低ライズケーブル補強空気膜構造の構造特性と耐風設計
Structural characteristics and wind resistant design
of low-profile cable-reinforced air-supported structures

岩 佐 義 輝* 又 木 義 浩** 深 尾 康 三*** 岡 田 章****
Yoshiteru IWASA Yoshihiro MATAKI Yasuzo FUKAO Akira OKADA

SUMMARY

In general, air-supported structures are designed primarily against wind load which causes the greatest stresses in the environmental condition.

Furthermore, the wind pressure distribution is variable and extremely complex in contrast to the load caused by internal pressure or dead load.

This paper deals with following wind resistant characteristics of low-profile cable-reinforced air-supported structure.

- 1) The structural characteristics based on results of wind-load loading tests and periodically forced vibration tests by using a large-scale model.
- 2) Wind pressure distribution of the roof measured in the field-test and the wind tunnel tests.
- 3) The analytical determination methods of wind load and dynamic deformation of the roof.

1. はじめに

空気膜構造は、博覧会のパビリオンあるいはスポーツ施設などの建築物として数多く建設されてきたが、それらは、耐風性および耐久性に関し、恒久建築物として必ずしも十分な性能を保有していないことから仮設建築物に限られていた。¹⁾

しかし、David H. Geiger による耐風性の高い低ライズケーブル補強空気膜構造システムの開発

と、強度、耐久性共に高い四ふつ化エチレン樹脂をコーティングしたガラス繊維布の開発により、本構法による空気膜構造は恒久建築物としての性能を有するにいたり、米国においては多くの大規模な空気膜構造建築物が建設され、すでに10年の実績を有している。

国内においても、昭和59年に小規模ではあるが、恒久建築物として第1号の空気膜構造建築物

* 竹中工務店技術研究所主任研究員 ** 同 左 *** 竹中工務店技術研究所研究員 **** 同 左
Technical Research Laboratory Takenaka Komuten Co., Ltd Chief Research Engineer (*, **)
Research Engineer (***, ****)

(本稿受理：昭和60年7月2日，討論期限：昭和60年12月31日)

が建設され(霊友会弥勒山エアードーム), またその後, 日本建築センターにおいて, 室内野球場などを対象とした大規模空気膜構造による恒久建築物の調査研究が行われ, 評価基準²⁾が作成された。今日では, その評価基準に基づき, スパンが200m規模の大規模な空気膜構造の建設(後楽園エアードーム)が進められるにいたっている。

空気膜構造の耐風設計に関する研究は, 川村等³⁾により, 高ライズの空気膜構造に関するものが多く報告されている。本報告の対象とする低ライズケーブル補強空気膜構造については, EXPO'70のアメリカ館において, 仮設建築ではあるが100mを超えるスパンの構造物が初めて実現し, その際, その耐風性に関する研究が川村等⁴⁾により報告されている。しかし, その後この構造の耐風性に関する研究は少く, B.V.Tryggvason⁵⁾による風洞実験手法に関する研究が一部見られるにすぎず, また, そこで提案されている風洞実験の相似則は必ずしも本構造の動力学特性に裏づけられたものではない。

このようなことから, 筆者等は, 他の構造物と同等の強度, 耐久性を有する恒久建築物としての空気膜構造の耐風設計手法を検討するため, 大規模な試験体による野外実験や風洞実験および耐風応答解析などを行い, 各種データの蓄積を計ってきた。

本報告では, 本構造の耐風設計に関連する構造特性(静力学特性, 動力学特性, 強風時の振動性状)および屋根面に作用する風圧力の分布性状について述べる。また, それらのデータに基づいた本構造の耐風設計の概要および耐風設計に際し基本となる風荷重と変形の算定方法について報告する。

2. 構造特性

2.1 風荷重載荷実験による静力学特性

低ライズケーブル補強空気膜構造のスパン約

25mの大規模な試験体(以下大規模試験体⁷⁾⁸⁾と略す)を用い載荷実験を行い静力学特性を調べた。

大規模試験体は, スパン125mの計画建物(Fig.2.1)を静力学的相似条件に基づき約1/5に縮小したモデル(Fig.2.2)である。

屋根面境界部に設置したコンプレッションリングは常時内圧(25mmAq)時に曲げモーメントが最小となる funicular 形状をしている。

膜材はグラスファイバーで織られた基布に四フッ化エチレン樹脂をコーティングした材料を用い(Table-2.1), アルミ型材, クロロブレンゴム, クランプ等を用いてケーブルに取りつけている。

ケーブルはストランドロープを使用し(Table-2.2), ケーブル相互はUボルトを用いた摩擦止めクランプにより緊結した(Fig.2.3)。また, ケーブル端部の定着には圧縮止めを用い, 鉛直方向の挙動に対してピン支承とし, コンプレッションリングにアンカーしている(Fig.2.4)。なお, 本試

Fig.2.1 計画建物
(Air dome plan)

Fig.2.2 大規模試験体
(Large-scale model in the field)

Table.2.1 膜材の材料定数
(material properties of membrane)

名 称	Teflon-coated fiberglass	
断 面 厚	0.8 mm	
単 位 重 量	1.27 kg/m ²	
破 断 強 度	縦糸方向	150 kg/cm
	横糸方向	120 kg/cm
引 張 剛 性	縦糸方向	1540 kg/cm
	横糸方向	680 kg/cm

験体の屋根面の平均重量は約10 kg/m²である。

本構造の静力学特性を把握するための風荷重分布の再現にあたっては、風洞実験結果から得られた最大風圧係数に相当する上向きの荷重を内圧（内部と外部の静圧の差を内圧と略す）により与え、過大に載荷された部分に対しては最大風圧係数と各点の風圧係数の差に相当する力を重錘により下向きに与える方法を採用した (Fig.2.5)。

加力用風圧係数分布 (Fig.2.6) は、風洞実験から得られた風圧係数 (Fig.3.4) を各交点ごとの負担面積で平均化して求めた。

Fig.2.6 加力用風圧係数分布 (風向角45°)
(Distribution of wind pressure coefficients for loading, $\theta=45^\circ$)

Table.2.2 ケーブルの材料定数
(material properties of cable)

名 称	7×37共芯ロープ
断 面	
径(断面積)	φ25(313 mm ²)
単 位 重 量	2.60 kg/m
ヤング係数	14,000 kg/mm ²
引 張 強 度	39.1 t

Fig.2.3 ケーブル交点詳細
(Cable intersection)

Fig.2.4 ケーブルアンカー詳細
(Cable anchor to compression ring)

Fig.2.5 風荷重分布の再現方法
(Wind load concept)

Figure 10 displays eight sub-plots (T1 to T8) comparing analytical results (dashed line) and experimental results (solid line with markers) for the collapse of a 10-story building under wind load. The y-axis represents load (Kgf) and the x-axis represents displacement (mm). Wind direction is indicated by an arrow pointing left. The plots show the progression of collapse from the top (T8) to the bottom (T1). A circular inset in the bottom right corner shows a grid of numbers, likely representing the floor levels or load stages.

Plot	Left Labels (Kgf)	Right Labels (Kgf)	Displacement Labels (mm)
T8			
T6	3902	4049	2588, 2800
T5	5205, 4534		
T4	5127, 4449		
T3	5127, 4162		
T2	5235, 4507		
T1	3902	4049	2588, 2932

Wind Direction: ←

Displacement Labels (mm): 150, 100, 50, 0

Grid Numbers (Circular Inset): 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25

The diagram shows a curved beam segment. On the left, a single beam is shown with a central point load (indicated by an upward arrow) and internal forces (arrows pointing outwards from the center). This is equated to the sum of two beams: the first beam has a uniformly distributed load (multiple upward arrows) and internal forces, and the second beam has a triangular load (arrows of increasing length from center to ends) and internal forces.

実験結果と解析結果を併せて示す（風向角 45° ）
風荷重はFig.2.6 に示されているように全面負圧であるが、不均等分布であるため、変位は荷重分布方向と逆の下向きに生じている部分がある。一方、張力は速度圧にほぼ比例しており（Fig.2.10）、不均等分布荷重にかかわらず、同一ケーブル両端では同程度の張力値を示している。

The graph plots Cable-End Force $\Delta T(m)$ on the y-axis (0 to 6) against Wind Pressure q (Kg/m²) on the x-axis (0 to 160). Experimental data points are labeled T3, T4, T9, T10, T16, T21, and T22. A theoretical curve is labeled T15. An inset diagram shows a cross-section of a cable with numbered points 1 through 16.

The graph plots Cable-End Force $\Delta(t)$ on the y-axis (0 to 7) against Wind Pressure q (kg/m²) on the x-axis (0 to 160). Two sets of curves are shown: 'Middle cable' (upper) and 'Short cable' (lower). For each, there are solid lines for theoretical calculations and shaded areas for internal pressure test results. Specific curves are labeled T1 through T24. A diagram of a cable cross-section with a grid pattern is shown, with an arrow pointing to the 'Middle cable' data.

— 36 —

変形の生じやすい分布形状（変形に比べ張力変化が小さい）の荷重が付加されているためである。

同様にケーブル端部張力に関して、平均風圧係数に基づいて換算した内圧実験結果を本実験結果と共に示す (Fig.2.10)。風荷重時の張力は絶対値の小さい short ケーブルを除けば、等分布荷重に換算した張力の 100~122% の幅に包括されている。この幅は交点変位と比較して小さく、荷重の偏在性がケーブル張力に及ぼす影響は少ないといえる。

2.2 強制人力加振実験による動力学特性

構造体の動力学特性を把握するために行う振動実験には各種の方法があるが、小さな力を繰り返し与えることによって容易に振動をさせることができる本構造の特徴を利用して人力による強制振動実験を行った。

大規模試験体において、Fig.2.11 に示す解析モードを再現するため、●印の個所に人を配置し、正弦波発生装置の周期に合わせ、ケーブル交点より吊り下げたワイヤーを引っ張り瞬時に離すこと

を繰り返し行う方法で起振し、安定振動が得られた時点に加振を止め、自由振動を測定した。

1 次、2 次モードに関する共振時の変位、張力波形および内圧変動を Fig.2.12, 2.13 に示す。1 次モードにおいては測定点 D26 と D29 の変位が、2 次モードでは D5 と D16 の変位が逆位相になっており、解析で得られた振動モードが再現されている。この振動モードでは、ケーブル端部張力は近接した交点の変位波形と同位相となって

Fig.2.11 固有モードと加振位置
(1st and 2nd mode configurations and forcing points for free vibration test)

Fig.2.12 振動波形（1次モード）
(Free vibration waves of deflections, tensions and internal pressure for 1st mode)

Fig.2.13 振動波形（2次モード）
(Free vibration waves of deflection, tensions and internal pressure for 2nd mode)

Table.2.3 固有振動数 (Hz)
(natural frequencies)

()内は解析値		
振動モード 内 圧	1st モード	2nd モード
25mmAq	1.06 (0.92)	1.43 (1.24)
35mmAq	1.38 (1.20)	1.58 (1.67)
50mmAq	1.62 (1.53)	1.92 (2.11)

Table.2.4 減衰定数 (%)
(Damping coefficients)

振動モード 内 圧	1st モード	2nd モード
25mmAq	6.0 ~ 7.0	4.5 ~ 5.0
35mmAq	5.4	3.8 ~ 4.0
50mmAq	4.2	3.6

Fig.2.14 平均風速と交点変位の関係
(Relation between deflections and mean wind speed)

Fig.2.15 台風時の平均的形状と静的実験結果の比較

(Mean deflection during typhoon and results of static loading test)

いるが、風荷重載荷実験で得られた強制的な荷重に対する張力の変化と比較すると、その変化量は非常に小さい。一方、内圧変動は1次モードでは認められず、2次モードにおいてやや認められるものの、その変化量は極めて小さい。これらのことから、モード振動は体積変化を伴わない振動であり、ケーブル張力に与える動的効果は少ないと考えられる。

Table-2.3, 2.4 にこれらの波形より求めた固有振動数および減衰定数を示す。減衰定数は速度比例型の減衰振動と仮定して変位振幅比より求めた。固有振動数は内圧の増加に伴い徐々に大きくなり、特に1次固有振動数は付加内圧(内圧-自重)の1/2乗にほぼ比例して増加している。

一方、減衰定数は内圧の増加に伴い減少しており、さらに2次のモードの方が小さくなっている。

2.3 強風時の振動性状

台風8218号の強風の継続時間はおおむね2時間程度であったが(1分間平均風速7.2 m/s~14.9 m/s, 最大瞬間風速30.6 m/s; 軒高位置), その間に内圧を25, 35, 50, 70 mmAqに変化させ屋根面の変位, ケーブル張力等の動的なデータを測定することができた。

Fig.2.14 に内圧25 mmAq 時のケーブル交点変位の最大値, 最小値, 平均値, 標準偏差と1分間平均風速の関係を示す。図中, 実線および破線は平均風速あるいはガストファクターを考慮して換算した荷重に対応する静的風荷重載荷実験結果である。台風時の平均変位は静的載荷実験結果にほぼ一致している。この傾向をより詳細に把握するため, ある一定平均風速(15 m/s) 下での屋根面全体の両者の変位を比較した(Fig.2.15)。屋根周辺部において若干の差が認められるが, 全体の変形形状はおおむね一致しており, 台風時の屋根面変位の平均値成分は静的実験あるいは静的解析プログラムを用いて十分推定できるものと考えられる。一方, 最大交点変位を最大瞬間風速に対

Fig.2.16 最大瞬間風速と最大交点変位の関係
(Relation between maximum deflections and gust wind speed)

Fig.2.17 交点変位のパワースペクトル
(Power spectrum density of deflection)

Fig.2.18 平均風速とケーブル端部張力の関係
(Relation between cable tensions and mean wind speed)

し示すと (Fig.2.16), その平均値は静的実験結果により, またその上限値は静的実験結果の1.5倍の関係としてはば示することができる。次に変位の周波数特性を分析すると, 低次のモードが卓越した振動性状を示しており, 強風時の挙動はケーブル長の変化を伴わない (体積変化の伴わない) 振動が主であることがわかる (Fig.2.17)。

次に, 風速とケーブル端部張力の関係を Fig. 2.18, 2.19 に示す。それぞれの張力値は, 初期のケーブル張力の差異をなくすため, 測定結果より内圧 25 mmAq の無風時の張力を差し引いている。平均風速とケーブル端部張力の関係では, 平均張力は静的載荷実験結果と, 最大張力はガストファクターを 1.5 とした場合の静的載荷実験結果とはば一致している。また, 最大瞬間風速と最大ケーブル張力の関係では, 実測結果は静的載荷実験結果より大きく下回った値を示している。これらから, 平均風速に相当する平均張力は生じるが, 張力変動は交点変位と比較して小さく, 前述した強風時の挙動が主にケーブル長の変化を伴わない (体積変化の伴わない) 振動であることを裏づけている。

これらの結果から明らかなように, 暴風時に内圧を常時内圧 (25 mmAq ~ 30 mmAq) のまま保

Fig.2.19 最大瞬間風速と最大ケーブル端部張力の関係
(Relation between maximum cable tensions and gust wind speed)

持した場合、大きな振動が発生することが予想され、使用上不安感を与え好ましくない。このため、内圧を高め屋根面の振動を抑制する方法が考えられるが、その効果を定量的に把握することが必要である。Fig.2.2 0は内圧25, 50, 70mmAq下に

Fig.2.20 各内圧下における交点変位の比較
(Relation between deflections and internal pressure)

Fig.2.21 平均変位に対する内圧の効果
(Effect of internal pressure for mean deflection)

Fig.2.22 各内圧下における交点変位のR.M.S値
(Relation between dynamic deflections and internal pressure)

おける中央測定点の変位の最大値、平均値を比較した図である。これらのデータを用いて、内圧25 mmAq下の平均変位に対する各内圧下の平均変位の比をとりFig.2.2 1に示す。なお、 $q=60\text{kg/m}^2$ ($\bar{V}=32\text{m/s}$)のデータは静的な風荷重実験より得られた平均変位の比である。また、図中実線は剛性が平均風速の大きさに応じて変化すると仮定し、風圧力のパラメータを剛性に含めた近似式を用いて、実験値に適合するように影響係数 α を決定した曲線である。図より、低風速の場合、変形は内圧と風荷重の和の2乗に反比例して低下するが、風速の増加に伴い影響係数 α は1に近づく傾向にある。このように、低風速ほど平均変位に対する内圧上昇効果は顕著であるが、設計風速レベルの高風速においても、内圧を60 mmAqに昇圧すれば変形を常時内圧時の50%程度に抑制することが可能である。一方、各内圧下の変位のRMS値をFig.2.2 2に示す。測定結果にバラツキがあり、十分な把握は困難であるが、おおむねRMS値は付加内圧(内圧から自重を減じたもの)の1/2乗に比例して小さくなる傾向にある。

3. 風圧力の分布性状

大規模試験体の縮尺1/50に相当する剛体模型(Fig.3.1)を用い、屋根面に凹凸がある本構造物に作用する風圧力の基本性状を風洞実験により把握するとともに、台風時の実測結果と比較検討した。⁶⁾また、スパン200m規模を対象とした模型(屋根面の凹凸を無視した縮尺1/500の模型Fig.3.2)を用い、屋根面のライズ・スパン比および屋根面全体の勾配の影響に関し、風洞実験より検討した。なお、実験で用いた風洞気流は指数1/4の境界層流である(Fig.3.3)。

Fig.3.4に風向角 0° および 45° の大規模試験体を対象とした模型の平均風圧係数分布を示す。図より屋根面には全面に負圧が作用し、その大きさは、屋根面中央部近傍では $-0.7 \sim -0.9$ 程度であ

Fig. 3.1 模型および測定点 (単位mm)
(Rigid model used in the wind tunnel test and measuring points)

Fig. 3.3 風洞気流の平均風速および乱れの強さの鉛直分布
(mean velocity and intensity of the longitudinal fluctuation of wind tunnel flow)

Fig. 3.2 模型概要 ()内は模型寸法
(Rigid model used in the wind tunnel test)

Fig. 3.4 平均風圧係数分布
(Distribution of mean pressure coefficients)

Fig. 3.5 膜パネル内風圧係数分布
(Distribution of mean pressure coefficients in panel)

る。局部負圧に関しては、風上側端部で最大 -1.35 (風向角 0°)の値を示したが、 -1.0 を超える領域 (図中斜線) は極めて小さい。

屋根面に凹凸のある空気膜構造の特徴として、膜パネル中央部の風圧係数の絶対値がケーブル位置に相当する谷部での値より大きくなる傾向が伺える。Fig. 3.5は、膜パネルに作用する風圧係数

の分布を各膜パネルの中央部での風圧係数で無次元化して示したものである(風向角 0°)。膜パネルに作用する風圧力は、中央部が最大で谷部が最小の風圧分布となっており、膜パネル全体に作用する平均的な風圧係数は中央部の0.88倍とみなせることがわかる。同様に風向角 45° の場合には0.825倍となる結果を得ている。

次に、昭和57年9月12日の台風8218号に伴う強風時に実測した大規模試験体の平均風圧係数分布および中央測線上の風圧係数に関する風洞実験結果との比較をFig.3.6に示す。自然風下では、風向がS~SSWと変化していることや、ガストの大きさの違い、更に膜面の突出物(排煙ダンパー、庇等)の影響により、風圧分布性状はやや異なっているが、係数値のオーダーは風洞実験結果と良い対応を示している。

Fig.3.6 大規模試験体の台風時風圧係数分布
(Distribution of mean pressure coefficients in field test during typhoon)

Fig.3.7に、スパン200m規模を対象とした風向 0° (大規模試験体モデルの 45° に相当)、ライズ・スパン比0.1、屋根勾配 0° の場合の平均風圧係数分布を示す。外周部の形状は大規模試験体モデルとは異なるが、屋根面の風圧係数は膜パネル中央部の性状と類似したものとなっている。

次に、風の流れに沿った稜線部分の値を取り出し、風向 0° 、屋根勾配 0° 、 5.5° の場合について、ライズ・スパン比による相違をFig.3.8、3.9に示す。平均風圧係数の分布は各ケース共風上、風下で値が小さく、中央で負圧の大きな山型の分布を示し、ライズ・スパン比が大きくなるほど最大、最小風圧係数の差が広がり分布の勾配も急になる。屋根勾配が有る場合、膜面頂部の位置は高層側へ移動するため、風圧力の分布も全体的に高層側へ移行している。

Fig.3.7 屋根面に凸凹のない場合の平均風圧係数分布
(Distribution of mean pressure coefficients in the case of considering without unevenness, $\theta=0^\circ$, $R/S=0.1$, roof slope: 0°)

Fig.3.8 平均風圧係数分布(風向: 0.0° , 屋根勾配: 0.0°)
(Mean pressure distribution, $\theta=0^\circ$, roof slope: 0.0°)

Fig.3.10に、屋根面全体に作用する風圧力を表わす指標として、各平均風圧係数の総和より求めた係数を風向別に示す。実験風向は 0° 、 45° 、 90° 、 135° 、 180° の5ケースであるが、対称形となる屋根勾配がない模型については 0° と 45° について示す。屋根勾配がない場合、風向による大きな差は見られない。また、屋根勾配のある場合風上の軒高が高いほど屋根面に作用する全体の荷重は大きくなる傾向が見られる。風向 0° に比較して風向 180° では最大約20%程度増加している。

Fig.3.9 平均風圧係数分布 (風向: 0.0° , 屋根勾配 5.5°)
(Mean pressure distribution, $\theta=0.0^\circ$, roof slope; 5.5°)

Fig.3.10 風向の違いによる膜面全体の平均風圧係数の比較
(Relation between mean pressure coefficients for whole roof and wind direction)

4. 耐風設計

4.1 耐風設計の概要

本構造の耐風設計のフローをFig.4.1に示す。其中で、内圧の設定、変形の算定および破壊確率の算定は本構造特有の検討事項である。

2章構造特性において述べたが、本構造は外力に対し変形が比較的大きく生じる構造であり、またその剛性は内圧に依存している。したがって、本構造の耐風性は内圧制御システムによって維持されるといっても良い。

内圧としては、風の弱い通常の気象条件下では常時内圧 ($25 \sim 35 \text{ mmAq}$ 程度) を、また、強風時には強風時内圧として常時内圧より高い内圧を設定することが多い。この強風時内圧は、強風時においても屋根面の振動変形が使用者の感覚などの点で許容される範囲となるよう剛性を高める効果を有している。使用者の感覚に関する許容振動変形量については、現在定められたものではなく、変形速度に対する知覚の関係から許容値を推定する

Fig.4.1 耐風設計のフロー
(Flow chart of wind resistant design)

方法などが考えられるが、今後の研究課題のひとつである。

このように内圧は屋根の振動を減少させる有効な作用をもつ反面、建物の出入口に生じる風速を高めるなど、建物の使用性能に影響する。このため内圧が高い状態では、バランسدアアの使用中止等使用上の制限を設けなければならない場合がある。したがって、強風時の内圧は大規模な建築物では通常数段階にわたり設定される。

一方、本構造に使用している膜材は、強度の経年変化が大きい等通常の構造材料とは異なる特殊性をもち、また構造材料としての実績も少い。このため膜材の安全率は必ずしも安全性の定量的な指標になっているわけではない。このことは、最近の調査研究²⁾においても指摘されており、耐風設計において構造物の破壊確率あるいは安全性指標などによる安全性の定量的な評価が必要であると考えられる。

次に、本構造の耐風設計上最も基本となる風荷重の算定および変形の算定方法について述べる。

4.2 風荷重および変形の算定

1) ケーブル設計用風荷重の算定

空気膜構造の基本的振動モードは、2.2、2.3節で示したように内部体積の変化が少ないモードであり、このようなモードで屋根面が振動しても、ケーブルにはほとんど張力が付加されない。したがって、屋根面の振動に関しては風荷重の分布性状が大きく影響するが、ケーブル張力に関しては、分布性状の影響は少なく、屋根面全体に作用する合力としての風荷重のみを評価すればよい。

したがって、屋根面全体に作用する平均風圧力 F および変動風圧力 σ_f は各々次式で表現できる。ここでは屋根面を N 面素¹⁴⁾に分割して考える。

$$F = \sum_{i=1}^N 1/2 \rho V^2 C_{Di} A_i \quad (1)$$

$$\sigma_f^2 = \int_0^{n_0} S^f(n) dn \quad (2)$$

$$S^f(n) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho^2 V^2 C_{\sigma i} C_{\sigma j} A_i A_j S_{ij}^V(n) \quad (3)$$

$$S_{ij}^V(n) = S^V(n) R_{ij}^V(n) R_{ij}^\phi(n) \quad (4)$$

$$R_{ij}^V(n) = \exp(-kn \Delta r_{ij}/V) \quad (5)$$

$$R_{ij}^\phi(n) = \exp(-j 2\pi n \Delta X_{ij}/\rho V), \quad j = \sqrt{-1} \quad (6)$$

ここに、 ρ ：空気密度、 A ：面積、 V ：基準点平均風速、 C_{Di} ：平均風圧係数、 C_{σ} ：変動風圧係数、 Δr ：距離、 ΔX ：風方向距離、 k, ρ^{10} ：定数、 $S^V(n)$ ：基準点の風速のスペクトル、 n_0 ：積分上限周波数、サフィックスは面素を示す。

また、変動風圧係数に関しては、

i) 各点の圧力変動を自然風の乱れ成分で説明可能な成分と、それに無相関な成分とからなる確率過程と仮定し、直交原理を用いて期待値として評価する方法

ii) 準静的理論を適用し、圧力変動が完全に風速変動に追従すると仮定し平均風圧係数を使用する方法

が考えられる。変動係数は各々、次式となる。

$$\text{前者 } C_{\sigma i} = 1/2 R_i C_{\sigma i}^* / I \quad (7)$$

$$\text{後者 } C_{\sigma i} = C_{Di} \quad (8)$$

ここに、 R ：気流と圧力の相関係数、 I ：気流の乱れ強さ、 C_{σ}^* ：基準速度圧で無次元化された変動風圧係数

なお、風荷重の最大値 $F_{\max}$ は、極値理論¹¹⁾を用いて次式により評価することができる。

$$F_{\max} = \bar{F} + P \sigma_f \quad (9)$$

$$P = \sqrt{2 \ell n \nu T + 0.5776} / \sqrt{2 \ell n \nu T} \quad (10)$$

$$\nu = \sqrt{\int_0^{n_0} n^2 S^f(n) dn / \int_0^{n_0} S^f(n) dn} \quad (11)$$

ここに、 $\bar{F}$ ：平均風荷重、 T ：継続時間

次に、本風荷重算定式を大規模試験体に適用し、台風8218号時の実測結果と比較した結果を示す。台風8218号時の風速のスペクトルをFig.4.2に、風洞実験により得られた変動風圧係数および風速

Fig.4.2 台風8218号の風速のスペクトル
(Power spectrum density of wind speed, typhoon 8218)

Fig.4.3 変動風圧に関する風洞実験結果
(Results of wind tunnel tests of dynamic pressure distribution)

Fig.4.4 最大瞬間風速とケーブル張力の関係
(Relation between maximum cable tensions and gust wind speed)

と圧力の相関係数をFig.4.3に示す(平均風圧係数はFig.3.4参照, また, $kx=2$, $ky=12$, $\beta=1$, $n_0=16$ とした)。これらの条件を本解析法に適用し, 2.1節で示した, ケーブル張力は風荷重に比例する関係を用いてケーブル最大張力を求め, 実測結果と比較した結果をFig.4.4に示す。図より平均風圧係数を使用した場合は最大張力の極限値的値を示し, 相関係数を導入した変動風圧係数を使用した場合は期待値的値を示していることがわかる。

2) 屋根面の耐風応答解析

本構造の屋根面は, 平面的広がり有しており, 本解析法ではその影響を前節と同様(4)~(6)式の形で考慮する。

解析モデルをFig.4.5に示す。

運動方程式は次式で表現できる。

$$[m]\{\ddot{z}\} + [c]\{\dot{z}\} + [k]\{z\} = \{f\} \quad (12)$$

$$f_j = \sum_{l_j=1}^{N_j} \rho V_{j,l_j} v_{j,l_j} C_{\sigma j,l_j} A_{j,l_j} \quad (13)$$

ここに, m : 質量, c : 減衰係数, k : 剛性, f : 荷重, $z, \dot{z}, \ddot{z}$: 応答変位, 速度, 加速度, v : 気流の乱れ成分

(12)式をフーリエ変換し, モード分離すると応答変位のスペクトル $S_z(n)$ は次式で表わせる。

$$[S_z] = [X][H]^* [X]^T [S^f] [X][H][X]^T \quad (14)$$

$$[S^f] = \left[\sum_{l_i=1}^{N_i} \sum_{l_j=1}^{N_j} \rho^2 V_{i,l_i} V_{j,l_j} C_{\sigma i,l_i} C_{\sigma j,l_j} A_{i,l_i} A_{j,l_j} S_{i,j,l_i,l_j}^v \right] \quad (15)$$

ここで, H : 伝達関数, X : 固有マトリックス

Fig.4.5 解析モデル
(Model for analysis)

以上より、 i 質点の最大応答変位 $Z_{\max,i}$ は次式で定義できる。

$$Z_{\max,i} = \bar{Z}_i + P_i \sigma_{z,i} \quad (16)$$

$$\sigma_{z,i}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z,i}(n) dn \quad (17)$$

$$P_i = \sqrt{2 \ell n \nu T} + 0.5776 / \sqrt{2 \ell n \nu T} \quad (18)$$

$$\nu = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} n^2 S_{z,i}(n) dn / \int_{-\infty}^{\infty} S_{z,i}(n) dn} \quad (19)$$

ここに、 $\bar{Z}_i$: 平均応答変位、また風速のスペクトルを、
$$\frac{n S_V}{\sigma_V^2} = \frac{1}{\pi} \frac{\lambda_p \nu n}{n^2 + (\lambda_p \nu)^2} \quad (20)$$

λ_p : スペクトルのピーク波数

で表現すると、最大応答変位は留数積分を利用し解析的に求めることができる。⁹⁾

次に、本耐風応答解析法を大規模試験体に適用し、台風 8218 号時の実測結果と比較した結果を示す。使用した固有値は、内圧 25mmAq、平均風速 12.4m/s 相当時の剛性を用いて評価した。応答解析に用いた固有振動数は風速のスペクトルを考慮した刺激係数を参考にその採用次数を決定した。その他の条件は前記風荷重の算定に示す値によった。なお、風圧係数は、相関係数を導入した変動風圧係数を用いている。

台風 8218 号時の実測結果と解析結果の一例

Fig.4.6 屋根面の振動変位 (実測と解析結果の比較)

(Relation between deflections and mean wind speed)

を Fig.4.6 に示す。図より、解析結果は、台風時の振動性状を概略説明しているものと判断できる。

5. まとめ

低ライズケーブル補強空気膜構造に関する大規模な野外実験、風洞実験および解析により、耐風設計に必要な各種の資料を得た。それらの結果をまとめ以下に示す。

- i) 屋根面に作用する風荷重分布には変形の生じやすい分布形状の成分が含まれているため、変形は風荷重を等分布荷重に換算した場合に比べて大きくなる。
- ii) 張力は変位と比較して荷重の偏在による影響を受けにくく、同一ケーブル両端では同程度の張力値を示し、その値は風荷重に比例する。
- iii) 強風時の屋根面の振動は体積変化のない、またケーブル長の変化を伴わない低次のモードによる振動が主である。
- iv) 内圧を高めることは、強風時の変形を抑制する有効な手段である。
- v) 内圧の上昇に伴い、固有振動数は増加し、減衰定数は減少する。
- vi) 平均風圧係数に関し、風洞実験結果は実測結果と良い対応を示しており、剛体模型を用いた風洞実験により風圧力を推定することができる。
- vii) 屋根のライズ/スパン比の増加により、膜面の最大、最小風圧係数の差は大きくなる。また、全体の平均的な風圧力も増加する。
- viii) 屋根面に凹凸のある本構造の特徴として、膜パネル中央部の風圧係数は谷部の値より大きく、膜パネル全体に作用する風圧力は平均すると中央部の約 0.85 倍程度となる。
- ix) 屋根面に作用する風荷重および振動変位は、風洞実験から得られた平均風圧係数、変動風圧係数および風速と圧力の相関係数を用い、準静的理論を応用した確率統計的解析手法により予測することができる。

参考文献

- 1) ニューマチック構造（空気膜構造）設計基準，建設省住宅局建築指導課
- 2) 大規模空気膜構造建築物の評価基準，日本建築センター，昭和59年12月
- 3) 川村純夫，他；ニューマチック構造の耐風性に関する研究（その1）～（その6），日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和53年，日本建築学会大会梗概集，昭和53年，54年，55年，56年。
- 4) 川村純夫，室田達郎，木本英爾，昇高淳；空気膜構造の実験報告V（EXPO-70'アメリカ館-振動性状と耐風安定性），日本建築学会大会梗概集，昭和45年9月，617-618
- 5) B.V.Tryggvason; Aeroelastic modeling of pneumatic and tensioned fabric structures, 5th international conference on wind engineering, 1979, VIII-8-1~12
- 6) 又木義浩，岩佐義輝，林田英俊，芳野紀子；低ライズケーブル補強空気膜構造に作用する風圧力について，平均風圧係数の性状，日本建築学会大会梗概集。昭和59年10月，2619-2620
- 7) 対馬義幸，岩佐義輝，真柄栄毅，又木義浩，深尾康三，岡田章，林田英俊，藤本康和；低ライズケーブル補強空気膜構造の力学性状に関する実験的研究その1～その4，日本建築学会大会梗概集 昭和59年10月，2633~2640
- 8) 深尾康三，岩佐義輝，又木義浩，岡田章；低ライズケーブル補強空気膜構造の力学性状に関する実験的研究，風圧力の性状と風荷重時の静力学特性について，第8回風工学シンポジウム，1984年12月，137-144
- 9) 又木義浩，岩佐義輝，深尾康三；高層建物のパフティング振動の解析に関する研究，多面素，多質点系への拡張，日本建築学会大会梗概集，昭和52年10月，929-930
- 10) Takeo Mori; On dynamic response of a flat long-span roof to action of wind, 日本建築学会論文報告集 第241号，昭和51年3月，91-109
- 11) D.E.Cartwright, M.S, Longuet-Higgins, The statistical distribution of the maxima of a random function, Proc. Roy. Soc. vol 237, 1956, 212-232