

低層、中高層建物の準静的風荷重の組合せ

菊池 浩利 田村 幸雄 日比 一喜
(技術研究所) (東京工芸大) (技術研究所)

Quasi-static Wind Load Combinations for Low- Middle- and High-rise Buildings

by Hirotohi Kikuchi, Yukio Tamura and Kazuki Hibi

Abstract

Fluctuating surface pressure measurements are made for four flat roofed building models with square or rectangular plans in order to examine wind load combinations. The fluctuating pressures are integrated over all their surfaces and results are obtained of along-wind force, across-wind force, vertical force, along-wind overturning moment, across-wind overturning moment and torsional moment on their frames. The maximum wind force component and other simultaneously observed wind force components are examined, and some interesting facts regarding the wind force combinations are discussed on the basis of absolute value correlations, phase-plane expressions and so on. The maximum normal stresses in the column members of simple frame models are then examined in order to directly check the wind load combination effects.

概 要

屋根、壁面に作用する風圧力は、空間積分の結果、風方向風力、風直角方向風力、鉛直方向風力、風方向転倒モーメント、風直角方向転倒モーメントおよび振りモーメントとして建物フレームに作用する。耐風設計では、実際の最大風荷重効果を反映するため、これらの風力成分の組合せを考慮する必要があるが、特に中低層建物の風荷重の組合せについては、未だ十分に検討されていない。ここで、実建物を簡略したフレームモデルの最大柱軸応力度に着目して風荷重の組合せの検討を行った。

§ 1. はじめに

建物の骨組み設計用の風荷重は、実際に部材に生じる最大軸力、最大せん断力、最大曲げモーメントなどの最大荷重効果を生じさせるものでなくてはならない。現状の風荷重は、平均風圧係数分布にガスト影響係数を乗じた便宜的な等価静的風荷重であり、風荷重の分布形状は、実際に最大荷重効果をもたらした風荷重分布を表すものではない。また、低層建物では、一般に風方向のみを考え、風直角方向やねじれ方向の風力との組合せは考慮されていない。風方向と風直角方向の風力の組合せは、例えば、Melbourne¹⁾、Vickery & Basu²⁾と Solari & Pagnini³⁾によって検討されているが、主として高層建物の挙動にのみ着目している。ところで、風方向の変動風力は、主に接近流の乱れによって発生し、風直角方向風力と振りモーメントの変動は渦による影響が支配的である。したがって、風直

角方向風力と振りモーメントの間には強い相関があるが、風方向風力と他の2成分（風直角方向風力と振りモーメント）については相関が殆どないことが知られている。そのため、風荷重の組合せを考える場合、風直角方向風力と振りモーメントの相関は考慮されるが、風方向風力との組合せは殆ど考慮されない。ちなみに、AS1170.2⁴⁾では風荷重の組合せについて考慮しているが、風直角方向の応答が平均値成分を持たず、その変動成分が風方向の応答より小さい場合は、風方向成分のみを考慮すれば良いとしている。ASCE7-98⁵⁾では60フィート以上の建物に作用する風荷重の組合せが考慮されており、75%の風方向風荷重に、同じ値の風直角方向風荷重を同時に作用させることとしており、振り風荷重についても考慮している。筆者らは低層建物に作用する準静的な風荷重の組合せの検討を行っており、風方向のみの風荷重評価では3割程度も応力を過小評価することを報告している。^{6)~16)}

本報は、低層および中高層建物に作用する風力成分の最大レベルの組合せについて検討し、剛なフレームの柱に作用する最大軸応力度を基に、風荷重の組合せ効果について検討した結果を報告する。^{17)~21)}

§ 2. 風洞実験および解析手法

2. 1 解析データ

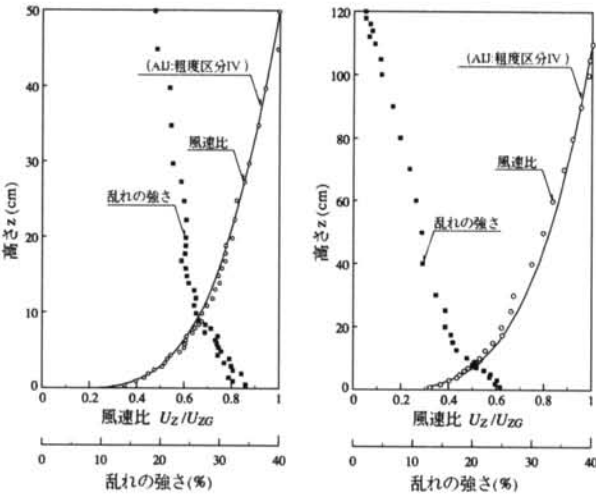
正方形と長方形の平面形状を有する低層および中高層建物モデルを用いて、回流式境界層風洞で風圧測定を行った。風洞実験で用いた気流は、図-1 に示す縮尺 1/250、1/400、平均風速の鉛直分布べき指数が $\alpha=1/4$ である。実験に用いた 21 種類の風圧模型および寸法を図-2、表-1 に示す。風向は、正方形平面で 0° 、長方形平面では 0° 、 90° の 2 風向である。また、風圧測定点は、負担面積が等しくなるように壁面に一様に配置し、変動風圧のサンプリング間隔は $\Delta t = 0.00128\text{sec}$ とした。実時間 10 分間に相当するサンプル数は 低層建物で 154 サンプル、中層建物は 200 サンプル、高層建物では 140~180 サンプルである。導圧チューブの影響は、予め求めたゲインおよびフェイズ特性を用いて補正した。

2. 2 風力の定義

建物に作用する変動風圧は、空間積分によって、風方向風力（抗力） F_D 、風直角方向風力（揚力） F_L 、鉛直方向風力 F_T 、転倒モーメント M_D と M_L および振りモーメント M_T の準静的風荷重に変換される。これらの風力を屋根高さの頂部平均速度圧 q_H と図-2 と表-1 に示すディメンジョンを用いて無次元化した。例えば風向 0° の場合では、見付幅を B として抗力係数 $C_D = F_D/q_H B H$ 、揚力係数 $C_L = F_L/q_H B H$ 、振りモーメント係数 $C_{MT} = M_T/q_H B H R$ となる。ただし、振りモーメント係数算定時の R は $R = (B^2 + D^2)^{1/2}/2$ である。ちなみに、建物モデルを 4 本柱の単純な構造と仮定すると、上記で示した風力係数 C_D 、 C_L および C_{MT} は、抗力方向、揚力方向、および平面の対角線に直交する方向の柱のせん断力に比例する。これらの 3 成分を直接比較することができる。

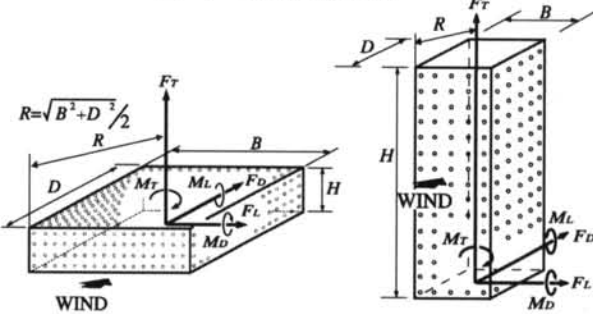
2. 3 風力の組合せ

図-3 に実時間 10 分のサンプルにおける抗力方向、揚力方向および振り方向の風力波形の一例を示す。この風力波形から最大荷重効果（例えば最大抗力係数 C_{Dmax} ）と、それが発生した瞬間に同時に発生している他の荷重効果（例えば揚力係数 $C_L(C_{Dmax})$ 、振りモーメント係数 $C_{MT}(C_{Dmax})$ ）の組合せを選出した。



(a) 縮尺 1/250 (b) 縮尺 1/400

図-1 風洞実験気流



(a) 低層 LS モデル (b) 高層 MS5 モデル

図-2 風圧実験模型

表-1 風洞実験模型と気流

Model		B(mm)×D(mm)	H(mm)	Scale
Low-rise	Square :LS	200×200	50	1/250
	Square :MS1	100×100	100	
Middle-rise	:MRa1	200×100	100	
	Rectangular :MRb1	250×100		
	:MRc1	300×100		
	Square :HS2,3,4,5	100×100	200,300,400,500	1/400
High-rise	:HRA2,3,4,5	200×100	200,300,400,500	
	Rectangular :HRb2,3,4,5	250×100		
	:HRC2,3,4,5	300×100		

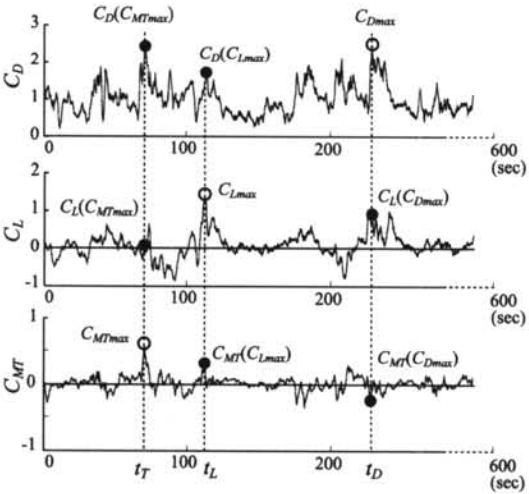


図-3 最大風力係数発生時における他の風力係数 (低層 LS モデル)

図-3 の最大抗力係数 C_{Dmax} が発生した時間 t_D において、ある程度の大きさの揚力係数 C_L (C_{Dmax}) が同時に発生している。最大振りモーメント係数 C_{MTmax} が発生した時刻 t_T では、振りモーメントと高い相関を持つ揚力係数 C_L (C_{MTmax}) は比較的小さな値となっている。一方、振りモーメントとの相関が小さい抗力係数 C_D (C_{MTmax}) は、その最大値と同程度の高い値が発生している。これらの最大風力発生時に同時に記録された他の2つの風力成分の組合せについて低層、中高層建物について検討を行う。

§ 3. 建物基部でのベースシアアーと風力と組合せ

3. 1 低層建物モデル

低層建物基部での風方向せん断力（ベースシアアー） F_D 、風直角方向せん断力 F_L 、および振りモーメント M_T の荷重効果を、本論文では簡単のため「風力」と呼び、それぞれ「抗力」、「揚力」、「振りモーメント」とする。また、頂部平均速度圧 q_H と図-2 のディメンジョンを用いて、抗力、揚力は $q_H B D$ で、振りモーメントは $q_H B D R$ で除して無次元化し、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 、振りモーメント係数 C_{MT} としている。以下では、10 分間のサンプルごとに、最大の荷重効果（例えば最大抗力係数 C_{Dmax} ）と、それが発生した瞬間に同時に発生している他の荷重効果（例えば、揚力係数 $C_L(C_{Dmax})$ 、振りモーメント係数 $C_{MT}(C_{Dmax})$ ）の組合せ、およびその瞬間の風圧分布を抽出し、154 サンプルの結果を検討した。

a) 抗力、揚力および振りモーメント最大時

図-4 に正方形平面の場合の、最大抗力 C_{Dmax} 発生時に同時に観測された揚力係数 $C_L(C_{Dmax})$ と振りモーメント係数 $C_{MT}(C_{Dmax})$ 、およびそれぞれの 10 分間での最大値に対する比、揚力係数比 $C_L(C_{Dmax})/C_{Lmax}$ および振りモーメント係数比 $C_{MT}(C_{Dmax})/C_{MTmax}$ を示す。また、各係数比の頻度分布を図中の実線で示した。

図-4(a)、(b)から分かるように、最大抗力係数は 2~3 程度であり、その発生時に、揚力係数は最大で 1.4 程度、振りモーメントは 0.6 程度をとっている。図-4(c)、(d)に示されているとおり、最大抗力と同時に発生する揚力はその最大値の 0~80%、振りモーメントは最大値の 0~100%の間の値であり、大きくばらつくことが分かる。図-5 は揚力最大時の結果であるが、図-5(a)、(b)から分かるように、最大揚力係数は 1 前後の値をとり、その発生時に、抗力係数は最大で 3 程度、振りモーメントは 0.5 程度となっている。また、図-5(c)、(d)から分かるように、最大揚力と同時

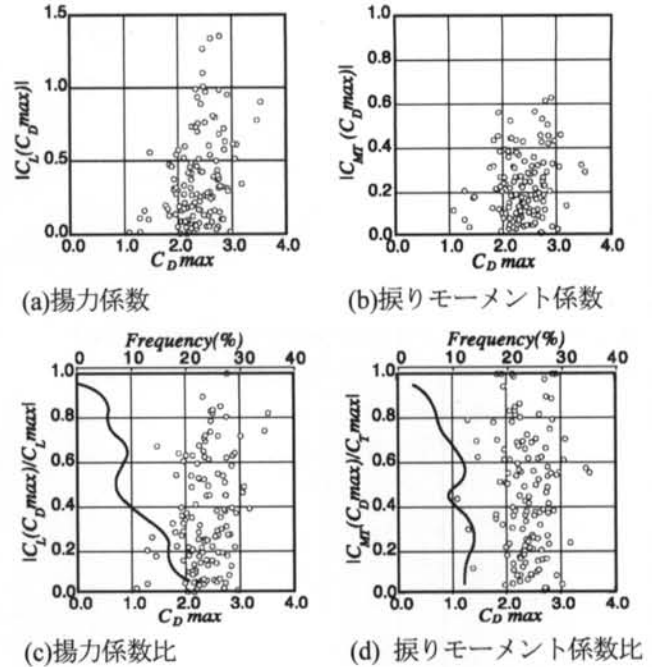


図-4 最大抗力発生時（低層 LS モデル）

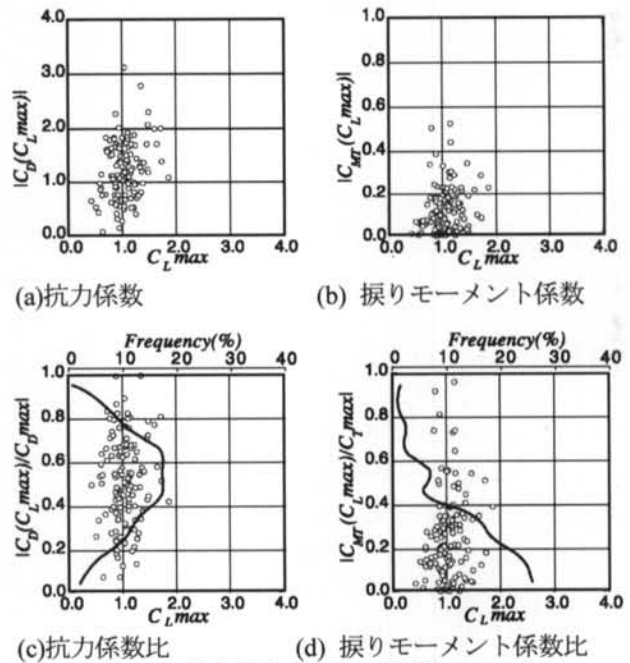


図-5 最大揚力発生時（低層 LS モデル）

に発生する抗力は、最大値の 50~70%程度、振りモーメントは最大値の 10~30%程度の値をとることが多い。図-6 は振りモーメント最大時である。図-6(a)、(b)から分かるように、最大振りモーメント係数は 0.4~0.6 程度であり、その発生時の抗力係数は最大 3 程度、揚力係数は 1.2 程度となっている。なお、図-6(a)に示されているように、最大振りモーメントと、同時に発生する抗力の間には、強い相関が認められる。また、図-6(c)、(d)から明らかなように、振りモーメント最大時には、抗力はその最大値の 80%前後の大き

な値をとることが多く、揚力係数は最大値の 20% 程度と小さな値しかとらないことが興味深い。

図-7 は、同じく低層 LS モデルの場合の、各風力成分の最大値が発生した瞬間の風圧パターンの一例である。図-7(a)の最大抗力 C_{Dmax} が発生する風圧分布は、図-7(c)の最大振りモーメント C_{MTmax} の発生する風圧分布に近似しており、両者の最大が同時に発生する可能性を示し、図-6 (c)の傾向と一致する。図-7(b)の最大揚力係数 C_{Lmax} と図-7 (c)の最大振りモーメント C_{MTmax} が発生する時の風圧分布は大きく異なっており、両者の最大が同時には発生しにくいことを示している。

b) 風力の組合せの位相平面的表現

図-8 に風力の組合せの一例を位相平面的に示した。図-8(a)、(c)は C_D-C_L 、 C_L-C_{MT} の組合せであり、(a)は傾きの無い楕円形になっており、無相関に近い状態を示し、(c)はやや菱形に近い軸の傾いた楕円形である。一方、図-8(b)の C_D-C_{MT} は、原点を頂点とする楔形をしており、振り最大時に抗力が最大に近い値をとる傾向が確認できる。抗力最大時には、振りモーメントは最大から最小のどのような値でもとり得ることが分かり、図-4~6 の結果を説明している。

c) 各風力成分間の相互相関係数

図-9 に各風力間の相互相関係数を示す。図-9(c)の C_L-C_{MT} の間には明確な相関が認められるが、図-9(a)、(b)の C_D-C_L 、 C_D-C_{MT} の間の相関は非常に小さい。つまり、抗力と振りの間には、通常的时间平均的な意味での相関は見られない。ところで、風力の組合せでは、絶対値の組合せが問題で、揚力や振りモーメントの正負はあまり意味を持たない。図-10 は、各風力の「絶対値」の間の相互相関係数である。絶対値の相関は、図-10(b)に示されているように、 $|C_D| - |C_{MT}|$ の相関が最も高くなり、抗力と振りの最大値が高い相関を示した図-6(c)、図-8(b)の結果と整合し、興味深い。

3. 2 高層建物モデル

低層建物と同様に高層建物の建物基部に作用する風力の検討結果を行った。高層建物の一例として正方形、長方形平面のアスペクト比 5 の 2 種の HS5、HRa5 モデル結果を示す。また、評価に用いたデータ数は 140 サンプルである。

a) 抗力、揚力および振りモーメント最大時

図-11(a)に示す最大揚力発生時の抗力係数比 (最大揚力発生時に観察された抗力のその 10 分間記録中の最大値に対する比) で分かるように、最大揚力発生時は、最大抗力の 80% 程度の高い値が同時に

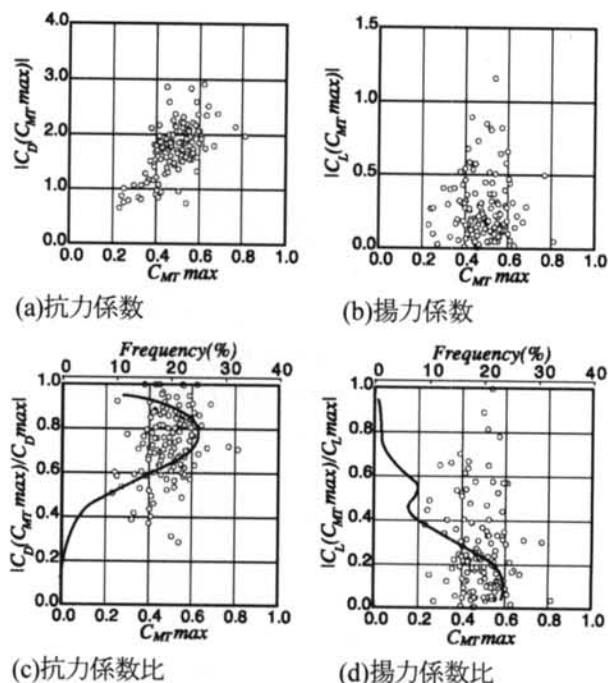
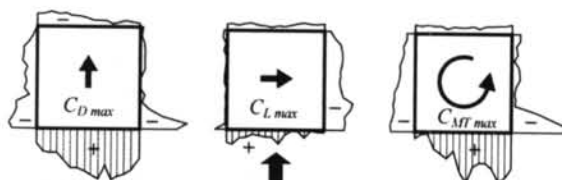
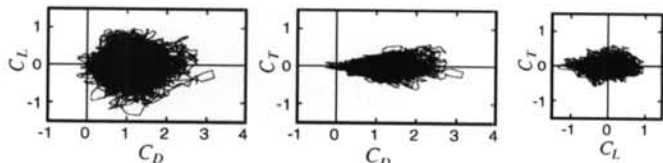


図-6 最大振りモーメント発生時 (低層 LS モデル)



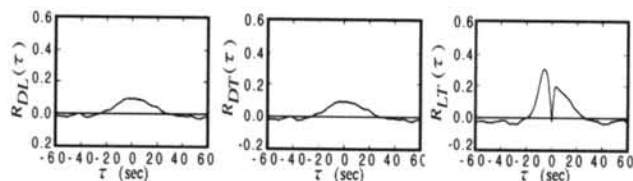
(a) 最大抗力時 (b) 最大揚力時 (c) 最大振りモーメント時

図-7 最大風力発生時の瞬間的な風圧分布 (低層 LS モデル)



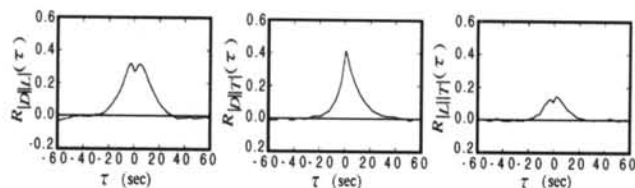
(a) C_D-C_L (b) C_D-C_{MT} (c) C_L-C_{MT}

図-8 風力の組合せの位相平面的表現の例 (低層 LS モデル)



(a) C_D-C_L (b) C_D-C_{MT} (c) C_L-C_{MT}

図-9 風力の相互相関係数



(a) $|C_D| - |C_L|$ (b) $|C_D| - |C_{MT}|$ (c) $|C_L| - |C_{MT}|$

図-10 風力の絶対値の相互相関係数

発生しており、図-5(c)に示した低層モデルの結果とかなり異なる。図-11(b)の振りモーメント係数はやや低めの値にばらついている。図-12(a)の最大振りモーメント発生時の抗力係数比から分かるように、最大抗力の80%程度の高い値が同時に発生しており、これは図-6(c)の低層建物と同様であった。以上のような、最大揚力発生時および最大振りモーメント発生時に抗力係数が高い値をとる傾向は、表-1に示した高層モデルの全てに共通している。

図-13に長方形平面のHRa5モデルの最大揚力発生時の振りモーメント係数比を風向0°、90°について示した。図-13(a)の見付幅が大きい風向0°の振りモーメント係数比は0~100%に概ね一様に分布しているが、図-13(b)の見付幅の小さい風向90°では0~60%程度に分布しており、図-11(b)のHS5(正方形平面)同程度となっている。つまり、見付幅が小さいと、最大揚力と同時に発生する振りモーメントは、大きめの値の出現頻度が小さくなる傾向がある。ちなみに、図-5(d)の低層建物LSモデルでは20%前後の分布となった。図-14にHRa5モデルの風向0°、90°における最大振りモーメント発生時の揚力係数比を示す。最大振りモーメント発生時の揚力係数にも見付幅の影響が顕著に現れており、図-14(a)の見付幅の大きい風向0°では大きめの揚力係数が同時に発生するのに対して、見付幅の小さい図-14(b)の風向90°では40%以下の分布となる。ちなみに、図-12(b)の正方形平面では0~80%程度に一樣な分布をしている。

b) 風力の組合せの位相平面的表現

図-15、16にHRa5モデルの風向0°、90°における各風力成分の位相平面的表現の例を示した。図-15(b)、16(b)の C_D-C_{MT} では楔形、図-15(c)、16(c)の C_L-C_{MT} は傾きのある楕円形を示し、特に風向0°では高い相関があることが明瞭に示されている。

c) 各風力成分間の相互相関係数

図-17にHS5モデルの各風力成分間の相互相関係数を示す。よく知られているように、図-17(a)、(b)の C_D-C_L 、 C_D-C_{MT} 間では相関が非常に小さく、(c)の C_L-C_{MT} 間では高い相関が見られる。しかし、図-18の風力の絶対値同士の相互相関係数を見ると、(a)、(b)の $|C_D|-|C_L|$ 、 $|C_D|-|C_{MT}|$ 間にも明瞭な相関が見られ、図-11(a)の最大揚力発生時の大きめの抗力の出現、あるいは図-12(a)の最大振りモーメント発生時の大きめの抗力の出現傾向が理解できる。HRa5モデルの相互相関係数もHS5モデルと同様な傾向にあり、 C_D-C_L 、 C_D-C_{MT} 間では相関が非常に小さく、 C_L-C_{MT} 間では高い相関が見られたが、図-19(a)、(b)に示す絶対値の相

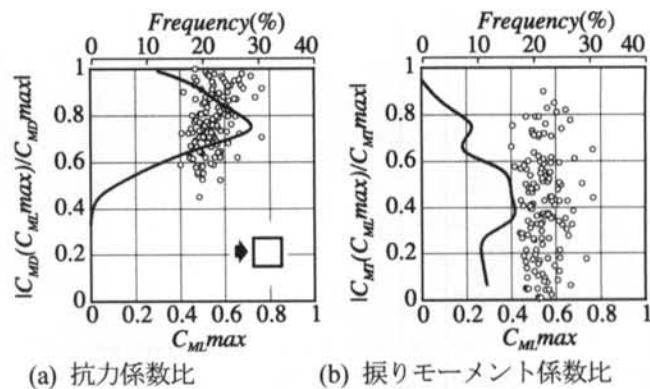


図-11 最大揚力発生時(高層HS5)

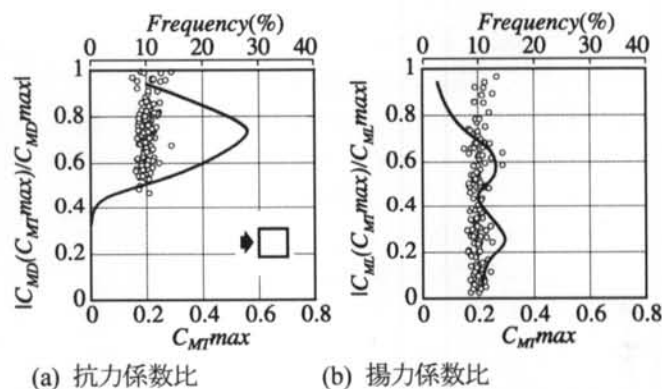


図-12 最大振りモーメント発生時(高層HS5)

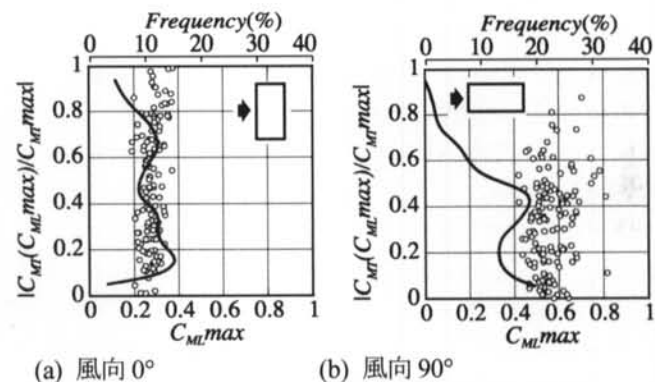


図-13 最大揚力発生時の振りモーメント係数比(高層HRa5)

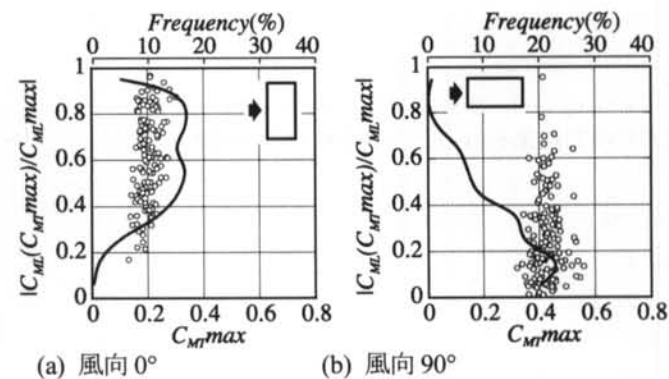


図-14 最大振りモーメント発生時の揚力係数比(高層HRa5)

相互関係は $|C_D| - |C_L|$ 、 $|C_D| - |C_{MT}|$ 間で高い相関が見られた。なお、図-19(c)の $|C_L| - |C_{MT}|$ 間では見付幅の大きい風向 0° の場合の同時刻相関が高く、図-14(a)の最大振りモーメント発生時に高めの揚力が出現する傾向と符合する。

§ 4. 柱の軸応力度と風荷重の組合せ

図-2 および表-1 に示す剛な建物模型に作用する風圧力データに基づいて、各柱に生じる応力度の検討を行った。図-20 に解析モデルの例を示す。低層建物の解析モデルは、剛な梁と 4 本の隅柱で構成され、柱剛性は、最大風荷重時（抗力のみ）に頂部変形角が $1/200$ 程度である。柱に作用する最大軸応力度は、建物の壁面に作用する風方向 F_D 、風直交方向 F_L 、振りモーメント M_T および屋根に作用する鉛直方向の風力（ F_z と風圧分布の影響から生じる M_x 、 M_y ）の 6 成分を作用させて風圧力を時々刻々作用させ、準静的解析によって求めた。中高層建物の解析モデルは、正方形断面の柱と剛な梁からなる単純な立体フレームモデルを想定し、建物密度 180kgf/m^3 、固有周期 $T_1=0.02H$ とした。風力は、風方向 F_D 、風直交方向 F_L 、振りモーメント M_T の 3 成分を作用させて、柱断面の角部に生じる最大縁応力度を算定し、各風力成分の組合せの影響を検討した。また、中高層建物では共振成分の影響を把握するため動的応答解析も実施した。解析時の減衰定数は 2% である。柱の応力度は、実時間 10 分間に相当する最大 200 サンプルを解析し、これらのアンサンブル平均値で評価した。なお、風力の組合せの影響を純粋に評価するため、固定荷重と積載荷重は作用させていない。

4. 1 柱の最大軸応力度

a) 低層建物モデル

図-10 に示した風力の絶対値には $|C_L| - |C_{MT}|$ だけでなく、 $|C_D| - |C_L|$ 、 $|C_D| - |C_{MT}|$ にもかなりの相関があることが明らかになった。また、例えば最大揚力の 80% 以上もの大きな値が最大抗力と同時に作用する場合があることなども図-6(c)に示されている。これらの風荷重の組合せによる効果を評価するために、図-20 に示す解析モデルの柱に生じる最大軸応力度の検討を行った。図-21 に、低層 LS モデルの 10 分間の頂部応答変位 (X 、 Y) と、脚部曲げモーメント (M_x 、 M_y) の変動を、位相平面的に示した。図-21(a)の建物モデルの変位は双葉型の軌跡となり、抗力方向に平均成分を持ち、水平両方向にランダムに変動している。このままでは通常の相関係数は

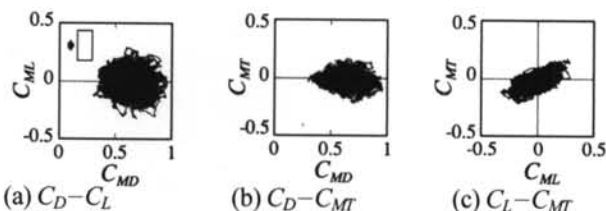


図-15 風力の位相平面表示（高層 HRa5，風向 0° ）

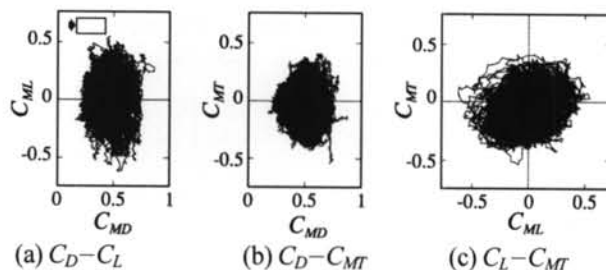


図-16 風力の位相平面表示（高層 HRa5，風向 90° ）

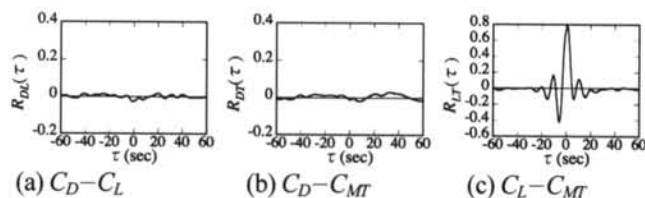


図-17 風力の相互相関係数（高層 HS5）

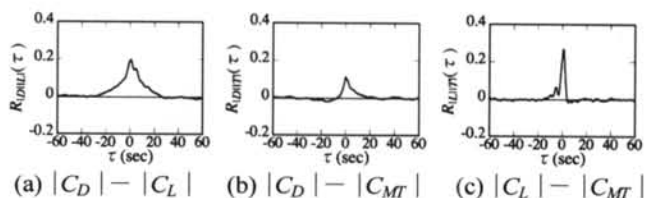


図-18 風力の絶対値の相互相関係数（高層 HS5）

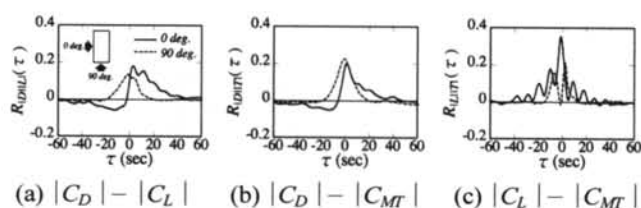


図-19 風力の絶対値の相互相関係数（高層 HRa5）

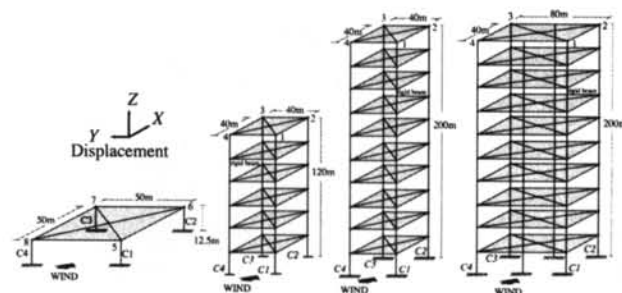


図-20 低層、中高層建物の解析モデル

0 になるが、風向軸に関して左右を折り返すと重なり、変位の絶対値 $|X|$ と $|Y|$ は明確な相関を持っていることが明らかである。図-21(b)の曲げモーメント M_x と M_y にも変位と同様の傾向が反映され、 X 方向の曲げモーメントと Y 方向の曲げモーメントが同時に最大となる可能性も高いことが示されている。

表-2 に、低層 LS モデルの代表的な柱の最大軸応力度を示す。表には、各荷重条件下でのサンプル長 10 分間の最大軸応力度の 12 サンプルについてアンサンブル平均した結果を示す。ここで表中の ALL は風力の 6 成分 F_D 、 F_L 、 F_T 、 M_D 、 M_L および M_T の全てを作用させた場合である。従来から、低層建物の設計用風荷重は、抗力成分 F_D のみが評価されている。表-2 から分かるように、建物表面に作用する風圧力から得られる全風力 (ALL) を作用させた場合と、抗力 F_D のみを作用させた場合の柱の最大軸応力度を比較すると、(全風力) / (抗力のみ) の比率は 130% であり、平均で 30% 程度の過小評価となる。さらにサンプル中で最も悪いケースでは、全風力を考慮した場合、抗力のみによる最大軸応力度の 75% 増にもなる場合があった。

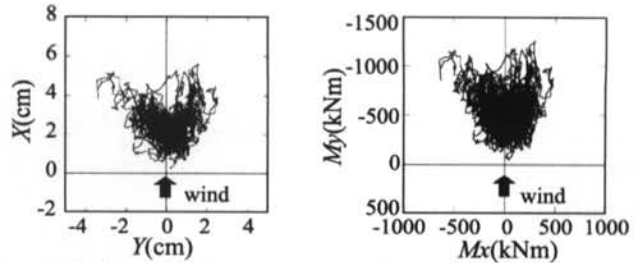
b) 中層建物モデル

表-3~6 に中層建物モデルの一例として MRc2 モデルの準静的と共振成分を考慮した最大軸応力度のピーク値を示す。表には、各荷重条件下でのサンプル長 10 分間の最大軸応力度の 200 サンプルについてアンサンブル平均した結果を示す。

表-3 の MRc2 モデルの風向 0° では、引張り側の最大軸応力度が全風力で 0.68kN/cm^2 、抗力のみが 0.57kN/cm^2 であり、(全風力) / (抗力のみ) の比率は 119% である。表-4 は、MRc2 モデルの風向 90° の結果である。風向 90° では、圧縮側の最大軸応力度が全風力で 0.31kN/cm^2 、抗力のみが 0.17kN/cm^2 であり、(全風力) / (抗力のみ) の比率は 182% (引張り側も同じ) と大きな比率となる。これは、側壁面が大きく、風直交方向成分の寄与が相対的に大きくなるためである。表-5、6 に同じく MRc2 モデルで共振成分を考慮した場合の結果を示した。共振成分を考慮することにより、最大軸応力度の値そのものは、準静的風荷重の場合に較べると 1 割程度増加する。(全風力) / (抗力のみ) の比率は、風向 0° で 122%、風向 90° で 189% となる。

c) 高層建物モデル

表-7~10 に高層建物モデルの一例として MRc5 モデルの準静的と共振成分を考慮した最大軸応力度のピーク値を示す。表には、各荷重条件下でのサンプル長 10 分間の最大軸応力度の 140 サンプルにつ



(a)頂部変位 (節点 6) (b)脚部曲げモーメント
図-21 変位と曲げモーメントの位相平面表示 (低層 LS モデル)

表-2 準静的な C1 柱の最大軸応力度のピーク値 (低層 LS モデル)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: $F_D, F_L, F_T, M_D, M_L, M_T$	5.4 (4.6)	-4.7 (-4.5)
抗力のみ: F_D	4.2 (4.4)	-4.1 (-4.4)
揚力のみ: F_L	1.7 (4.0)	-1.8 (-4.0)
振りモーメントのみ: M_T	0.9 (4.4)	-0.9 (-4.4)
全風力 / 抗力のみ	130 %	115 %

表-3 準静的な C4 柱の最大軸応力度のピーク値 (中層 MRc2 モデル, 風向 0°)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_T	0.68 (3.8)	-0.64 (-3.8)
抗力のみ: F_D	0.57 (3.8)	-0.53 (-3.8)
揚力のみ: F_L	0.08 (3.5)	-0.08 (-3.4)
抗力+揚力: F_D+F_L	0.58 (3.8)	-0.54 (-3.8)
振りモーメントのみ: M_T	0.19 (3.3)	-0.18 (-3.3)
全風力 / 抗力のみ	119%	121%

表-4 準静的な C1 柱の最大軸応力度のピーク値 (中層 MRc2 モデル, 風向 90°)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_T	0.31 (3.9)	-0.31 (-3.9)
抗力のみ: F_D	0.17 (3.9)	-0.17 (-3.9)
揚力のみ: F_L	0.13 (3.7)	-0.14 (-3.7)
抗力+揚力: F_D+F_L	0.24 (3.9)	-0.25 (-3.9)
振りモーメントのみ: M_T	0.10 (3.8)	-0.10 (-3.8)
全風力 / 抗力のみ	182%	182%

表-5 C4 柱の最大軸応力度のピーク値 (共振成分を考慮) (中層 MRc2 モデル, 風向 0° , 減衰定数=2%)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_T	0.73 (4.0)	-0.69 (-4.0)
抗力のみ: F_D	0.60 (4.1)	-0.56 (-4.1)
揚力のみ: F_L	0.10 (3.6)	-0.10 (-3.6)
抗力+揚力: F_D+F_L	0.62 (4.1)	-0.58 (-4.1)
振りモーメントのみ: M_T	0.22 (3.5)	-0.21 (-3.4)
全風力 / 抗力のみ	122%	123%

表-6 C1 柱の最大軸応力度のピーク値 (共振成分を考慮) (中層 MRc2 モデル, 風向 90° , 減衰定数=2%)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_T	0.35 (4.0)	-0.36 (-4.0)
抗力のみ: F_D	0.19 (4.1)	-0.19 (-4.1)
揚力のみ: F_L	0.16 (3.9)	-0.17 (-3.9)
抗力+揚力: F_D+F_L	0.27 (4.1)	-0.28 (-4.1)
振りモーメントのみ: M_T	0.14 (3.7)	-0.14 (-3.8)
全風力 / 抗力のみ	184%	189%

いてアンサンブル平均した結果を示す。

表-7 の HRc5 モデルの風向 0° では、引張側の最大軸応力度が全風力で 9.3kN/cm^2 、抗力のみが 8.4kN/cm^2 であり、(全風力) / (抗力のみ) の比率は 110% である。表-8 は、HRc5 モデルの風向 90° の結果である。風向 90° では、圧縮側の最大軸応力度が全風力で -3.6kN/cm^2 、抗力のみが -1.4kN/cm^2 であり、(全風力) / (抗力のみ) の比率は 252%、引張側でも 188% と大きな比率となる。これは、建物の平面形状の影響により揚力成分が大きいためである。

表-9、10 に HRc5 モデルにおける共振成分を考慮した場合の結果を示した。表-9 の風向 0° では共振成分により最大軸応力度の値そのものは、準静的風荷重の場合に較べると 1 割程度増加するが (全風力) / (抗力のみ) の比率は、109% と殆ど変わらない。風向 90° では、揚力成分の増加の影響で (全風力) / (抗力のみ) の比率は 305% と大きくなる。

4.2 風荷重の組合せ

図-22 には、低層および中高層建物の最大軸応力度の結果から、(全風力) / (抗力のみ) の値の建物高さ H による変化を示した。図中の実線は準静的のみで、点線は共振成分を評価した結果である。長方形平面で奥行きの長い風向 90° (●▲▼) の場合は、建物高さ H が高くなるほど (全風力) / (抗力のみ) の比率が増加し、風直交方向応答の寄与の増大が見られる。奥行きの短い風向 0° (○△▽) の場合は、建物高さ H による変化が殆ど見られず、風直交方向応答の寄与が小さいことを示している。正方形断面の MS1~5 モデル (■) は両者の中間的性状を示す。なお、共振成分を考慮した場合は、建物高さ H の増加による (全風力) / (抗力のみ) の増加傾向がより顕著になる。ここで、図-22 の結果から、(全風力) / (抗力のみ) に対する共振成分の影響の小さい $H=40\text{m}$ 、 80m の場合について、応力度の過小評価分の割合を次式の組合せ係数 γ として定義する。

$$\gamma = (\text{全風力}) / (\text{抗力のみ}) - 1$$

上式の組合せ係数 γ は、従来の抗力成分のみで評価される風荷重の過小評価の割合を示し、最大抗力 F_D から揚力成分 F_L を予測する係数である。

ここで、最大抗力 F_D と同時に、揚力 $F_L = \gamma F_D$ を作用させた場合の結果を表-11、12 に示した。 γ 倍の抗力を揚力成分として同時に作用させた場

表-7 準静的な C1 柱の最大軸応力度のピーク値
(高層 HRc5 モデル, 風向 0°)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_r	9.3 (3.3)	-7.0 (-3.4)
抗力のみ: F_D	8.4 (3.0)	-5.9 (-3.0)
揚力のみ: F_L	1.2 (3.5)	-1.2 (-3.4)
抗力+揚力: $F_D + F_L$	8.7 (3.2)	-6.3 (-3.2)
振りモーメントのみ: M_r	1.4 (3.4)	-1.3 (-3.4)
全風力 抗力のみ	110%	119%

表-8 準静的な C1 柱の最大軸応力度のピーク値
(高層 HRc5 モデル, 風向 90°)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_r	3.2 (3.3)	-3.6 (-3.3)
抗力のみ: F_D	1.7 (3.3)	-1.4 (-3.3)
揚力のみ: F_L	1.7 (3.0)	-2.0 (-3.1)
抗力+揚力: $F_D + F_L$	2.9 (3.2)	-3.0 (-3.2)
振りモーメントのみ: M_r	1.3 (3.5)	-1.2 (-3.5)
全風力 抗力のみ	188%	252%

表-9 C1 柱の最大軸応力度のピーク値 (共振成分を考慮)
(高層 HRc5 モデル, 風向 0° , 減衰定数=2%)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_r	10.6 (3.5)	-8.0 (-3.6)
抗力のみ: F_D	9.7 (3.4)	-6.7 (-3.4)
揚力のみ: F_L	1.6 (3.5)	-1.6 (-3.1)
抗力+揚力: $F_D + F_L$	10.0 (3.5)	-7.2 (-3.5)
振りモーメントのみ: M_r	1.7 (3.4)	-1.6 (-3.5)
全風力 抗力のみ	109%	118%

表-10 C1 柱の最大軸応力度のピーク値 (共振成分を考慮)
(高層 HRc5 モデル, 風向 90° , 減衰定数=2%)

荷重成分	引張り応力度: kN/cm^2	圧縮応力度: kN/cm^2
	最大値(ピークファクター)	最大値(ピークファクター)
全風力: F_D, F_L, M_r	4.4 (3.3)	-4.9 (-3.4)
抗力のみ: F_D	2.0 (3.4)	-1.6 (-3.4)
揚力のみ: F_L	2.9 (3.2)	-3.2 (-3.2)
抗力+揚力: $F_D + F_L$	4.1 (3.3)	-4.2 (-3.3)
振りモーメントのみ: M_r	1.7 (3.4)	-1.7 (-3.4)
全風力 抗力のみ	224%	305%

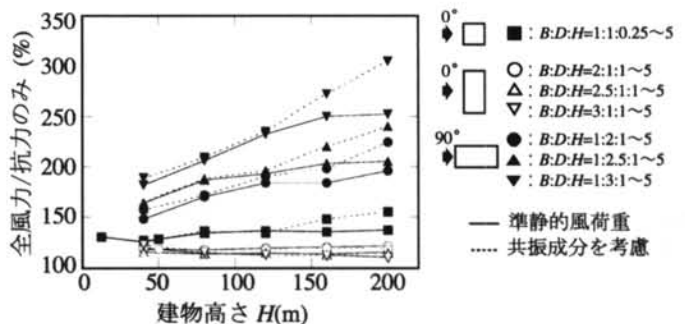


図-22 (全風力) / (抗力のみ) の建物高さによる変化

合でも、全風力とほぼ同様の結果が得られ、これによって概ね風荷重の組合せの評価ができることが確認できる。図-23 に $H=40\text{m}$ 、 80m の場合の、組合せ係数 γ の辺長比 D/B による変化を示す。図-23(a)の建物高さ $H=40\text{m}$ の場合、辺長比 D/B の小さい範囲では、組合せ係数 γ は 0.2 程度と変化が小さい。しかし、辺長比 D/B の大きい範囲では、辺長比とともに γ が明瞭に増加する。図-23 (b)の建物高さ $H=80\text{m}$ の場合も概ね同様の傾向を示し、辺長比の増加に伴い γ は増加する。以上の結果から、建物高さ $H=40\text{m}$ 、 80m 程度の建物における組合せ係数は抗力方向の風荷重を用いて次式によって定義できる。

$$H=40\text{m の時 } \gamma=0.28D/B \quad (\text{ただし } \gamma \geq 0.2)$$

$$H=80\text{m の時 } \gamma=0.34D/B+0.05$$

として、風直角方向の風荷重は

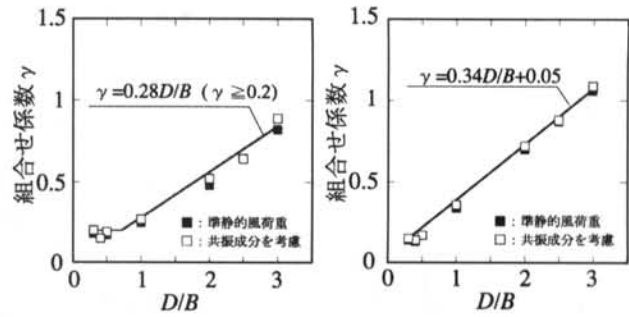
$$F_L = \gamma F_D$$

ただし、共振効果が無視できる場合に限る。

§ 5. おわりに

従来の規基準類の高層建物では風力の組合せが考慮されるが、中低層建物の風荷重評価では、抗力成分のみが考慮されており、揚力や振りの成分による荷重効果は無視されている。しかし、低層、中高層建物に作用する風力の相関性および柱に生じる最大軸応力度の検討結果、中低層建物でも風荷重の組合せが重要性であることが明らかになった。以下に新たに得られた知見を示す。

1. 各風力成分間の相関特性は絶対値による評価が重要であり、一般的な揚力と振り成分間に高い相関の他、抗力と振り成分間にも高い相関性が得られた。
2. 抗力と振り間に高い相関は、風上壁面の傾いた風圧分布の影響による影響が大きく、特に見付幅の大きな建物で顕著である。
3. 高層建物の風力の組合せは、中低層建物と同様な傾向の部分もあるが、特に最大揚力と同時に大きな抗力が出現する。
4. 風荷重の組合せは、建物の平面形状とアスペクト比によって異なり、見付幅が小さい場合は建物高さ H が高くなるほど揚力成分の比率が増加する。



(a)高さ $H=40\text{m}$ 相当 (b)高さ $H=80\text{m}$ 相当

図-23 γ と辺長比 D/B による変化

表-11 γ による柱の最大軸応力度のピーク値
(高さ 40m の建物モデル)

建物形状	B:D:H	全風力 kN/cm^2	抗力+揚力: F_D+F_L ($F_L = \gamma \times F_D$) kN/cm^2
MS1	1:1:1	0.66 (0.75)	0.68 (0.75)
MRa1 (風向 0°)	2:1:1	0.69 (0.75)	0.71 (0.75)
MRb1 (風向 0°)	2.5:1:1	0.78 (0.84)	0.82 (0.89)
MRc1 (風向 0°)	3:1:1	0.68 (0.73)	0.67 (0.71)
MRa1 (風向 90°)	1:2:1	0.40 (0.47)	0.44 (0.49)
MRb1 (風向 90°)	1:2.5:1	0.41 (0.46)	0.45 (0.50)
MRc1 (風向 90°)	1:3:1	0.31 (0.36)	0.34 (0.37)

()内は共振成分を考慮した場合

表-12 γ による柱の最大軸応力度のピーク値
(高さ 80m の建物モデル)

建物形状	B:D:H	全風力 kN/cm^2	抗力+揚力: F_D+F_L ($F_L = \gamma \times F_D$) kN/cm^2
HS2	1:1:2	2.5 (3.0)	2.6 (3.1)
HRa2 (風向 0°)	2:1:2	2.5 (2.7)	2.5 (2.8)
HRb2 (風向 0°)	2.5:1:2	2.8 (3.0)	2.9 (3.1)
HRc2 (風向 0°)	3:1:2	2.4 (2.6)	2.4 (2.5)
HRa2 (風向 90°)	1:2:2	1.3 (1.5)	1.4 (1.6)
HRb2 (風向 90°)	1:2.5:2	1.3 (1.5)	1.5 (1.7)
HRc2 (風向 90°)	1:3:2	1.0 (1.2)	1.2 (1.3)

()内は共振成分を考慮した場合

- また、見付幅が大きい場合は、建物高さ H による変化が殆ど見られない。建物の固有周期にもよるがアスペクト比が大きいほど共振成分の影響が増加する傾向にある。
5. 建物高さ $H=40\text{m}$ 、 80m 程度の共振成分の影響が小さい領域の建物において風荷重の組合せ係数 γ を示し、簡易的な設計手法を提案した。

謝辞

本検討にあたり、建築学会平成 15 年度風荷重小委員会、組合せ SWG のメンバーの方々に討議や貴重な意見を頂きました。ここに感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) Melbourne, W.H. (1975), Probability distributions of response of BHP house to wind action and model comparisons. *J. of Industrial Aerodynamics* 1:2, 167-175.
- 2) Vickery, B.J. and Basu, R.I. (1984), The response of reinforced concrete chimneys to vortex shedding. *Engineering Structures*, 6, 324-333.
- 3) Solari, G. and Pagnini, L.C. (1999). Gust buffeting and aeroelastic behaviour of poles and monotubular towers. *J. of Fluid and Structures* 13, 877-905.
- 4) AS 1170.2-1989. (1989). *The Australian Wind Loading Standard*. SAA
- 5) ASCE 7-98. (2000). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE
- 6) Tamura, Y., Kikuchi, H. and Hibi, K. : "Wind load combinations and extreme pressure distributions on low-rise buildings", *Wind and Structures, An International Journal*, 3:4, 279-289, 2000
- 7) 田村幸雄, 菅沼信也, 日比一喜, 菊池浩利: "低層建物の風方向, 風直角方向, ねじり風力の最大値とその組み合わせ", 日本風工学誌, 第 79 号, pp.121-122, 1999 年
- 8) 日比一喜, 田村幸雄, 菅沼信也, 菊池浩利: "低層建物の準静的な最大風力発生時の風圧分布", 日本風工学誌第 79 号, pp.123-124, 1999 年
- 9) 菅沼信也, 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "低層建物の準静的な最大フレーム応力発生時の風圧分布", 日本風工学誌第 79 号, pp.125-126, 1999 年
- 10) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜: "低層建物の風力の最大値とその組み合わせおよび最大風力時の風圧分布", 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.183-184, 1999 年
- 11) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜, 笹目契輔: "風力の組合せと最大風力発生時の風圧分布 (その 1) 正方形平面の低層建物", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000 年
- 12) 笹目契輔, 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "風力の組合せと最大風力発生時の風圧分布 (その 2) 長方形平面の低層建物", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000 年
- 13) 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "従来の平均風圧分布に基づく設計用風荷重と準静的な真の最大風荷重分布", 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.141-142, 2000 年
- 14) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜: "低層建物の風荷重の組合せに関する研究", 日本建築学会構造系論文集, 第 551 号, pp.13-20, 2002 年
- 15) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜: "低層建物に作用する真の風荷重分布", 日本建築学会構造系論文集 第 557 号, pp.63-69, 2002 年
- 16) 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "低層建物の最大風力の組合せと準静的な真の最大風荷重分布", 第 16 回風工学シンポジウム, pp.535-540, 2000 年
- 17) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜: "低層, 中層建物の準静的風荷重の組合せ", 第 17 回風工学シンポジウム, pp.493-498, 2002 年
- 18) 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "高層建物に作用する風荷重の組合せ (その 1 風力成分の組合せ)", 日本風工学会誌, No.95, pp.165-166, 2003 年
- 19) 菊池浩利, 田村幸雄, 日比一喜: "高層建物に作用する風荷重の組合せ (その 2 柱応力度の評価)", 日本風工学会誌, No.95, pp.167-168, 2003 年
- 20) 田村幸雄, 日比一喜, 菊池浩利: "中層建物に作用する風力の組合せに対する風向の影響", 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.111-112, 2003 年
- 21) 日比一喜, 田村幸雄, 菊池浩利: "中層建物の柱の軸応力度と風荷重の組合せ", 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.113-114, 2003 年