}{\partial x_j^2}$$
(7)

$$\tau_{ij} = -2\left(C_s\overline{\Delta}\right)^2 \left|\overline{S}\right| \tag{8}$$

$$\overline{S} = \sqrt{2\overline{S}_{ij}\overline{S}_{ij}} \tag{9}$$

ここに、C<sub>s</sub>はSmagorinsky 定数であり 0.15 とする。なお、固体表面の近傍で SGS 応力が過大にならないように、van Direst 減衰関数を適用する。空間項の離散化には2次精度中心差分、時間項には2次精度陰解法を用いる。圧力と速度の連成解法 には PISO 法を採用する。

#### 4.3. 流入変動風作成モデル

図 17 に、流入変動風作成用のモデルを示す。計算領域は 幅1.4m×高さ1.0m×長さ5.3mである。計算格子は構造格子 と非構造格子を組み合わせたハイブリッド格子であり、床面 やスパイヤー・ラフネスブロックの近傍にテトラ要素を使い、 他の領域にはヘキサ要素を使う。床面やスパイヤー・ラフネ スブロックに向かって、格子を細分化し、最小の格子寸法は 2mmである(図 18)。総格子数は約715万である。

境界条件としては、流入境界で乱れのない U=10m/s の一様 流を与える。また、流出面は移流境界、天井と側面は slip 条 件、床面やスパイヤー・ラフネスブロックの壁面の速度は 0 とする。なお、床面と壁面には Spalding 則による壁関数を適 用する。計算時間刻みは 5×10<sup>5</sup> 秒とする。最初の 10 秒は助走 計算とし、次に実スケールの 10 分間に概ね相当する 15 秒の 計算を行う。流出境界の手前において主流方向に対して垂直 な仮想境界を設け、同面内の全節点の変動風速を保存する。 図 19(a)に風速抽出面での風速のプロファイルを示す。



図 17 流入変動風作成モデルの概要



図 18 流入変動風作成モデルの計算格子

#### 4.4. 独立上屋の計算モデル

図 20に独立上屋の計算モデルを示す。計算領域は幅1.4m× 高さ1.0m×長さ1.5mである。計算格子には流入変動風作成 モデルと同様ハイブリッド格子を用いる。最小の格子寸法は 3mmであり、屋根の幅Wの1/50である。良い精度を実現す るため、図 20(b)のように、屋根の壁面には3層の境界層要 素を挿入し、第一層の格子の幅は1.5mmとする。なお、床面

と屋根壁面には Spalding 則による壁関数を適用する。実験と 同様,辺長比 W/Bを変化させて解析を行うが,それらの計算 モデルの総格子数は120万から280万である。

計算モデルの流入境界には流入変動風作成モデルで抽出し た変動風速の時刻歴を与える。図 19 (b)に、流入境界面から 0.48m の位置(設置する建物モデルの中心位置)における風速 のプロファイルを示す。図 19 (a)の流入境界面におけるプロ ファイルと比べると、床面の近傍における乱れの強さがやや 小さくなっていることが分かる。比較のため、同図には風洞 気流のプロファイルが実線で示されているが、両者は概ね一 致していることが分かる。流入境界以外の境界条件は流入変 動風作成モデルと同様である。計算の時間刻みは1×10<sup>4</sup>秒と する。

独立上屋では一般に細い柱が使われるため、柱が屋根周り の流れに及ぼす影響は小さいと考えられる。また、実際の設 計では、柱の太さや配置は必ずしも風洞実験模型と同じでは ない。そこで、本計算モデルでは柱は再現されていない。

以下, CFD の計算結果を上述の風洞実験結果と比較するこ とにより、CFD モデルの妥当性を検証する。次に、CFD の計 算結果を用いて屋根周りの流れ場や屋根全体に作用する風 圧・風力の分布を把握する。

#### 5. 数值流体解析計算結果

#### 5.1. 数値流体解析の妥当性検証

図 21 および図 22 は、風向 θ=0°および 45°における Line C およびE 上の平均風圧係数分布について、実験結果と計算結 果を比較したものである。*θ*=0°の結果を見ると、両者はよく 対応しているが、*θ*=45°については必ずしもよく対応してい るとはいえない。例えば、図 22 (a)に示した fB=0.1, W/B=1 の場合, Line E において屋根下面の風上側隅角部近傍での両 者の一致度が悪い。これは、CFD モデルでは柱を再現してい ないのに対し, 風洞実験では隅角部に柱が存在し, それが流 れに影響を及ぼしたためと考えられる。柱の影響が小さくな る風上端部から離れた点については実験結果との対応がよく なっている。図 22(c)に示した f/B=0.1, W/B=2 の場合の Line Cに沿った分布を見ると、上面の風圧係数はいずれの位置に おいても概ね合っているが、下面の風圧係数は全体的に少し ずれている。一方,図 22(b)と(d)に示した f/B=0.4 に関する結 果では、LineCおよび Eいずれにおいても実験結果と計算結 果はよく一致している。これらの場合には、柱の影響が小さ いと考えられる。以上の検討により、屋根下面の風圧係数に ついては、柱の影響により必ずしも良く対応していないとこ ろがあるが、それ以外については、計算結果と実験結果は全 体的に良い対応を示しており、数値流体解析手法の妥当性が 確認されたといえる。なお、以下の計算においては、柱は再 現しておらず、その影響は無視する。

#### 屋根周りの流れ場と作用する風圧場 5.2.

図 23~図 26 は、様々な W/B について風向 =0°の場合の



(a) 鳥瞰図 図 20 計算モデルでの格子分割

(b) 屋根近傍の格子

平均風圧係数と平均風力係数の分布を示す。なお、W/B=2の 場合の分布は W/B=3 のそれとほとんど変わらなかった。まず、 図 23 と図 25, 図 24 と図 26 を比較することで風圧・風力 係数分布に及ぼす fB の影響を検討する。上面の平均風圧係 数Cmに着目すると、屋根端部に近い領域を除けば、風圧係数 は桁行方向にほぼ一様に分布している。屋根の風上側には正 圧, それ以外の部分には負圧が作用している。最大負圧は屋 根頂部付近で発生する。また、fBが大きいほど、風上領域の 正圧と屋根頂部付近の負圧の絶対値が大きくなっている。

次に、下面の風圧係数に着目すると、f/B=0.1 と 0.4 の風圧 係数は大きく異なる。その原因は 3.1 節で述べたように、 fB=0.1の場合,風上側端部で剥離した流れは屋根後方で再付 着するのに対して、f/B=0.4の場合、流れの再付着は発生しな いためである。図 27 (a)に、W/B=3 の場合について、f/B=0.1 と0.4を有する屋根の中央断面内の平均速度分布と流線図(い ずれも時間平均値)を示す。これより屋根上面での流れの剥離 の有無, 屋根下面での流れの再付着の有無が fB に依存する ことがよく分かる。

次に, W/B の影響を検討する。屋根上面の風圧係数につい ては、W/Bが大きくなると、屋根頂部での負圧の値が大きく なっている。これは 3.1 節で述べたように、WB の増大に伴 って流れの二次元性が強くなり、Line Cに沿う流れが屋根中 央部で速くなり、それに応じて圧力が低下するためである。 W/Bが下面の風圧係数分布に及ぼす影響について見てみると、 f/B=0.1の場合、W/B=3の方が流れの再付着点が風上側方向に いくらか移動するものの, W/B=1と3で分布形状は類似して いる。一方, f/B=0.4 の場合, W/B=3 の方が中央部の負圧が大

きい。図 27 (b)に、ぞれぞれの屋根平均高さにおける水平断 面の速度分布と流線図(いずれも時間平均値)を示す。fB=0.1 の場合, W/Bが大きくなると流れの二次元性が強くなり, 屋 根下面の流れは屋根の両側近傍を除いてほぼ一様になる。 f/B=0.4 の場合,流線は全く異なり,強い三次元性を示す。

W/B=3の場合でも、屋根の端部だけでなく、中央部でも流線 は強い三次元性を示しており、エネルギーの消散が大きくな り、圧力が小さくなると考えられる。



図 24 平均風圧・風力係数分布(θ=0°, f/B=0.1, W/B=3) (屋根辺長の単位:mm)





図 28~図 31 に、風向 $\theta$ =45°の場合の平均風圧係数と平均 風力係数分布を示す。風向 $\theta$ =0°の場合と比べて、屋根周りの 流れはより複雑であるが、WB=1の屋根はWB=3の屋根の風 上側の一部と見なすことができる。まず、上面の平均風圧係 数 $\overline{C}_{pl}$ に着目すると、風圧の大きさは風向 $\theta$ =0°の場合より、 全体的に小さくなるが、風上端後方に大きな負圧が発生して いる。これは 3.1 節で書いたように、「けらば」での流れの剥 離によって渦が生成されたためと考えられる(図 32(a)参照)。 次に、下面の平均風圧係数 $\overline{C}_{pb}$ に着目すると、風上側の隅角 部に流れの剥離に伴う大きな負圧が発生している。これは隅 角部では円錐渦が形成されているためである(図 32(b)参照)。 図 32(c)に、fB=0.1、WB=3の場合について、屋根平均高さ における水平断面の速度分布と流線図を示す。屋根下面の流 れには二つの領域がみられる。一つは風上側の流れの剥離の 影響を受ける領域であり、この領域では負圧を示している。 もう一つの領域では流れが外側から巻き込まれ、屋根後方で 屋根下面に沿って流れることによって速度が小さくなり、正 圧を示している。

図 33 に、RMS 変動風力係数分布の例を示す。いずれの風向でも、RMS 変動風力係数の分布形は平均風力係数の分布形 に類似しているが、値は必ず平均風力係数のように変化しているわけではなく、端部や軒先などの風上側から風下側の方向に小さくなる傾向を示す。これは 3.3 節の $g'_v$ の値の変化と対応している。また、風向 $\theta=0^\circ$ について、fB=0.4の場合の分布はfB=0.1の場合より複雑な形を示す。これは、図 27 b.4)に示したように、fB=0.4の場合、屋根下面の流れの三次元性が強いためと考えられる。





(a)  $f/B=0.1, W/B=3, \theta=0^{\circ}$ 



g 75 100 125 150 175 200 225 250 275 300 325 350 375 40 425



(a) *f/B*=0.1, *W/B*=3, θ=45°
 (a) *f/B*=0.4, *W/B*=3, θ=0°
 図 33 RMS 変動風力係数分布



#### 6. 外装材用ピーク風力係数に関する考察

外装材は一般に受圧面積が小さいので、設計用ピーク風力 係数は全風向中の最大・最小ピーク風力係数に基づいて設定 される。本研究では、風洞実験においては多くの風向に対し て風圧測定を行っているが、測定点が2ライン上にしかない ので、全体的な分布を求めることができない。一方、数値流 体解析では全体的な分布は得られるが、風向が0°と45°に限 られている。したがって、本研究の範囲では外装材用ピーク 風力係数を定めることはできないが、以上示した風洞実験と 数値流体解析の結果に基づき、外装材用ピーク風力係数を提 案する上で有用な知見を纏める。

屋根面の風圧分布に最も大きい影響を及ぼすパラメータは ライズ・スパン比fBである。屋根上面の流れの剥離,屋根 下面の流れの再付着の有無など風王・風力分布性状はfBの 影響を強く受ける。それに対して、平面辺長比WBの影響は それほど大きくない。WBが概ね2より大きくなると、風圧・ 風力分布はWBによらずほとんど同じである。

風向 $\theta$ =0°のとき,風王・風力は屋根端部を除き,桁行方向 にほぼ一様に分布している。また,風向 $\theta$ =45°のとき,屋根 端部近傍領域に非常に大きな正負のピーク風力が発生する。 図 34 は、本研究で得られた風向 $\theta$ =0°と45°に対する風圧分 布を基に、外装材用ピーク風力係数の領域分割を提案したも のである。なお、fB=0.1 のようにfBが小さい場合、局所的 ではあるが、柱が屋根下面の風圧分布に影響を及ぼすが、こ こではその影響は考慮していない。

気流の乱れの影響については、3.3節の(4) 式を用いること で評価できるが、gとkの値は位置や風向の影響を受けるの で、応用に当たっては様々な条件下でのそれらの値を把握す る必要がある。また、3.3節で示したように、g=3.7、k=0と 仮定、つまり、準定常仮定が成立すると仮定すれば、本実験 気流とは異なる乱れの強さを有する気流に対しても、ピーク 風力係数を全体的に安全側に評価できる。したがって、本実 験結果を基本とし、任意の乱れの強さを有する気流について は、下式で定義する補正係数を乗じることで評価できよう。

$$\gamma = \frac{\left(1 + g_{\nu 2} \times I_{uH2}\right)^2}{\left(1 + g_{\nu 1} \times I_{uH1}\right)^2} \tag{10}$$

ここに、g、と Lutt はそれぞれの気流に対する風速のピークファ クター、屋根平均高さにおける乱れの強さである。下付き添 字の1と2はそれぞれ本実験気流と設計対象気流を表す。対 象気流の乱れの強さがより小さい場合、ピーク風力係数は本 実験の結果より小さいと考えられるの、その場合は y を乗じ なくても安全側に評価できる。



(a) θ=0°に対する領域分割
 (b) θ=45°に対する領域分割
 図 34 外装材用ピーク風力係数に対する領域分割

#### 7. 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、屋根周りの流れや屋根に作用する風 圧・風力分布の性状を検討し、以下の点が明らかになった。

まず、風洞実験より、円弧型独立上屋のライズ・スパン比 f/B が屋根周りの流れ場との風圧分布に最も大きな影響を及 ぼすことが示された。f/B=0.1 と 0.4 の場合では、屋根上面の 流れの剥離、屋根下面の流れの再付着の有無などその性状は 大きく異なる。一方、平面辺長比W/Bの影響は比較的小さい。

また、風洞実験結果に基づき、ピーク風圧係数と気流の乱 れの強さの関係を検討した。本研究では、ピーク風圧係数は、 準定常仮定が成り立つ成分とそれ以外の成分の和によって表 されると仮定して検討を行った。得られた関係式は実験デー タに比較的よく適合する結果を与えることが示された。

次に、LESを用いた数値流体解析を行い、円弧型独立上屋の周りの流れ場と全体の風圧分布を把握した。数値流体解析の結果は風洞実験とは概ね一致していることより、解析モデル・解析手法の妥当性が確認された。解析結果によれば、風向 $\theta=0^{\circ}$ の場合、屋根の風圧は、端部近傍領域を除き、桁行方向にはほとんど変化しない。一方、風向 $\theta=45^{\circ}$ の場合、屋根端部近傍領域に非常に大きな正圧および負圧が発生する。また、上面に比べて、下面の流れ場や風圧分布は風向の影響をより大きく受ける。

最後に、風洞実験と数値流体解析の結果に基づいて、外装 材用ピーク風力係数に関する考察を行い、風向 0°と 45°につ いてのみではあるが、ピーク風力係数の領域分割を提案した。

[参考文献]

 S.J. Gumley: A parametric study of extreme pressures for the static design of canopy structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.16, pp.43-56, 1984

- C.W. Letchford, and J.D. Ginger.: Wind loads on planar canopy roofs, Part 1 Mean pressure distributions, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.45, pp.25-45, 1992.
- J.D. Ginger and C.W. Letchford: Wind loads on planar canopy roofs, Part 2 Fluctuating pressure distributions and correlations, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 51, pp.353-370, 1994.
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2015
- 7) 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,pp.1-13,2013
- 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
- 山村朗丸,高舘祐貴,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, 膜構造論文集,第31号, pp.11-24, 2017
- H. Ishizaki : Wind profiles, turbulence intensities and gust factors for design in typhoon-prone regions, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.13, pp.55-66, 1983.

### Characteristics of wind pressures and wind forces on a cylindrical free roof focusing on the spatial and temporal variations

Lizhi Wen<sup>1)</sup> Yasushi Uematsu<sup>2)</sup>

#### SYNOPSIS

The present study investigates the characteristics of wind pressures and wind forces acting on a cylindrical free roof based on a wind tunnel experiment as well as on a CFD simulation using LES, focusing on the spatial and temporal variations. The rise/span ratio (f/B) and the length/span ratio (W/B) of the roof were changed from 0.1 to 0.4 and from 1 to 3, respectively. In the wind tunnel experiment the wind pressure distributions were measured along only two lines because of a limitation of model making. The effects of f/B and W/B on the distributions of wind pressure coefficient and wind force coefficient, provided by the difference between wind pressures on the top and bottom surfaces, were made clear. A CFD simulation with LES was also carried out in order to investigate the spatial and temporal variations of wind pressures and wind forces over the whole roof area. The CFD model used in the simulation was first verified by comparing the results with the experimental ones. Then, the characteristics of wind pressure and force distributions were investigated. Finally, discussion was made of the peak wind force coefficients for the design of cladding/components of cylindrical free roofs, based on the experimental and numerical results.

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

\*2 President, National Institute of Technology (KOSEN), Akita College

## 骨組膜構造鋼屋根の支持方法の一提案とその耐震有用性に関する検討 その2 RCの下部構造とH形鋼で支持された鋼屋根等の耐震設計計算手順の提案

加藤史郎 \*1

染谷健太\*2

和田直記\*2

吉野達矢\*3

中澤祥二 \*4

フラットな空間骨組鋼屋根は、骨組膜構造の基本骨組であり、また、一般の体育館等の骨格としてしばしば使わ る。周辺でピン支持あるいはローラー支持されたこの種の置き屋根形式の空間構造では、既往の地震において 支持部のベースモルタルやアンカーボルト等の破壊や支持部近傍の部材に損傷が見られた。前報では、このよう な被害を抑制する工法として、RC下部構造の上に曲げ系の鋼柱を直列的に設置する工法を提案し、地震時の屋 根、桁面の RC 柱と鋼柱、妻面の耐震鋼ブレース、また、妻面の RC 骨組みに作用する地震力、および生ずる変 形を分析し、その結果に基づき提案工法の有用性を検証した。これらの地震応答性状を踏まえ、今回の報告で は、提案工法による骨組み膜構造の鋼屋根、桁面および妻面の耐震計算法についてその基本的考え方を提案 する。

#### 1. はじめに

下部構造が RC の鉄骨置き屋根の地震時損傷は,主に支承 部近傍に散見される[1~3]。損傷の分析等[1,2,4~7]によれ ば,多くは RC 下部構造と上部の空間構造の振動特性の不連続 性あるいは支承部のコンクリートの脆性が損傷要因となっている と推定される。これらの損傷要因と損傷回避については定量的 な検討が加えられ,それらの成果は従前の成果とも合わせ指針 [7]にまとめられている。損傷回避の方法として,竹内他[6]は 制振装置の適用,また,山下他[8]は支承部の耐力とその変形 メカニズムの分析を進め,設計法へ向けた研究が進んでいる。 また,パネルディスカッション資料[9]では,非構造材も含めて 損傷のメカニズムとその回避方法について解説が加えられ,損 傷回避の有用な方法が提供されている。



図 1 上部鉄骨フラット屋根(直交格子トラス梁), 最上層鉄骨 壁面の水平ブレースおよび鋼曲げ柱, 2層のRC下部構造

- 1) 豊橋技術科学大学·名誉教授, 工学博士
- 2) 太陽工業株式会社、工学修士
- 3) 太陽工業株式会社、博士(工学)
- 4) 豊橋技術科学大学·教授,博士(工学)

本研究に先立つ前報[10]では、これらの被害を抑制する工 法として、上部の屋根と下部 RC 構造の連続性を高めるため RC 下部構造の上に直接に鋼の曲げ系の柱を剛に接続する工法を 提案し、その有用性を確認するとともに、地震応答性状を検討し た。地震時の屋根、桁面の RC 柱と鋼柱、妻面の耐震鋼ブレー ス、また、妻面の RC 骨組みに作用する地震力、および生ずる 変形の検討結果に基づき、今回の報告では、提案工法による骨 組み膜構造の鋼屋根、桁面および妻面の耐震計算法について その基本的考え方を提案する。なお、前報の検討では、図1に 示すような直交格子のトラスを対象としたが、今回は、ほぼ同様 であるが、図2に示す実績の多いシステムトラスも含めて計算法 を検討する。



図 2 上部鉄骨屋根 (システムトラス屋根), 最上層鉄骨壁面 の耐震鉛直ブレースおよび鋼柱, 2層のRC下部構造

#### 2. 構造概要

部材配置等:本研究で対象とする屋根構造の概要を図1と図2に示す。桁行方向をX軸、張間方向をY軸とする。X方向、Y方向のスパン数は、ここでは、3~8程度を想定し、かつスパンの長さは、5~8m程度とし、総体的には中規模を想定する。また、桁面、妻面の下部のRC柱は、2層程度で高々10m程度の高さを想定する.なお、柱脚の回転固定度の確保のため、地中梁は、すべてのRC柱の下に2方向に配置する。なお、図中の数字は前報[10]で用いた数値であり、検討例として示したものである。

部材配置の例として、システムトラスの場合を図3に示す。なお、図1のトラスについては、前報[10]のものとし、以降省略する。 図4に妻面の部材配置を、図5にRC下部構造の上に結合する H形鋼柱を示す。なお、ここでの提案は、桁面にH形鋼柱がある場合に適用することを前提とする。

トラスのデプスは2m程度、H形鋼の高さは2.5~3.0m程度を 想定し、また、H形鋼の脚部には、延性的な曲げ降伏を実現す るためにドッグボーンに類する降伏域を設置する。なお、脚部 の詳細は省略するが、脚部の降伏域、柱脚のベースプレート、 アンカーボルト等を考慮した剛性については、適切な方法で考 慮することを前提とする。





図4 妻面の耐震ブレース部材および RC 柱の配置



図5 鋼柱の柱脚の固定とドッグボーン脚部(柱脚部のアン カーボルトによる固定では、アンカーボルトとベースプレート の曲げ変形を考慮して等価な回転ばね剛性を考慮する)

#### 3. 地震荷重

張間方向に地震が作用する場合を想定し、地震荷重を建築 基準法による許容応力度等計算等に準じて設定する。なお、RC 柱にH形鋼の柱が剛接される場合に限定し、桁面RC柱とH形 鋼柱をまとめて桁面架構とよぶ。ここで妻面の妻面RC架構を第 1、2層、妻面耐震ブレース架構(鋼柱、耐震ブレース、耐震ブレ ースに接続する鋼部材)を第3層とし、屋根面トラスは床版と考え る。桁面方向の地震力の場合にも同様に考えることとする。

平面的には偏芯が小さく、偏芯率による必要保有水平耐力の 補正係数 Fe は 1.0 とする。一方、図4に示すように、外周に位置 する耐震ブレース部分を層[19]とみなし、全体を 3 層と考えて妻 面の地震力を算定する。ただし、第 3 層の耐震ブレースの断面 積を適切に定めることにより、剛性率の条件  $Rs \ge 0.6$  を満たす のを原則とするが、これを満たさない場合には剛性率から補正 係数 Fs を算定する。剛性率の算定を省く場合には、鋼ブレース 架構の Ds として採用される 0.5 に対して 1.5 倍の値である 0.75 を用いて必要保有水平耐力を確保する。

前報[10]で示すように、桁面 RC 柱の上に H 形鋼の柱を剛接 した場合は、3 層構造の特性として地震力を把握できるが、そう であっても、桁面では吹き抜けのある高層建築の 2 層にわたる 柱[18]と同様に局部的な変形の危険性も消去できないと想定さ れる。この場合、桁面の局部的な変形を含め適切な構造モデル [19]によりこれを考慮する。また、長スパン屋根では、RC 高層架 構の剛床仮定を満たさないと判断されるので、構造の立体モデ ルを用いて応力・変形を評価し、安全性を確認[19]する。

#### 3.1. 上下地震力:地震力 UD

比較的スパンの長い構造であるので、上下地震力として、± 1G相当の鉛直地震力を考慮し、固定荷重 D±1G相当の鉛直 地震力で安全限界相当の地震時の作用力とする。ただし、この 鉛直地震力は水平地震力とは同時に作用しないものとする。

安全性の確認方法は後述(表 2)する。なお、荷重により耐震 ブレースに座屈が生じる場合には、座屈後安定耐力を考慮する。 3.2. 構造全体を3層構造とする場合の地震力:地震力 KT

桁面、妻面の RC 構造、耐震ブレース架構の全体を3 層構造 とみなす。桁面の RC 柱の上に直接に H 形鋼柱を接続させた地 震応答解析結果[10]によれば、桁面の H 形鋼柱の曲げ耐力と 剛性、かつ、妻面の耐震ブレースの断面を適切に定めれば、桁 面の RC 柱、また、RC 柱の変形を抑制するために設置した H 形 鋼柱の層間変形角は、安全限界相当の地震力に対しても、100 分の1以下に抑制でき、桁面の構造的安全性が確保できること、 また、妻面の変形も100分の1以下に抑制できることが確認でき た。詳細な検討は今後報告の予定であるが、予備的検討によれ ば、屋根が図2に示すシステムトラスの場合でも、ほぼ同様な結 果が得られる。したがって、桁面も含め RC 部分を第1と第2層に、 鋼の耐震ブレースを第3層に対応させた3層構造として、水平 地震力を算定する。なお、この地震力を KT 地震力と記述する。

$$Q_{ud}^{T} = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W \cdot I \tag{1}$$

ここで、W は構造全体の重量、I は設計時に設定する構造物の 重要度係数で 1.0 以上の値とし、A<sub>i</sub>、R<sub>i</sub>は3層構造として既往の 方法で算定する。なお、図5において構造全体の荷重を 2 分し て表示するため、係数2を用いている。なお、以下での荷重の 数値(例)は、図2のシステムトラスの場合である。



図5 構造全体を3層構造とした地震力 KT [10]

## 3.3 桁面を切り離した構造を3層構造とする場合の地震力:地 震力 KL

従来、支承部にルーズホールを設けた支持に対しては、RC 桁面を独立架構とし、これを除き、上部屋根構造用に地震力を 設定している。この場合は、桁面のRC部分は独立柱として設計 してきた。ただし、桁面RCの柱の屋根に対する鉛直支持力は、 期待しうるとした設計である。

本報告の支持方法では、前報[10]で示したように、RC 桁面と 屋根部分(床版)は曲げ耐力と剛性のある H 形鋼柱で剛接され 全体として3層構造として抵抗できるが、そうであっても桁面架 構にメカニズムが生ずる危険性は消し去れない。そこで、この局 部変形を考慮するにあたり、桁面RC柱を切り離した構造を想定 した水平地震力を定める。したがって、RC桁面より下の重量は 考慮しない。なお、この地震力に対しては3.4節の桁面RC柱が 局部変形することを想定した地震力と組み合わせて安全性を検 討する。ここで定める地震力を地震力KLと記述し、図6に示す。

$$Q_{\rm nd}^{\rm L} = Z \cdot R_{\rm i} \cdot A_{\rm i} \cdot C_{\rm 0} \cdot W \cdot I \tag{2}$$

ここで、Wは、桁面 RC 部分を除外した重量であり、Ai、Riは、桁面を除外して3層構造として算定する。



図6 桁面RCを切り離した3層構造とした地震力 KL

#### 3.4. 桁面 RC 柱架構を独立の 2 層構造とする場合の地震力 3.4.1. 両側の桁面 RC 柱の挙動を同じとする場合: 地震力 K1

図3のY1とY11構面の桁面RC柱が屋根面と切り離された状態を想定し、かつ、Y方向の変形に関して同じ挙動となる場合の地震力として、図7のように地震力K1を設定する。ただし、桁面と屋根面がH形鋼で接続されているので前報[10]に示されたように、このような独立した挙動は極めてまれであるが、局部的な変形の危険性を想定して定めるものである。なお、ここで定める地震力は、桁面の架構が屋根面と接続された状態で、3.3節の地震力と同時に作用させることとする。ここで、Wは各桁面RC架構の重量、Ai, Riは、独立した架構として算定する。

$$Q_{\rm ud}^{\rm K1} = Z \cdot R_{\rm i} \cdot A_{\rm j} \cdot C_0 \cdot W \cdot I \tag{3}$$



図7 両側の桁面 RC 柱が同じ挙動の場合の地震力 K1 [10]

## 3.4.2 両側の桁面 RC 架構が逆位相の挙動とする場合:地震 カK2

桁面 RC 柱と屋根が H 形鋼で接続されると、Y1 と Y11 構面の 桁面が逆位相となることは皆無であろうが、このような逆位相とな る過酷な場合[21]も想定して地震力K2地震力を設定する(図8)。 この地震力は、屋根トラスの自己つり合い系の水平地震力として 作用する。

$$Q_{\rm nd}^{\rm K2} = Z \cdot R_{\rm i} \cdot A_{\rm i} \cdot C_0 \cdot W \cdot I \tag{4}$$

算定方法は、3.4.1 項と同様である。



図 8 両側の桁面 RC 柱が逆位相の挙動の場合の地震力 K2

#### 3.5 固定荷重と地震力の組み合わせ

長期荷重に対する固定荷重 D の算定方法は、ここでは省略 し、地震時短期許容応力度設計および安全限界相当の地震力 に対して用いる地震荷重を記述する。

短期許容応力度設計に用い	D+KT; C0=0.2		
る荷重の組み合わせ			
安全限界相当の地震力に用	D + 1.0 x U D		
いる荷重の組み合わせ		D + KT	
	$C_0=1.0$ D + KL + K1		
		D + KL + K2	

表1 地震荷重の組み合わせ: D は固定荷重を示す。

## 4. 安全性の確認方法

安全性の確認方法を、概略、表1の作用荷重に対して表2の ようにまとめる。確認にあたっては、表1の作用荷重に比例させ、 作用荷重を順次増加させる増分解析法を用いる。

以下に安全限界相当の地震力に対する解析法と安全性の確 認方法を記す。安全性の確認の第1の要点は、RC 桁面の上に 設置するH形鋼柱によりRC柱に作用するせん断力を低減し、 かつ、局部変形を抑制するところにある。第2の要点は、その結 果として、桁面の支承部、桁面近傍の部材等の損傷防止を目的 とするところにある。第3の要点として、この変形の抑制を可能と するための妻面架構の剛性・耐力、および、妻面架構の安全性 を確保するところにある。

$C_0=0.2$	部材	耐震フレースは座屈させない。			
		屋根面の鉛直変位≤1/300 x スパン。			
		屋根面の水平変形(中央)			
RC 部材		≤ 1/400 x 桁方向半スパン。			
		短期許容応力度設計。			
		層間変形角≤1/200。			
D+	鋼構造	短期許容応力度設計。			
1.0 x	屋根部材	屋根面の鉛直変位≤1/200 x スパン。			
UD		屋根面水平変形(中央)			
		≤1/200 x 桁方向半スパン。			
	H形鋼	外周の柱は、短期許容応力度設計、			
		ドッグボーン部位は、終局強度設計。			
	耐震	座屈する場合には、耐力として座屈後			
	ブレース	安定耐力等を考慮できる(4.2節参照)。			
D +	鋼構造	部材FD材として扱う。			
KT、	屋根部材	短期許容応力度設計。			
D + KL	Ds	外周の鋼の柱も含め、座屈させない。			
+ K1、	=0.55	屋根面の鉛直変位≤1/300x半スパン。			
D + KL		屋根面水平変形(中央)			
+ K2		≤ 1/200x半スパン。			
	H形鋼	部材は FA 材(局部座屈を許容しない)			
<i>C</i> <sub>0</sub> =1.0	Ds=0.55	として扱う。外周の柱(ドッグボーンの部			
		位を除く)は、短期許容応力度以内。			
		ドッグボーン部位は、終局強度設計。			
		層間変形角≤1/100。			
	耐震	圧縮部材は FD 材として扱う。座屈後安			
	ブレース	定耐力等を考慮できる(4.2節参照)。			
	Ds=0.55	剛性率を評価しない場合はDs=0.75。			
		変形制限用の Ds 相当の係数を Dsk=			
		0.75とする(5.2節参照)。			
		フレースの限界ひすみ = 0.5%。			
	1/	· 層間変形角≤1/100。			
	桁面	短期許容応力度以内。			
	RC 剖材	曲け降休部材とする。桁面には、H 形			
	<i>Ds</i> =0.40	鋼にヒンシか形成しても、桁面架構に			
		はメガニスムを生しさせない。このため、恋歌を問題用のたませんのだか。			
		8)、変形制限用のDS相当の係致DSKと			
して 0.75 を用いる		して 0.75 を用いる (5.1 即参照)。			
	単型	個的友が月≤1/100。   圖は知識したる、今休品博形式な保持			
<del></del> 要 囲		「四切女木(冊Cりる)、王(平)朋塚形式(を)木行 (社明広)、 百立(た)(へ)、 初切(な)(本正))			
	D = 0.40	阳空时之后、"天中"(1997)。			
	<i>D3</i> =0.40	限界朔性率<20			
	原則として ホ	行面架構のメカニズム形成け 妻面耐雪			
	ブレース架構	事面RC架構に先行させない。 妻面RC			
		サ、安田 KC 木(冊(こ元)」させない。 安田 KC			
	構造が耐電フ	レースより早期に保有水平耐力とかろとう			

表2 地震力と安全性の確認方法

短期許容応力度設計。

D+KT: 鋼構造

#### 4.1. 屋根トラス部材のモデル化と変形制限等

耐震ブレースおよび H 形鋼の配置を考慮し、屋根構造全体 (屋根トラス部材、H 形鋼、耐震ブレース)を線材(曲げ材、あるい は、トラス部材)でモデル化し、立体的特性を踏まえ変形・応力を 算定する。材料特性は線形弾性とし、屋根トラス部材、H 形鋼は、 座屈・塑性化を許容しない。

安全性は、屋根トラス部材は安全限界相当の地震力も含め、 短期許容応力度設計で確認する。ただし、H 形鋼、耐震ブレー スは、座屈・塑性化を考慮し、具体的には、以下の要領とする。

## 4.2. 妻面耐震ブレースのモデル化と変形制限等[12,13]

履歴特性は、引張力に対しては降伏応力度までは弾性剛性 を保持し、降伏後は適切に定めた降伏後接線剛性(直線)を保 持したモデルとし、抵抗力の劣化は考慮しないモデル、圧縮力 に対しては座屈後安定耐力が期待できるモデル、あるいは、柴 田・若林モデルとする。

耐震ブレース架構の限界層間変形角は、0.01とする。また、 限界引張ひずみは、文献[12,13,15,19]等も参照し、原則として後 述の圧縮限界ひずみと同じ値0.5% (塑性率では4.0強)とする。

圧縮力に対しては、座屈後安定耐力が期待できるモデル、あるいは柴田・若林モデルとし、限界繰り返しひずみを 0.5%とする。実際の地震動においては繰り返し荷重による歪みの累積が想定されるが、部材の破断を回避できる限界ひずみが1%程度であること[12, 13, 16, 19]を参照し、ここでは安全を見込み、原則として、この半分である0.5%とする。ただし、1%まで抵抗できると判断できる場合は、適切な解析でこれを確認したうえで、1%まで許容する。

4.3. 桁面 H 形鋼柱のモデル化と変形制限等 材端ばねモデル[20]とし、材端曲げばねの履歴は、終局曲げモーメント Mu を用いた bi-linear モデルとする。降伏後は適切に定めた降伏後接線剛性(直線)を保持したモデルとする。また、限界層間変形角は、0.01 とする。

#### 4.4. 妻面 RC 架構のモデル化と変形制限等

妻面の RC 部分は剛接架構とする。部材は両端ばねモデル 部材[11, 17, 18]とし、ひび割れ曲げモーメント Mcr、終局曲げ 降伏モーメント Mu を用いた Degrading-Tri-linear モデルとする。 終局曲げモーメント後の接線剛性(直線)は適切に定めることと する。

必要保有水平耐力の算定では、曲げ柱で構成された全体崩 壊系架構とし、*Ds*=0.4とする。なお、RC耐震壁は、ここでは扱わ ない。限界変形は、層間変形角で 1/100、限界塑性率で 2.0 と する。

#### 4.5. 桁面の RC 柱のモデル化と変形制限等

妻面の RC 部分と同じく剛接架構とし、また、同じ部材をモデ ル化する。

桁面架構の必要保有水平耐力の算定では、RC柱は曲げ柱とし、Ds=0.4 を採用する。限界層間変形角は 1/100、限界塑性率は 2.0 とする。なお、桁面架構のメカニズムは、妻面耐震ブレース架構、妻面 RC 架構に先行させない。これは、桁面の過度な変形を抑制防止し桁面に局部的なメカニズムを発生させないためである。

なお、後述のように、変形制限を満たすためには、予備的な検 討を経て、桁面 RC 柱の断面と終局曲げモーメント、また、H 形 鋼の断面と終局曲げモーメントで算定するための、変形制限用 の Ds<sub>K</sub> 値を定める。

#### 4.6. 基礎はりのモデル化と変形制限等

妻面および桁面の柱の柱脚は、図9に示すように十分に耐力 と剛性のある基礎はりに剛接する。基礎はりは、原則として短期 許容曲げモーメント以内とする。

## 5. 桁面架構メカニズムが発生する地震荷重強さλu(k)および 妻面ブレース架構、妻面 RC 架構の Ds 値等の付説

#### 5.1. 桁面架構メカニズムが発生する地震荷重強さλu(K)

本提案の工法は、桁面の過大な変形等を防止するのが大き な目的である。桁面のメカニズムと耐力について付説する。

桁面構面にメカニズムが生ずる状況では、H 形鋼と RC 柱脚 に塑性ヒンジが構成される。この時点の耐力(地震荷重強さ) λυ(κ)を求める。ただし、変形に伴う P-δ 効果は無視する。

H形鋼に塑性ヒンジが生じているので、屋根面からの反力  $P_{us}$ は次式となる。ただし、 $M_{us}$ はH形鋼の終局曲げモーメントとする。

$$P_{us} = \frac{M_{us}}{H_3} \tag{5}$$





したがって、モーメントのつり合いからメカニズム発生時の地震力強さんロ(g)は、次式から得られる。 *M<sub>ure</sub>*は桁面 RC 柱の終局曲げモーメントである。

$$\lambda_{u(K)} = \frac{M_{urc} + M_{us} \cdot (H_1 + H_2 + H_3)/H_3}{P_{20}^{K1}(H_1 + H_2) + P_{10}^{K1} \cdot H_1}$$
(6)

さらに、桁面の RC 柱から定まるAugsは、桁構面に要求される Ds の値より大きくなるように設定する必要がある。

$$\frac{M_{urc} + M_{us} \cdot (H_1 + H_2 + H_3)/H_3}{P_{20}^{K1}(H_1 + H_2) + P_{10}^{K1} \cdot H_1} \ge Ds : \text{friffin} \qquad (7)$$

前報[10]のデータを用いると、表3の結果が得られる。表3に よれば、設定した曲げ柱である桁面 RC 柱の Ds 値 0.40 を十分 表3 桁面にメカニズムが生ずる時点の地震力強されい。

H形鋼	H-294x200x8x12	H-350x250x9x14
RC柱	<i>Mus</i> =10,000 kN•cm	<i>Mus</i> =19,300 kN•cm
70cmx70cm		
Murs	0.51	0.70
=74,000 kN•cm		
80cmx80cm		
Murs	0.61	0.80
=97,500 kN•cm		
90cmx90cm		
Murs	0.72	0.90
=123,000 kN•cm		

に満たしている。ただし、変形制限は、この地震力強さλukが 0.40より大きいことだけでは、変形制限が満たされるかは未 確定である。妻面の耐震ブレースと妻面 RC 構造の強度と変 形特性に依存するからである。

前報告[10]から引用し、表4と5に桁面RC柱が80cmx80cm の場合で、H形鋼が2種類の場合の地震応答解析の結果を示 す。桁面RC柱は変形制限0.01をほぼ満たしているが、詳細 は省くが、地震応答時には、RC柱、H形鋼の両者にヒンジが 発生している結果となっている。やや、両者の終局曲げモー メントあるいは断面2次モーメントが小さいと判断される。

H 形鋼の終局曲げモーメントを増加させれば、桁 RC 柱の 層間変形角は適切に低下させることができる。一方、その分、 桁面の地震力は、H 形鋼を通して屋根面に地震力が伝達され 妻面ブレースの地震力の負担が増加する傾向が現れ(ブレー ス断面が 60cm<sup>2</sup> と 72cm<sup>2</sup>では、ブレースのひずみが増大し)、 結果として桁面の変形抑制の効果が得られる。そこで、桁面

表 4 RC 柱 80cmx80cm および H-294x200x8x12(*Mus*=10,000 kN·cm)の場合の桁面の層間変位(層間変形角)等 [10]

	妻面(片面)の引張となる耐震ブレースの総			
	断面積 ABR cm <sup>2</sup>			
	$48\mathrm{cm}^2$	$48 \mathrm{cm}^2$ $60 \mathrm{cm}^2$		
降伏時層せん断力 (引張力のみ考慮)	917 kN	1147 kN	1377 kN	
降伏時の Co	917/1509	1147/1507	1377/1507	
	= 0.61	=0.76	=0.91	
柴田若林モデル(細				
長比120)の場合の桁	109.9mm	90.1mm	89.3mm	
面 RC 柱頭部の層間	(0.012)	(0.0095)	(0.0094)	
変位(変形角)				
妻面耐震ブレースの	2 80/	0.410/	0.110/	
最大ひずみ(層間変	2.8%	0.41%	0.11%	
位)	(102.6mm)	(15.1mm)	(4.9mm)	
[層間変形角]	[0.04]	[0.006]	[0.0018]	

表 5 RC80cmx80cm および H-350x250x9x14 (*Mus*=19,300 kN・cm) の場合の桁面の層間変位(層間変形角)等 [10]

	妻面(片面)の引張となる耐震ブレースの総断			
	面積 A <sub>BR</sub> cm <sup>2</sup>			
	$48\mathrm{cm}^2$	$60\mathrm{cm}^2$	$72 \mathrm{cm}^2$	
降伏時層せん断力	0171-N	1147 LNI	1277 1-11	
(引張力のみ考慮)	917 KN	1147 KIN	1377 KIN	
降伏時の Co	917/1509	1147/1507	1377/1507	
	= 0.61	=0.76	= 0.91	
柴田若林モデル(細				
長比120)の場合の桁	95.7mm	81.1mm	78.2mm	
面 RC 柱頭部の層間	(0.010)	(0.0085)	(0.0082)	
変位(変形角)				
妻面耐震ブレースの	1 90/	0.50/	0.20/	
最大ひずみ(層間変	1.8%	(10.4	0.5%	
位)	(64.9mm)	(18.4mm)	( 0.5mm)	
[層間変形角]	[0.0260]	[0.00/4]	[0.0025]	

変形抑制効果を高めるため、変形抑制のための Ds 値相当の 値として、Dskを定め、表3を参照し0.80 と 0.72の概ねの平 均値である 0.75 を用いる(表2)。

ここで、前報[10]と同規模の構造(地中梁考慮)を対象とした研究[22]を引用する。桁面 RC 柱を 80cmx80cm (*Murc*=127,500 kN・cm)、H 形鋼の終局曲げモーメント *Mus*=11,008kN・cm、耐震ブレースの総断面積(1 個の妻面) を 62cm<sup>2</sup> とした場合の地震応答解析(安全限界相当)の結果 を参照すると、式(6)で求める表3の $\lambda u_{40}$ の値は0.76 となり、 また、桁面 RC の層間変形角(Kobe BS 位相)は0.012程度、 妻面耐震ブレースの層間変形角(Taft WW 位相)は0.0033(ひ ずみで0.16%)程度で、また、桁面 RC 柱は、終局曲げモー メントには至らず、H 形鋼の層間変形角(Kobe BS 位相)は 0.011程度である。したがって、 $\lambda u_{40}$ =0.75の値は、桁面の限 界変形を満たす値の下限値として採用する。なお、この値に ついては後述のように、今後、詳細検討を予定している。

#### 5.2. 妻面耐震ブレースの Ds 値の設定方法について

前報[10]の例を引用し、桁面の RC 断面が 80cmx80cm で H 形鋼が H-294x200x8x12(*Mus*=10,000 kN・cm)の場合の桁面の 層間変位(層間変形角)を表4に示す。ただし、時刻歴応答解析 に用いた地震動強さは、安全限界相当の加速度(El-centro NS 位相)である。

妻面の耐震ブレースの総断面積(片面)が 48cm<sup>2</sup>の場合、層 間変形角が 0.01 よりやや大きいが、48cm<sup>2</sup> 程度(Fs=1.0、Ds 値 が 0.60 程度)以上であれば、桁面 RC 柱の層間変形角は、概ね 0.01 以下となると判断できる。

しかし、妻面の第3層の耐震ブレース架構の層間変形角は、 0.01を大きく超え0.04であり、かつ、ブレースのひずみは、2.8% と大きな値となっている。これを防止するには、H 形鋼の断面を 増加させるか、あるいは、耐震ブレースの断面積を増加させる 必要がある。 前報[10]の結果を表5に示す。桁面RC柱が80cmx80cm、H 形鋼がH-350x250x9x14(*Mus*=19,300 kN・cm)の場合である。H 形鋼のサイズを増加させれば、耐震ブレースの断面が48cm<sup>2</sup>で あれば、桁面の層間変形角は、いずれも0.01 以下となっている。 しかしながら、48cm<sup>2</sup>の断面の耐震ブレースでは、1.8%のやや 過大なひずみが生じており、変形制限が満たされていない。耐 震ブレースの変形を低減するには、ブレースの断面増加、ある いは、H鋼柱のサイズ、または、桁面RC柱のサイズ等の増加が 必要である。耐震ブレースの*Ds*が0.75程度であれば、変形制 限をほぼ満たす結果となっている。そこで、本提案では耐震ブ レースの変形制限[12,13,19]として、限界ひずみとして0.5% を、また、剛性率≥0.6を満たしていても、変形制限を満た すために、*Ds*相当の係数として桁面に対する係数と同じよう に*Ds*( $\alpha$ =0.75と設定する。ただし、この場合は、*Fs*=1.0 とす る。なお、必要保有水平耐力算定には適用しない。

必要保有水平耐力計算にあたり剛性率による地震力の割り増しをすれば相応の安全性は確保できるとの視点から Fs によりブレース架構の保有水平耐力を確保する必要がある。ただし、剛性率を算定しない場合には、Ds=0.75を用いる。これは、耐震ブレース架構の Ds を 0.5 とした場合の 1.5 倍の値である。

#### 5.3. 屋根面の応答加速度と震度分布について

屋根面の加速度応答は、前報[10]によれば、図 10 に類する 結果が想定される。この結果は、桁面柱 80cmx80cm, 妻面の耐 震ブレースの断面積(1個の妻面)が48cm<sup>2</sup>の場合であり、Y6通 り(図3)のY方向加速度を示す。X方向の屋根面中央(X8通り) の加速度は2000cm/s<sup>2</sup>程度、妻面位置(X15通り)では1000cm/s<sup>2</sup> 程度であり、X8から離れるに従い急に減衰する。妻面の耐震ブ レースの断面積(1個の妻面)が48cm<sup>2</sup>より大きく設定すれば、ブ レースの層間変形角は減少するが、一方では、屋根面の加速 度応答は大きくなると予想される。前節 5.2 では、表 5 の耐震ブ レースの断面積が 60cm<sup>2</sup>(Ds=0.76)のブレースの層間変形角が 0.01 未満であることを勘案して、剛性率の検討を除外して必要 保有水平耐力を算定する際には Ds 値として 0.75を採用した。こ



こで、耐震ブレースのDsが0.75程度以上の場合であっても、加速度分布は、図10の結果が援用できると想定し、以下に屋根面内の地震力分布を設定する。

屋根面内の地震力の分布の算定は、正確には屋根面内のせん断力の時刻歴応答に基づく必要があるが、ここでは、屋根面中央の加速度が妻面側に対して2倍であるので震度分布として、図12を仮定する。屋根面に作用する地震力は、妻面ブレースの負担する層せん断力 Q<sub>BR</sub>(2個ある妻面の内の1個分)に等しいので、Q<sub>BR</sub>は、次式で得られる。なお D<sub>R</sub>は地震荷重算定用の屋根の単位面積当たりの固定荷重、Lx と L<sub>Y</sub> はそれぞれX方向スパン長さ、Y方向スパン長さとする。

$$Q_{BR} = 2C_R (D_R L_Y L_X / 8) + C_R (D_R L_Y 3 L_X / 8)$$
(7)

したがって, 震度 CR が次式で定まる。

$$C_{R} = \frac{4}{5} \cdot \frac{2Q_{BR}}{D_{R}L_{Y}L_{X}} ; \ 2C_{R} = \frac{8}{5} \cdot \frac{2Q_{BR}}{D_{R}L_{Y}L_{X}}$$
(8)



図12 屋根面内の震度分布

#### 5.4. 妻面 RC 架構の Ds 値の設定方法について

妻面 RC 架構については、前報[10]によれば、表6の結果が 得られており、全体降伏形のメカニズムの下では、*Ds*=0.40 を満 たせば層間変形角0.01、塑性率2は可能と想定される。ただし、 妻面 RC 架構については、RC 架構の弾塑性解析に基づいて、 図 13 のような等価せん断モデル(α<sub>y</sub> は降伏時剛性低下率、α<sub>u</sub> は、降伏後の増分剛性率)を設定すると、設計計算の簡便化が 図れる。

なお、妻面 RC 架構の Ds 値を過度に大きくすると、妻面 RC 架構の剛性と耐力が上昇し、RC 架構頂部における加速度応答が大きくなる。この結果、その上に位置する耐震ブレースには、より大きな地震力が作用し、耐震ブレースの塑性化が早まり塑性変形の増大に繋がる。これを抑止するためには、対応してより断面の大きな耐震ブレースが必要となる。したがって、むしろ、妻

表6 妻面 RC 下部構造の2層せん断系の特性 [10]

	せん 断剛 性 <i>K</i> o	降伏 時間低 下率	3次 剛性 率	降伏せん断力 <i>Q</i> y kN (層間変形角)	地震力 D+KT に対する降伏せ ん断力の比(Ds)
	kN/cm	Су	Ю́и		
2	1879	0 300	0.057	1118	1118/2174
層	1077	0.500	0.057	(0.0042)	=0.51
1	2760	0.282	0.050	1557	1557/3163
層	2700	0.282	0.050	(0.0042)	=0.49





面 RC 架構の適切な塑性化を図り、上部の鋼ブレース架構への 地震エネルギーの入力を抑制すること、また、妻面の剛性率を より均等にする、つまりできるだけ  $Rs \ge 0.6$  を満たす設計がよい。

なお、妻面の RC 架構と耐震ブレースの剛性・耐力の適切な 関係については、今後の研究が必要であることを付言する。

#### 6. まとめと今後の課題

前報[10]の結果に基づいて、当該構造に作用する地震力を 提案するとともに、安全性の確認方法を提案した。

地震荷重として、全体を3層構造とする場合のAi分布に基づく従来の地震力、ならびに、上下地震による地震力、また、桁面の局部変形を考慮した3種類の地震力分布を提案し、これらの荷重の組み合わせとして、安全性検討に用いる地震荷重を4種類として提案した。

上記の地震荷重に対する安全性検討項目、満たすべき変形 制限の妥当性の検討が今後必要であるが、本提案をより確実な ものとするために、設計された構造物の地震応答解析、ならび に増分解析を行う予定である。特に、(1) 耐震ブレースの座屈特 性(座屈後安定耐力あるいは柴田・若林モデルによる特性)を踏 まえた地震応答解析により、部材応力と部材歪みが増分解析の 結果と整合するかどうか、(2) 桁面の応答性状と提案した地震荷 重と整合するかどうか、(3) さらには、適切な耐震ブレース、また、 桁面のH形鋼の断面を適切に設定できるような方法の提案が可 能かどうか、(4) 妻面の RC 架構と耐震ブレースと RC 架構の間 の適切な剛性・耐力の関係について、また、(5) 地震作用後の 残留変形等について、今後検討の予定である。

#### 7. 謝辞

本提案の作成に当たり、前報の[10]の共同研究者の出口隆史 氏、本報の図の作成の協力と卒業論文の提供をいただいた中 岡拓基氏に感謝いたします。

#### 参考文献

- 日本建築学会:阪神·淡路大震災調査報告 建築編(3)シ エル・空間構造, 1997.11
- 日本建築学会:東日本大震災合同調査報告,建築編,シェ ル構造,2014.9
- 3) 国立研究開発法人 建築研究所:平成 28 年(2016 年)熊本地震建築物被害報告調査(速報),建築研究資料

No.173, 2016.9

- 4) 藤本益美,小田憲史:円筒形 2 層立体トラス構造の支持フレームを含む地震応答解析 シェル・空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止対策,平成 9 年度京都大学防災研究所共同研究会論文集, pp.29~37, 2007.10
- 5) 日本建築学会:空間構造の動的挙動と耐震設計,第1章,
   2.1 節, 2006.3
- 6) 竹内 徹, 西牧 誠, 松井良太, 小河利行:山形鋼ブレー スを有する鉄骨造体育館の地震時被害分析および制振補 強効果の検証, 日本建築学会構造系論文集第 690 号, pp.1503~1512, 2013.8
- 7) 日本建築学会:ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11
- 野原大樹,伊藤賢治,和田俊也,山下哲郎:鉄骨置部屋根 構造ピン支承部の復元力特性に関する研究,鋼構造年次 論文報告第25巻,pp.303~310,2017.11
- 9) 日本建築学会 シェル・空間構造運営委員会,空間骨組 構造の地震被害と耐震設計の新しい展開,2018.9
- 加藤史郎、出口隆史、中沢祥二: 骨組膜構造鋼屋根の支 持方法の一提案とその耐震有用性に関する検討 屋根が RC 下部構造で支持された場合、膜構造研究論文集、 2018
- 11) 梅村 魁編著:鉄筋コンクリートの動的耐震設計法,法堂出版, 1973
- 12) 日本建築学会:鋼構造座屈設計指針、2009
- 13) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説、2011
- 14) 増田真也,山下哲郎:両端ガセットプレート接合された山 形鋼ブレースの座屈耐力に関する実験,日本建築学会大 会学術講演郊外集(北陸), pp.979~980, 2010.9
- 15) 大家貴徳:ブレース系鋼構造体育館の耐震性評価に関す る研究(学位論文), 2011.12
- 16) 寺沢友貴, 稲永匠悟, 桜井良太, 竹内 徹, 日本建築学会 構造系論文集, 第754 号, pp.1789~1799, 2018.12
- 17) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に 基づく耐震性能評価型設計指針(案)・同解説、2019
- 18) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、 2010
- 19) 日本建築センター:建築物の構造設計実務のポイント(第2 章、第4章)
- 20) 加藤史郎, 中沢祥二: 下部構造エネルギー吸収型単層ラ チスドームの地震時崩壊性状, 日本建築学会構造系論文 集, 第548号, pp.81~88, 2001.10
- 21) 加藤史郎,小西克尚,中沢祥二:振動特性の異なる2本の RC柱に支持されたトラス梁の地震応答特性に関する研究 支承部のルーズホール等の影響について,構造工学論 文集, Vol.47B, pp.565~574, 2001.5
- 22) 中岡拓基: 下部 RC 構造に支持された鉄骨屋根体育館の 耐震性能の検討、豊橋技術科学大学・卒業論文、2020.3

# Proposal of new system of steel supports for space frames and its proof of effectiveness for refraining from damage due to earthquake

Part 2 : Proposal of procedures to evaluate the seismic performance of a flat steel spatial structure installed with columns of H section of dog-bone-cut connected to RC columns as substructure

Shiro Kato<sup>\*1</sup> Kenta Someya<sup>\*2</sup> Naoki Wada<sup>\*2</sup> Tatusya Yoshino <sup>\*3</sup> Shoji Nakazawa<sup>\*4</sup>

The present paper proposes a procedure to evaluate seismic performance of a flat steel spatial structure for roof. The structure is installed a kind of H sectioned steel columns with passive controllability, and the steel columns supporting the roof are then supported by RC columns as substructure. First, five seismic forces for design are defined based on the previous researches reflecting the dynamic global and local behavior of the structure subject to seismic accelerations: (1) A global seismic force is defined based on a conventional design practice using A<sub>i</sub> distribution factor, (2) UD seismic force, and (3) three seismic forces to be applied in design are introduced. Second, the conditions in design to be satisfied for performance are defined considering ultimate limit state in terms of stresses and deformations. Finally, several comments and required further researches are discussed.

\*1 Dr. Eng., Emeritus Professor, Toyohashi University of Technology

\*2 Ms. Eng., Taiyokogyo

\*3 Ph.D., Taiyokogyo

\*4 Ph.D., Professor, Toyohashi University of Technology

[第2編 報告·概説]

## JTA ドーム宮古島

井上哲哉 \*1

膜構造建築物事例として沖縄県宮古島市の「JTA ドーム宮古島」を以下に紹介する。

#### 1. 建築概要



名称:「JTA ドーム宮古島」(ネーミングライツ) 所在地:沖縄県宮古島市平良字下里 2511-35 建築面積:6,068 ㎡ 述床面積:5,952 ㎡ 構造形式:鉄筋コンクリート、一部鉄骨鉄筋コン クリート造、屋根鉄骨造 建物の最高さ:23.5 m 事業主:宮古島市 設計:(株)国建・岳設計工房 JV 施工:1工区(株)大米建設 JV 2工区(株)尚輪興建 JV

「JTA ドーム宮古島」は市民が日常的に利用するス ポーツレクリエーション及び地域振興に貢献する 各種イベント(特にトライアスロン、産業まつり、 コンサート等)の会場として活用する観光交流・地 域交流の拠点施設で、災害時には市民及び隣接す る空港で足止めされる観光客等の一時避難場所と しての役割を担っている。

構造形式は屋根構造(立体トラス)と下部構造

(鉄筋コンクリート、一部鉄骨鉄筋コンクリート) で構成されている。ドーム屋根面は曲率半径長辺 114m×短辺70mの球面体で、軒先を湾曲に深く切 り込ませた八角形の形状をしており、屋根は膜及 びステンレス鋼板で仕上げられている。

大屋根中央部は天井にも膜を採用し自然光を 積極的に取り込こむ二重構造とし、屋根と天井間 の空気層による断熱性向上をも考慮している。





2. 膜屋根概要

構造:骨組膜構造

膜面積:水平投影面積 2,043 m<sup>2</sup>

表面積 2,058 m<sup>2</sup>

膜材:四フッ化エチレン樹脂コーティングガラ ス繊維布 厚さ1.0mm

滑らかな球体面のドーム形状を形づくるために、 高張力が導入されたPTFE (四フッ化エチレン 樹脂コーティングガラス繊維織布) 膜を採用して いる。

宮古島周辺は台風の通り道といわれるほど、台 風の直撃が多く、建設にあたっては何よりも風対 策が不可欠であるため、屋根膜材には豪雪地帯以 外ではあまり使用されない厚さ 1.0mm の膜材を使 用した。また、初期張力として 3KN/m導入しより 張りのある膜面を創出した。さらに、建設中に台風 の直撃を受けることも想定し、部分的な屋根施工 状態での解析を行い風速 80m/Sec 以上でも安全 であることを確認した。

当地は雨も多いため漏水等も顧慮し、膜分割部を 少なくするため 2,000 ㎡強の屋根を 6 分割で製作 し、現場での溶着箇所を少なくした。また分割部を フラットにし雨水がスムーズに流れるようにする とともに膜屋根全体がすっきりと見えるように配 慮した。



3. 膜天井概要

膜天井面積:水平投影面積 1,200 m<sup>2</sup> 表面積 1,208 m<sup>2</sup> 天井を構成する膜材には、不燃材である四フッ 化エチレン樹脂コーティングガラス繊維布(厚さ 0.35mm)を採用し、膜体に張力を導入することに よりたるみなく滑らかな曲面を作りだしている。 また、膜体の取り付け方法については、室内側に取 り付け金物などが見えなくなるよう、膜の隣り合 う分割部の納まりに特に配慮している。



膜体の取り付けは、まずアルミクランプに膜体 端部を差し込み入れる。次に構造材から約1.2m 間隔に配置された2列の吊ボルト(固定側・可動側) に、アルミクランプを固定する。吊り下げ高さは滑 らかな曲面となるようにそれぞれを調整する。そ して可動側のアルミクランプを治具で固定側に引 き寄せ、順次ボルトで締め付ける。天井周辺部では 膜天井全面に張力を導入するためにロープ止めす る。



- 4. 膜天井の効果
- 1) 光透過性

天井を透光率 23%以上の膜材料を使用した膜天 井とすることで、外膜を通して取り入れた光を 内部に伝達し、採光性の高い内部空間を創造し ている。

2) 軽量化

当該膜天井の総重量(膜材+膜面構成材)は 1,104Kgであり、0.91Kg/m<sup>2</sup>と特定天井と比較し 軽量化されている。この軽量化と膜材の特性で ある伸縮性との相乗効果により高い耐震性を確 保している。



4) 内部音響

NRC(騒音低減係数)0.60で厚さ0.35m mのPTFE膜を用いた膜天井の採用(二重膜) は、外膜のみの一重膜に比べて、残響時間は1秒 以下となり、感覚的にも明瞭度の高い結果とな るが、コンサート等への対応となると十分では なく、次に述べる吸音ボード等との併用が必要 となる。

#### 5. 吸音ボードによる音響空間形成

当ドームはコンサート会場等の使用を想定して おり、室内空間の音響については計画当初よりの 課題であった。そこで、音響シミュレーションを実 施し、これに基づき天井トラス間に吸音ボード配 置し、天井膜とで吸音効果を高めることにより、残 響音に配慮された音響空間を実現している。





天井トラス間に吸音ボード設置することは極め て難しく、以下の課題を解する必要があった。

- トラスのグリッド 322 箇所そのうち同形状 のものは4か所
- ② グリッド形状が台形ないしは三角のためボードを都度成形する必要がある

③ 照明等の開口部を設ける必要がある。

また、ボードが水分を含んだ場合の強度等の試験、 トラスとボードとの隙間の見かかり等のシミュレ ーションを行った。これらの課題を一つ一つクリ アーすることによって出来上がった天井は、近未 来的な空間を想起させる。



## 宜野座村観光拠点施設

井上哲哉 \*1

膜構造建築物事例として沖縄県宜野座村の「宜野座村観光拠点施設」を以下に紹介する。

#### 1. 建築概要



名称: 宜野座村観光拠点施設(施設名) 所在地:沖縄県国頭郡宜野座村漢那1,646-4 建築面積:7,520 m<sup>2</sup> 建築面積:1,927 m<sup>2</sup> 述床面積:2,734 m<sup>2</sup> 構造形式:鉄骨造及び鉄筋コンクリート造 事業主: 宜野座村 設計:(有)アトリエ・門ロ・永技研(株)JV 施工:仲程土建JV

「宜野座村観光拠点施設」は同村漢那「道の駅ぎの ざ」隣接地にまさに観光拠点施設として建設され たもので、敷地西側を流れる福地川の護岸整備、周 辺における艇庫・屋外テラスや大型複合遊具、公 園・駐車場の整備と合わせ、観光振興や経済活性化 を図るものである。

設計者によれば宜野座村のキャッチフレー ズである水・緑・太陽を施設全体で表現し、 この場所にしかない「魅力」、この場所でしか できない「体験」を活かす観光拠点として ふさわしい施設を目標とした。

この施設で最も特徴的な膜屋根は、宜野座村 の砂浜に咲くビーチパラソルをモチーフと している。 その白く重なり合う膜屋根や深 い庇が陽射しを遮り、夜は照明が外に漏れる ことで建物全体が照明装置のように灯され、 地域のランドマークとしての役割を果たす。 「涼」「遊」を求めて気軽に集まるような求心 力のある建築、施設となることを期待してい るとのこと。



2. 膜屋根·庇概要

構造:骨組膜構造

膜面積:水平投影面積 1,245 m<sup>2</sup>

表面積 1,307 m<sup>2</sup>

膜材: 四フッ化エチレン樹脂コーティングガラ ス繊維布 厚さ0.8mm

膜材には、滑らかな膜面形状を形づくるために、高 張力が導入されたPTFE (四フッ化エチレン樹 脂コーティングガラス繊維織布) 膜を採用してい る。 当施設の膜構造建築物としての大きな特徴は膜屋 根・膜庇を多層(三層)にわたって配置しているこ とである。しかも、それらがいずれも非対称・非定 型の形状をしている。



この形状は、膜面にシワや張力の偏りを生じやす い。これらを解決するために、屋根外周部の膜固定 には当社独自のアルミクランプ(水平方向がファ スナー状)を使用し均等張力の導入を図った。



3. 鉄骨工事概要

総重量:60,303Kg

最大梁径:Φ216.3mm

```
庇延長: 220m
```

塗装:溶融亜鉛めっき+フッ素樹脂塗装

この鉄骨工事の難しさは、まさに形状にある。製 作に当たっては梁の曲率がほとんど同一ではなく 一本一本を手作りするような状況であり、市況と いえば鉄骨工事全盛期の状況で沖縄本島の業者で 製作することができず、内地(関東)で製作するこ ととなった。結果として、60ton 強の鉄骨を20ton トレーラー11 台で東京港から沖縄まで輸送すると いう大規模なものになってしまった。

施工にあたって、注意したのは1Fの庇である。 壁面が曲線であるため、アンカーボルトの位置出 しが難しく、かなりの調整を要した。



4. 先端部化粧板

材質:ステンレス鋼板

塗装:フッ素樹脂塗装

大きさ:斜面 650mm軒裏 620mm高さ 330mm 設置規模: 310m

コンセプトにあるように設計者は膜屋根・庇を 浜辺のビーチパラソルにイメージしている。

したがって先端部のおさまりをどのような形にす るかが問題であった。膜屋根及び庇のライズに沿 って、パラソルの先端を形作るとかなり大きなト ライアングルとなった。これらを非定型曲率の鉄 骨梁に取り付けることはかなり難しいことであっ たが、目地幅5mmの精度で取り付けることがで き、先端のシャープなラインを実現した。



## 「膜構造研究論文集 2020」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 2020年12月15日(火)
- 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2021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 日本膜構造協会のホームページに掲載します。
- 連 絡 先 〒105-0001 東京都中央区新富 2-1-7 一般社団法人 日本膜構造協会 論文係

E-mail: ronbun@makukouzou.or.jp Tel(03)6262-8911 Fax(03)6262-8915

一般社団法人日本膜構造協会