

高層建物のねじれ風振動に関する研究

寺崎 浩*¹・浅見 豊*¹

Keywords : highrise building, wind tunnel test, wind induced torsional vibration, aerodynamic instability

高層建物, 風洞実験, ねじれ風振動, 空力不安定振動

1. はじめに

比較的扁平な矩形平面をもつ高層建物の風振動を考えると、風直交方向だけでなく、ねじれ風応答についても空力不安定振動発現の有無、ねじれ不安定振動時の応答評価を設計上考慮することが必要になると考えられる。本研究では図-1に示す剛モデルおよび多自由度モデルの2種類の空力振動モデルを用いて空力不安定振動の発生を含むねじれ風振動を実験的に評価する手法を検討する。

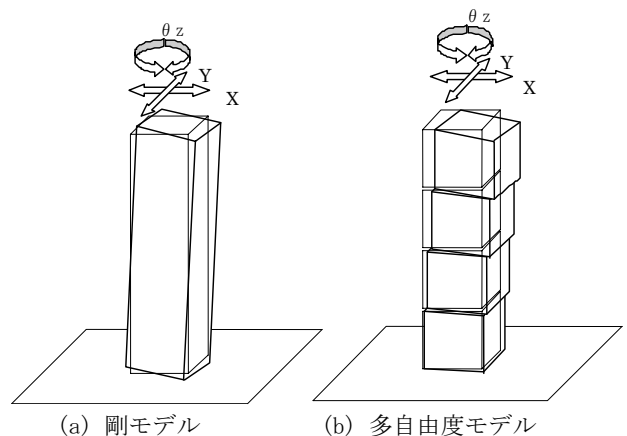


図-1 振動実験モデルの概要

Aerodynamic Vibration Test Model

2. 振動実験モデル

2.1 モデル化方針

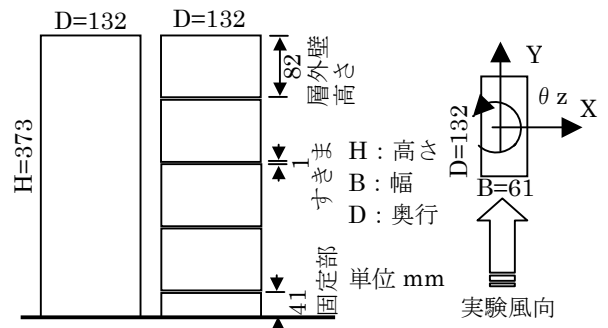
検討対象とする構造物は、辺長比 $B/D = 2$ 、塔状比 $H/\sqrt{BD} = 4$ とする。図-2に剛モデルおよび多自由度モデルの寸法と実験風向を示す。実験風向はねじれ振動が卓越する風向とした。

構造物の固有振動数比は、X（短辺）方向固有振動数を f_x 、Y（長辺）方向の固有振動数固有振動数を f_y 、ねじれ方向の固有振動数を f_{θ_z} として、 $f_x : f_y : f_{\theta_z} = 1.0 : 1.1 : 1.2$ を目標とし、 f_x の目標値を10Hzとした。

振動モードの高さ方向分布はX方向、Y方向、ねじれ方向とも直線モード $\mu = z/h$ を目標とするが剛モデルのねじれはUNITモードとなる（図-3）。構造物の減衰は、0.5%、1.0%、1.5%、(2.0%)について検討する。

2.2 剛モデル

剛モデルは従来のX-Y 2方向のロッキング空力振動実験に用いられるものと同一で、上部構造を厚さ $t=3\text{mm}$ のバルサ、ベースプレートに $t=5\text{mm}$ のアルミ板を用いている。この剛モデルを支持するジンバル装置は、写真-1に示すように、UNITモードではあるがねじれに対応したもので、模型直下のアーム状の部品に取り付くピアノ線の径および



(a) モデルの寸法

(b) 実験風向

図-2 振動実験モデルの寸法および実験風向

Dimensions of Model and Wind Direction

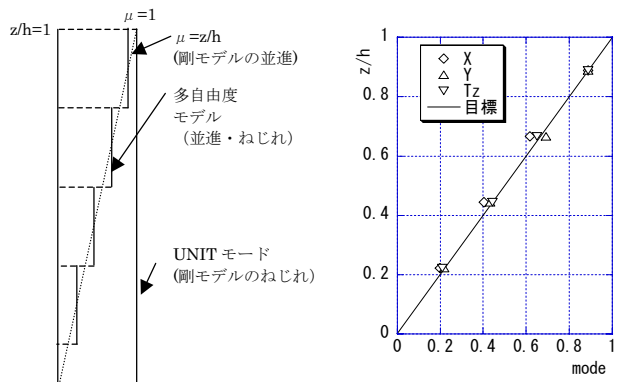


図-3 振動実験モデルの振動モード形

Mode Shape of Model

* 1 技術センター建築技術研究所防災研究室

長さを調節することによってねじれ剛性が調節でき、アームにつけた錘によってねじれ回転慣性質量が調節可能なものである。ねじれ方向の減衰は、アーム端部に取り付けられた減衰板とシリコンオイルにより、並進2方向と独立して設定可能となっているが、本検討では並進方向とねじれの減衰は同一の目標値に合わせている。

模型の並進方向（X方向、Y方向）の剛性は、従来の2方向のロッキング実験と同様に、ジンバルのロッドに取り付けばねおよびシリコンオイルにより剛性・減衰を調整する。剛モデルの比重は 170kg/m^3 とし、一般化質量は並進2方向は直線モード $\mu=z/h$ とし、ねじれ方向はUNITモードに対応させた（図-3参照）。剛モデルの固有振動数は $f_x=10.21\text{Hz}$ 、 $f_y=11.08\text{Hz}$ 、 $f_{\theta z}=12.12\text{Hz}$ であった。

2.3 多自由度モデル(Multi Degree of Freedom Model)

多自由度モデルは対象構造物を4層のブロックに分割し、ばねシステムを組み込んだ振動模型で、各層の重心位置の床には厚さ3mmのアルミ板、柱にはピアノ線を採用している。外壁は厚さ3mmのバルサ板を使用し、振動部分全体の質量は 0.576kg 、比重は 199kg/m^3 である。

水平2方向の剛性を変えるために、付加梁を柱の中間に設置している（写真-2）。これらの層剛性は、一層を立体FEMでモデル化した固有値解析結果に基づいて設定した。¹⁾ 多自由度モデルの減衰は、柱脚に取り付けた減衰材取付板に、衝撃吸収材（製品名ソルボセイン：軽量タイプ）を取付けて調節した（写真-2）。

模型の振動モードを確認するため、加速度計を一層あたり3個設置して自由振動実験を実施した。振動モードは図-3に示すように目標とした直線モード $\mu=z/h$ に対して多少のばらつきはあるものの、比較的良好な対応をしている。なお、図-3は模型頂部を1とし、最上階の床位置におけるモードを4層モデルの場合 $4/4$ 、 $5/0.889$ に基準化したものをプロットしている。多自由度模型の固有振動数は $f_x=9.33\text{Hz}$ 、 $f_y=10.74\text{Hz}$ 、 $f_{\theta z}=11.07\text{Hz}$ であった。

3. 実験方法

3.1 測定方法

実験モデルのX方向、Y方向、ねじれ方向変位を計測するために、図-4に示すようにX1、X2、Yの3ヶ所を測定した。図-5に多自由度モデルの場合の測定装置と変位計測定の概要を示す。剛モデルの計測も多自由度モデルと同様である。変位は、風洞床上に設置したレーザー変位計（キーエンス社製LK-500）により模型表面より 0.7m 離れた位置で測定した。測定高さは剛モデルは高さ 0.28m 、多自

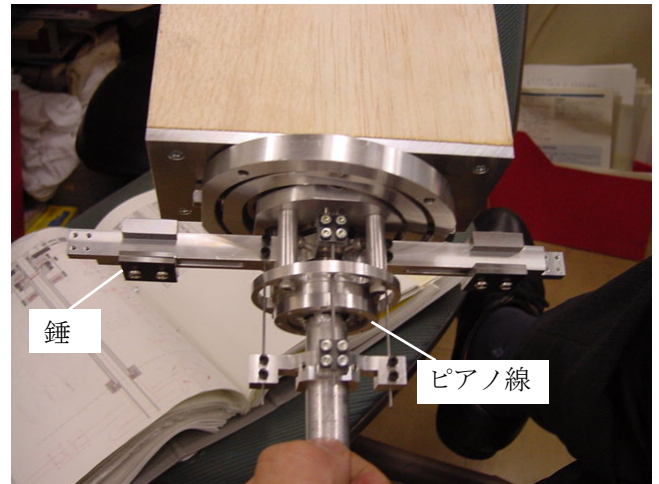
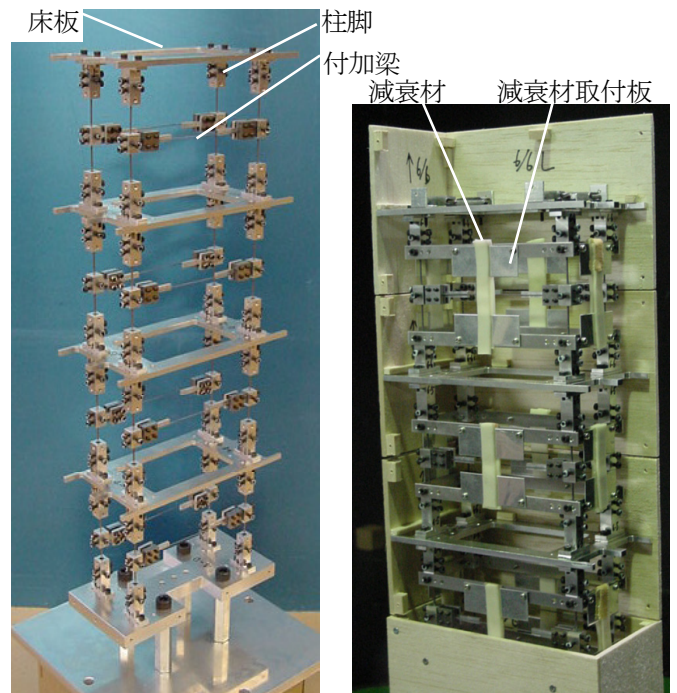


写真-1 ねじれ対応ジンバル装置
Three-Directional Zimbal



(a) 構造骨組 (b) 外壁および減衰材
写真-2 多自由度モデルの構成
MDOF Model

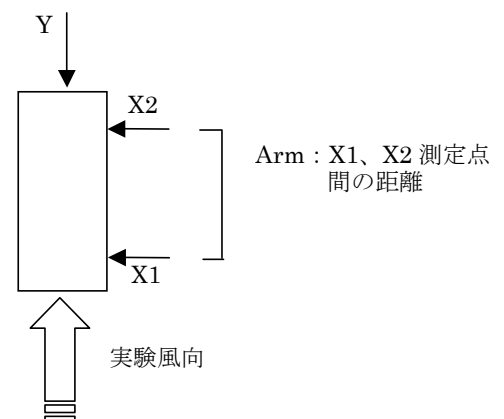


図-4 変位測定位置
Displacement Mesurment Points

由度モデルは最上層の床重心位置とし、計測した3つの水平変位(X_1, X_2, Y)を平面重心位置におけるX方向、Y方向、ねじれ方向変位に変換して応答を評価した。

ねじれ応答変位 θ_z (rad)は、計測した2箇所のX方向変位 X_1, X_2 とそれらの距離Armより $\theta_z = (X_2 - X_1) / \text{Arm}$ と定義した。データ測定条件は、サンプリング周波数=400Hz、データ個数=16384とした。

3.2 使用風洞および実験気流

風洞は大成建設技術センター所有のエッフェル型風洞を用いた。実験気流は風洞の風路内になにも設置しない状態の低乱流気流(以下、一様流と呼ぶ)および、風速の高さ分布のべき指数 $\alpha=0.2$ (建築物荷重指針²⁾)の地表面粗度区分IIIに対応する気流で、以下、粗度区分IIIと呼ぶ)の乱流の2種類とした。図-6に実験気流の高さ方向分布を、図-7に風洞床からの高さ40cm位置における風速

のパワースペクトル密度を示す。粗度区分IIIの場合、模型頂部位置における乱れのスケールは57cmであった。乱れのスケールから逆算すると模型の長さの縮尺率は約1/400程度となる。

4. 実験結果

本検討ではねじれ振動に主眼をおいているので、実験結果はねじれ応答成分についてのみ検討する。また、図中の実験風速は、ねじれの固有振動数と模型の代表幅 $\sqrt{BD}$ で無次元化した換算風速 U^* とする。

4.1 剛モデル

剛モデルの換算風速とねじれ応答変位の標準偏差およびピークファクタとの関係を図-8に示す。図中には建築物荷重指針³⁾によるねじれ無次元発振風速 U_{ter}^* を示す。

ピークファクタは変動成分の最大値を標準偏差で割った値で、変動が正弦波の場合 $\sqrt{2}$ となる⁴⁾。一様流で、減衰が0.5%のケースでは、換算風速4~7の範囲で低風速の励振がみられるが、乱れの大きい粗度区分IIIの気流

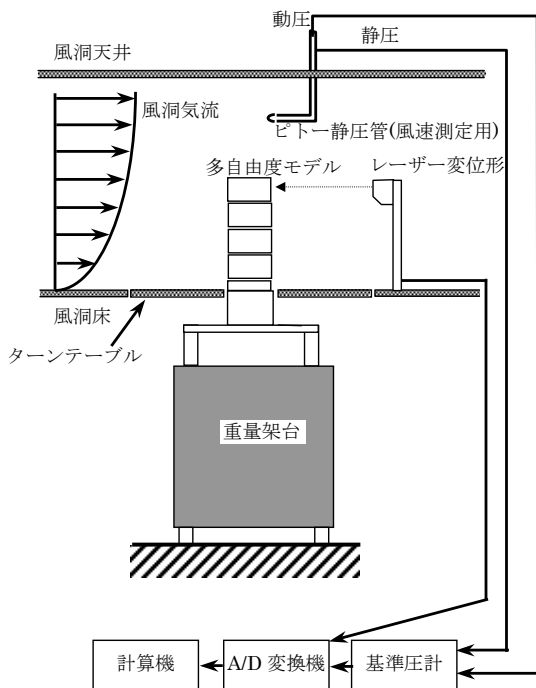
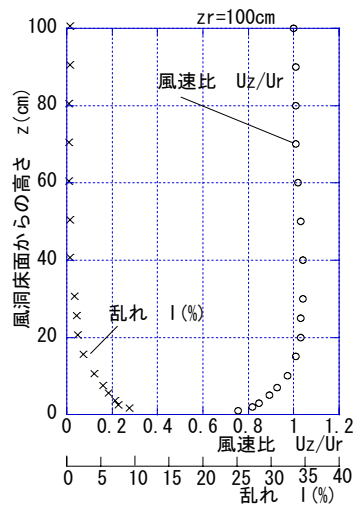
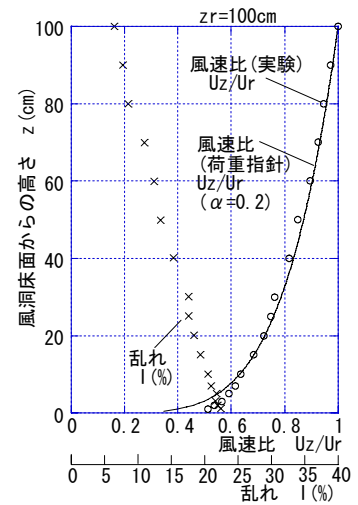


図-5 測定システム(多自由度モデルの例)
Measurement Setup (MDOF Model)

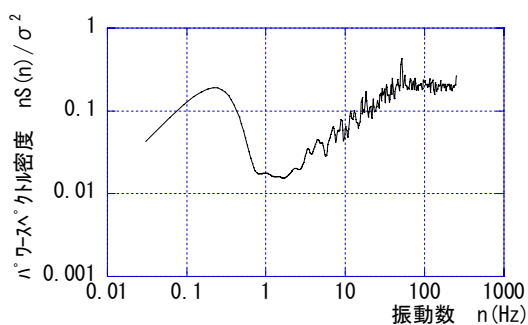


(a) 一様流

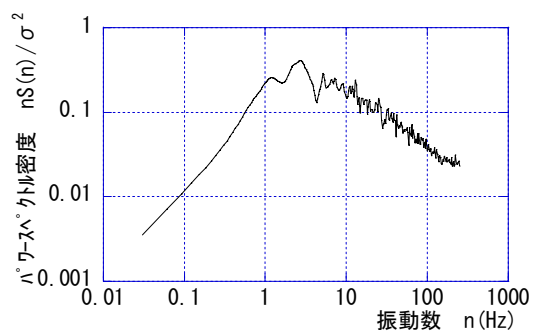


(b) 粗度区分III($\alpha=0.2$)

図-6 実験気流
Profile of Wind



(a) 一様流



(b) 粗度区分III($\alpha=0.2$)

図-7 実験気流のパワースペクトル密度
Power Spectral Density

ではこの低風速励振はみられなかった。換算風速7以上での発散的な不安定振動は、減衰が大きいケースほど高風速で発生している。また、不安定振動発生時の、ねじれ応答のピークファクタは、乱れが小さい一様流の場合 $\sqrt{2}$ に近い1.4程度の値になるのに対し、乱れの大きい粗度区分IIIの気流ではピークファクタは2程度までしか低下しない。

4.2 多自由度モデル

多自由度モデルの換算風速とねじれ応答変位の標準偏差およびピークファクタとの関係を図-9に示す。多自由度モデルの一般化質量は、UNITモードの剛体モデル（同比重の場合）の1/3であるので、同じ減衰に設定された剛モデルの応答より、応答変位が大きくなっている。減衰 $h=0.5\%$ のケースに着目すると、一様流の場合に低風速励振で発散的な振動となったが、粗度区分IIIの気流では低風速励振は明確にみられなかった。

換算風速7以上の高風速領域で不安定振動が発生した場合のピークファクタは、粗度区分IIIの気流で2に低下し、一様流で1.4に低下するのは剛モデルと同様であった。減衰 $h=0.5\%$ のケースに着目すると、一様流の場合に低風速励振で発散的な振動となったが、粗度区分IIIの気流では低風速励振は明確にみられなかった。

5. 剛モデルと多自由度モデルの応答比較

5.1 不安定振動発生以前

剛モデルは振動モードがUNITモードのため目標値に対してねじれ外力は大きく、ねじれの一般化質量も大きくなっている。ここでは、これらの外力・質量の差を補正係数として考慮することにより、剛モデルの実験結果より正解値に近い多自由度モデルの応答値を予測することを試みる。

外力に対する補正係数は建築物荷重指針²⁾によると、UNITモードの空力実験から求まるねじれモーメントを直線モード ($\mu=z/h$) に対応した一般化風力に補正する係数として0.59が示されている。質量に関する補正係数は同一比重の場合、UNITモードの一般化質量は目標とする直線モードの3倍の値となるので、剛体モデルのねじれ回転慣性に関わる補正係数は同一比重の場合3となるが、今回は各モデルの比重の差を考慮して $3 \times 170 (\text{kg/m}^3) / 200 (\text{kg/m}^3) = 2.55$ となる。以上より最終的な補正係数 ϕ は、 $\phi = 0.59 \times 2.55 = 1.505$ が得られる。

多自由度モデルの実験値と剛モデルの実験値 $\times 1.505$

を、減衰 $h=1.5\%$ のケースについて図-10（一様流）および図-11（粗度区分III）に比較して示す。一様流では換算風速5近傍で低風速励振の影響が見られるが、換算風速7.5～8以下では、換算した2つのモデルの応答値は、ほぼ同程度の値となっている。

5.2 ねじれ不安定振動発生の判別

本節ではねじれ不安定振動の発生を剛モデルにより予測することを検討する。建築物荷重指針²⁾ では不安定振動の無次元発振風速は質量減衰パラメータ δ に依存するとして δ に基づいて不安定振動の発振風速を与えている。質量減衰パラメータは、質量と減衰にそれぞれに比例する値であり、この値が等しければ不安定振動の発振も等しいとみなすことができる。

今回検討対象とした剛モデルの一般化質量は、目的とする多自由度モデルの一般化質量の3倍弱となっている。そのため、剛モデルと多自由度モデルの質量減衰パラメータをほぼ等しい値にするには、剛モデルの減衰が多自由度モデルの1/3程度のケースと比較する必要がある。ここでは、実験気流を粗度区分IIIとした場合の剛モデル $h=0.5\%$ と多自由度モデル $h=1.5\%$ のねじれ応答を比較することとした。剛モデルの質量減衰パラメータ δ_{ig} と多自由度モデルの質量減衰パラメータ δ_{im} は下式により与えられる。

$$\delta_{im} = \frac{\eta M (B^2 + D^2)}{36 \rho B^2 D^2 H} \quad (1)$$

$$\delta_{ig} = 3\delta_{im} \quad (2)$$

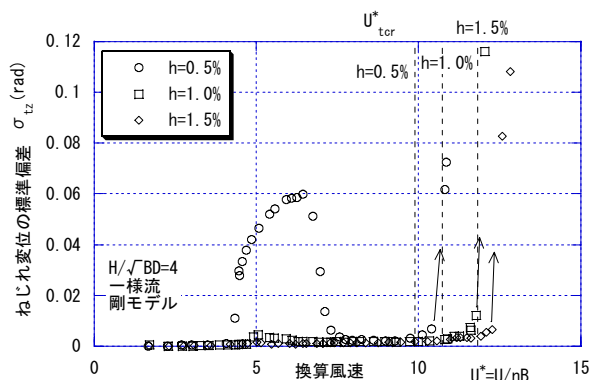
ここで、

η : 減衰定数、 ρ : 空気密度 (1.22 kg/m^3)、

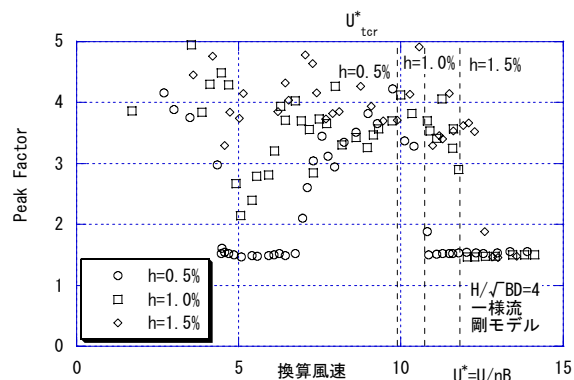
M : 構造物の質量 (kg)

式(1)、(2)より算定した剛モデルと多自由度モデルの質量減衰パラメータの値は、 $\delta_{ig} = 0.174$ 、 $\delta_{im} = 0.194$ となる。

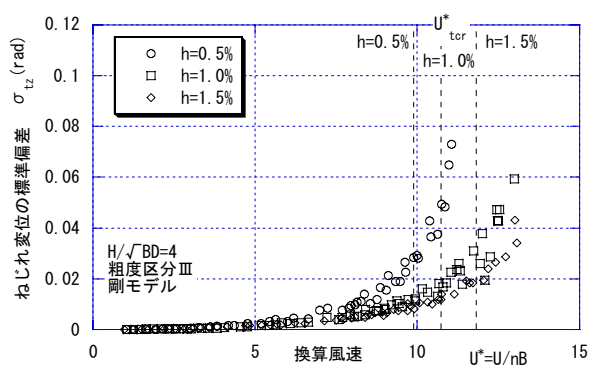
図-12に剛モデルと多自由度モデルの実験値を補正係数をかけずに直接比較して示す。剛モデルと多自由度モデルの質量減衰パラメータ δ に一割程度の差があるため、不安定振動の発生は換算風速7.5以上の応答レベルに多少の値の差はみられるものの、風速と共に増加するねじれ応答と、低下するピークファクタは同傾向であった。以上より、実験条件を考慮することにより、簡便な剛モデルによって多自由度モデルの結果にほぼ近いねじれの不安定振動発生を予測する可能性を確認した。



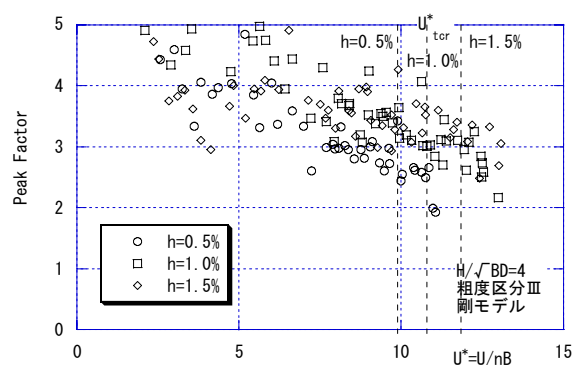
(a) 応答変位の標準偏差(一様流)



(b) ピークファクタ(一様流)



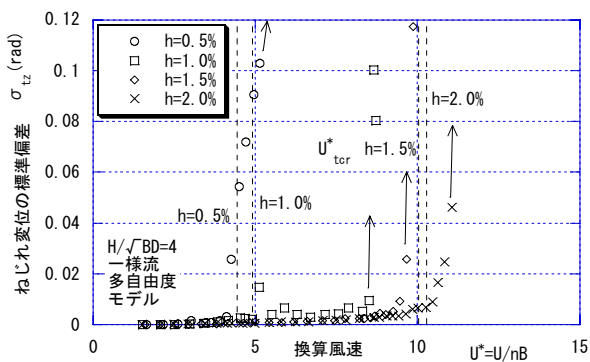
(c) 応答変位の標準偏差(粗度区分Ⅲ)



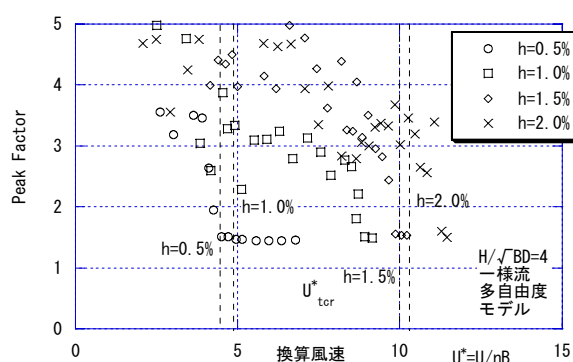
(d) ピークファクタ(粗度区分Ⅲ)

図-8 剛モデルの実験結果

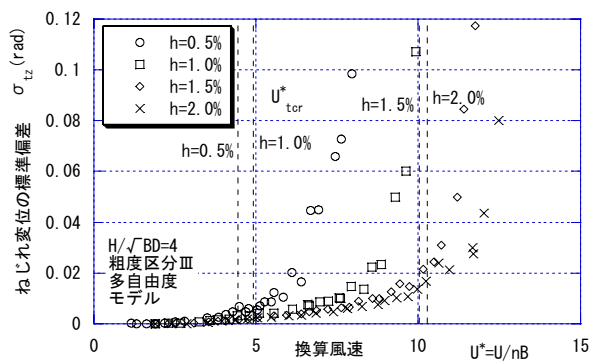
Test Results of Rigid Model



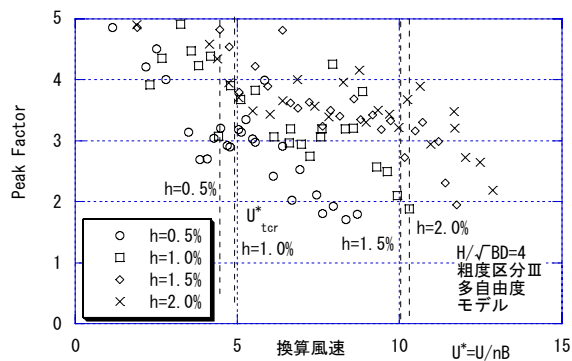
(a) 応答変位の標準偏差(一様流)



(b) ピークファクタ(一様流)



(c) 応答変位の標準偏差(粗度区分Ⅲ)



(d) ピークファクタ(粗度区分Ⅲ)

図-9 多自由度モデルの実験結果

Test Results of MDOF Model

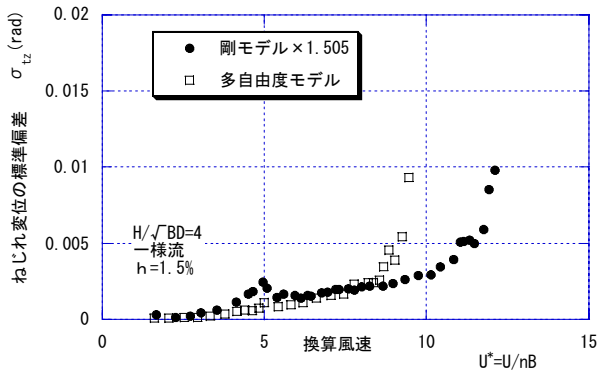


図-10 剛モデルと多自由度モデルの応答比較（一様流）
Comparison of Rigid Model and MDOF Model
(Uniform Flow)

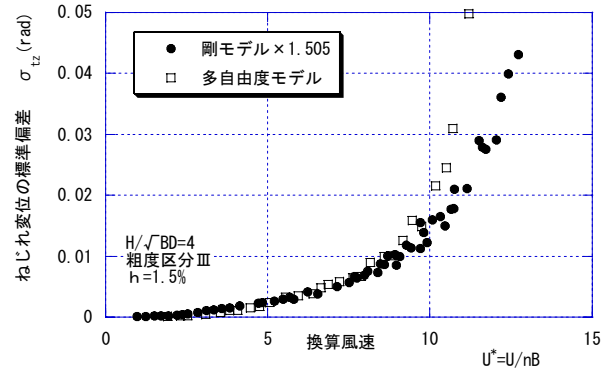
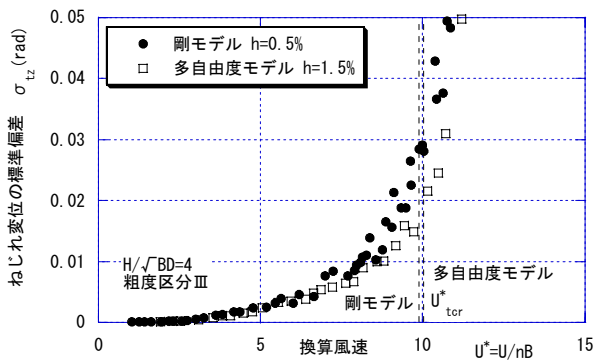
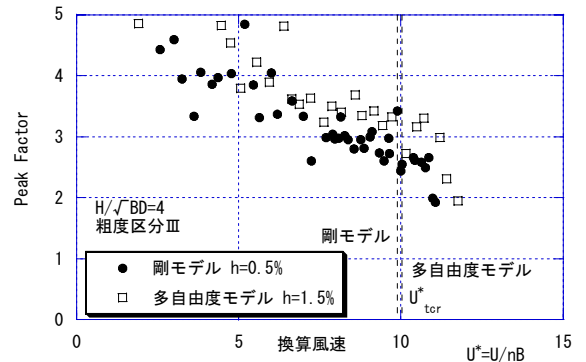


図-11 剛モデルと多自由度モデルの応答比較（粗度区分Ⅲ）
Comparison of Rigid model and MDOF Model
(Category 3 Flow)



(a) 応答変位の標準偏差



(b) ピークファクタ

図-12 ねじれ不安定振動発生と比較
Comparison of Aerodynamic Instability

6. まとめ

多自由度モデル、剛体モデルを用いたねじれ空力不安定振動実験を実施した。ねじれ不安定振動発生前の風速では、剛体モデルの応答値に補正係数を考慮することにより、多自由度モデルのねじれ応答レベルを予測可能なことを確認した。ねじれ不安定振動発生に関しては、不安定振動の判定指標となる質量減衰パラメータを多自由度モデルと剛体モデルで合わせることで、不安定振動の発生を剛体モデルでも把握可能なことを確認した。今後、剛体モデルによる応答評価を実施物件に適用可能にするために、より適切な実験条件等および気流性状の影響評価を行い、本手法を実用化する予定である。

参考文献

- 1) 寺崎, 浅見, 大橋, 相原: 多質点模型を用いた空力振動実験 (その1～その2), 日本建築学会大会梗概集, 構造I, pp. 225-258, 1996
- 2) 建築物荷重指針・同解説: 日本建築学会, 1993
- 3) 建築物荷重指針・同解説: 日本建築学会, 2004
- 4) 大熊武司, 神田順, 田村幸雄共著: 建築物の耐風設計, P122
- 5) 寺崎, 浅見: 曲げを考慮した他ブロックモデルによる空力振動実験, 日本建築学会大会梗概集, 構造I, pp. 206-208, 1995
- 6) 片桐, 丸川, 勝村, 藤井: 多質点系弾性模型の開発と高層建築物の風応答評価についての検討, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp. 39-48, 1996年6月
- 7) 片桐, 丸川, 大熊, 藤井: 高層建築物の風応答における風直角方向と振れの固有振動数比の影響に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第507号, pp. 21-27, 1998年5月
- 8) 寺崎, 浅見: 高層建物のねじれ風振動に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, 構造I, 2004