

第5章 建築物等の被害形態に基づく風速の推定

5.1 検討の主旨

国土技術政策総合研究所と建築研究所が実施した建築物等の現地調査^{5.1)}では、被害形態の分類と並行して、竜巻により被災した建築物及び工作物の採寸等も行った。以下の検討では竜巻による被害が確認された建築物及び工作物について、水平方向の旋回流や急激な気圧降下によって生じる力、建築物の崩壊メカニズム、建築物重量、構成部材断面等のいくつかの計算上の仮定に基づき、建築物の骨組が崩壊メカニズムに達する風速、基礎や工作物底部の風上端が浮き上がり始める風速（以下「崩壊開始風速」、「転倒開始風速」等）を推定した。

5.2 風力評価

一般に、竜巻によって建築物に作用する力としては、以下の3つが挙げられる^{例えば5.2)}。

- i) 水平方向の旋回流によって生じる風力
- ii) 急激な気圧降下によって生じる力
- iii) 飛来物による衝撃力（本検討では考慮しない）

i) では、一様な水平流が建築物に作用すると仮定し、その風圧力 ω (N/m²) は下式で表される。ここで、 ρ : 空気密度 (1.2 kg/m³)、 V : 竜巻の突風風速 (m/s)、 C_f : 風力係数であり、 V は水平方向の旋回流の風速と竜巻の進行速度をベクトル的に加算したものである(式(5.2.1))。

$$\omega = 0.5 \rho V^2 \times C_f \quad (\text{N/m}^2) \quad (5.2.1)$$

一方、ii) では、一様な水平流を想定した風力算定では考慮されないものであり、竜巻の中心が建築物付近を通過する場合など、i)に加えて、竜巻による急激な気圧降下により鉛直上向きに吸い上げる力が屋根等の各部を含めた建築物全体に作用する。

なお、本推定のうち、風力による転倒モーメントについて検討している建築物は水平方向に対しては屋根平均高さから地盤面までの風圧力の積分値、鉛直方向に対しては屋根面の範囲（軒の出の範囲を除く）での風圧力の積分値がそれぞれ風力として建築物に作用したと考えている。風力による水平力について検討している建築物は水平方向について通常風力計算と同様に建築物高さから1階中央高さまでの風圧力の積分値が風力として建築物に作用したと考えている。また、風力による転倒モーメントについて検討している工作物については水平方向については建築物と同様に、工作物高さから地盤面までの風圧力の積分値が風力として作用したと考え、鉛直方向に作用する風力については無視している。

5.3 転倒した木造建築物

写真 5.3-1 に示す建築物（つくば市北条地区）は木造 2 階建てであり、基礎が上下反転した状態で張間方向に転倒し、1 階部分が崩壊していた。周辺には傾斜した鉄骨造建築物（写真 3.2-5）、土台基礎を残し上部構造が飛散した木造建築物（写真 3.1-13）等が確認され、竜巻で生じた突風により建築物等に甚大な被害が確認された地域である。



写真 5.3-1 転倒した木造建築物

転倒した基礎の寸法（レーザー距離計測及び写真から推定）から床平面は張間 6.5 m × 桁行 9.2 m と推定された。屋根は寄棟瓦屋根であり 3 寸勾配（屋根傾斜角 16.7°）と仮定した。軒の出の長さは航空写真から測定された屋根平面と床平面を比較し、木造建築物の標準的な寸法も踏まえて 0.455m（片側）と推定した。これらより、地盤面からの屋根平均高さは 6.45 m と算定される。また、崩壊メカニズムは張間構面の風下側の基礎底辺（図 5.3-1(a)の基礎底辺）を転倒回転中心と仮定し、高さ H として 6.45m（地盤面からの屋根平均高さ）+ 0.2m（基礎の底盤厚さ）= 6.65m を用いた。一方、建築物総重量は、630.5 kN と算定した（参考 1 参照）。

(1) 竜巻の水平方向の旋回流のみが建築物に作用する場合

当該建築物に対して一様な水平流を想定した風力係数（水平及び鉛直上向き方向）で算定した風力が、当該建築物の転倒抵抗モーメントに達する時の風速は、以下のとおり算定される。

桁行長さ B (m)、張間長さ D (m)、高さ H (m) とする。

建築物総重量 W (kN)、基礎の底盤厚さ H' (m) とする。

転倒抵抗モーメント M_w (Nm)、水平方向の風力による転倒モーメント M_h (Nm)、鉛直方向の風力による転倒モーメント M_v (Nm) とする。

ここで、建築物の基礎回転中心周りの転倒抵抗モーメント M_w は建築物総重量 W に建築物張間長さ D の半分を乗じて算定している（式(5.3.1)）。一方、風力による転倒モーメント (M_h 及び M_v) は建築物の屋根面 ($B \times D$) と建築物桁行の壁面 ($B \times (H - H')$) に作用する風圧力 ($0.5 \cdot \rho \times C_{fb}$ または C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4}) を積分して算定している（式(5.3.2)、式(5.3.3)～(5.3.4)）。ここで、 q は速度圧 (N/m^2) を表し、 C_{fb} は建築物桁行の壁面の風力係数、 C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4} はそれぞれ寄棟屋根に作用する鉛直上向きの風力係数である。

$$M_w = W \times (D/2) \times 1000 \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.1)$$

$$M_h = B \int_{H'}^H (0.5 \rho C_{fh} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.2)$$

$$q = 0.5 \rho V^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (5.3.3)$$

$$\begin{aligned} M_v &= \int_0^{D/2} 2C_{fv2} q \cos(16.7^\circ) x^2 dx + \int_{D/2}^D 2C_{fv1} q \cos(16.7^\circ) x(D-x) dx \\ &\quad + \int_0^{D/2} C_{fv4} q \cos(16.7^\circ) x(B-2x) dx + \int_{D/2}^D C_{fv3} q \cos(16.7^\circ) x(B-2D+2x) dx \\ &= \left\{ \frac{1}{12} D^3 C_{fv2} + \frac{1}{6} D^3 C_{fv1} + \left(\frac{1}{8} BD^2 - \frac{1}{12} D^3 \right) C_{fv4} + \left(\frac{3}{8} BD^2 - \frac{1}{6} D^3 \right) C_{fv3} \right\} q \cos(16.7^\circ) \end{aligned} \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.4)$$

ここで想定した風圧力分布を図 5.3-1(a) に示す。鉛直上向きの風力係数 C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4} としては、参考文献^{5.4)}に掲載されている寄棟屋根を有する建築物に作用する外圧係数 ($C_{fv1} = -1.0$, $C_{fv2} = -0.5$, $C_{fv3} = -0.69$, $C_{fv4} = -0.5$) を仮定し、建築物桁行の壁面の風力係数 $C_{fb} = 1.2$ を仮定すると、転倒開始風速は

$$V = 97 \text{ m/s}$$

と推定される。

(2) (1)に加えて竜巻による急激な気圧降下が建築物に作用する場合

当該建築物に対して、水平方向の旋回流によって生じる風力に加えて竜巻通過時の急激な気圧降下によって生じる力が作用する場合、これらの合力としての力が当該建築物の転倒抵抗モーメントに達する時の風速は、以下のとおり算定される。

ここで、鉛直上向きの風力係数 C_{fv} と建築物桁行の壁面の風力係数 C_{fb} は、既往の竜巻状気流発生装置を活用した風圧実験結果^{5.3)}を援用する(参考 2 参照)。ただし、実験結果は参表 1 に示す限られた実験条件で得られたものである。一般に風力係数の値は旋回流のコア半径と建築物の寸法との比や竜巻の移動速度等の諸条件によって異なると考えられることから、建築物桁行の壁面の風力係数として一様な水平流を想定した場合に用いる係数 1.2 (竜巻状気流発生装置を活用した風圧実験結果における風力係数 C_{fb} の 6 割)による検討も行った。これらの検討においては、べた基礎の底面に作用する圧力は竜巻状気流発生装置による風圧実験での模型内圧(模型壁面には均質に微小な隙間が開けられている)と仮定し、竜巻通過時の気圧差(屋根面と基礎底面との圧力差)による鉛直上向きの力として最大値を用いた。

(1)での検討と同様に建築物の基礎回転中心周りの転倒抵抗モーメント M_w は建築物総重量 W に建築物張間長さ D の半分を乗じて算定している(式(5.3.5))。一方、風力による転倒モーメント(M_h 及び M_v) は建築物の屋根面($B \times D$) と建築物桁行の壁面($B \times (H - H')$) に作用する風圧力 ($0.5 \cdot V^2 \times C_{fb}$ または C_{fv}) を積分して算定している(式(5.3.6)、式(5.3.7))。

$$M_w = W \times (D/2) \times 1000 \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.5)$$

$$M_h = B \int_{H'}^H (0.5 \rho C_{fb} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.6)$$

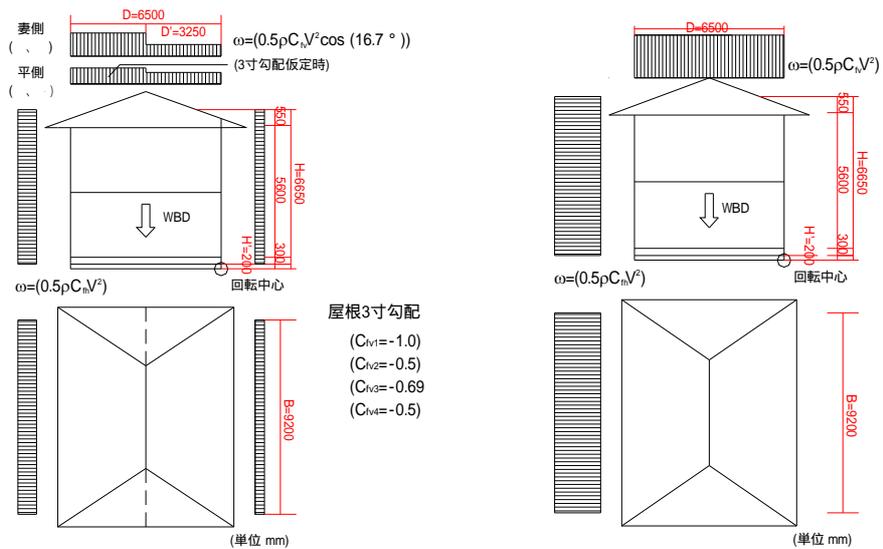
$$M_v = B \int_0^D (0.5 \rho C_{fv} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.3.7)$$

ここで想定した風圧力分布を図 5.3-1(b)に示す。参考 2 に示す竜巻状旋回流の実験 (参図 1、参表 1 参照) の結果を踏まえて、参図 2(a)の C_{pe} ($x/R_m \doteq 1.0$)から鉛直上向きの風力係数を $C_{FV} = -1.8$ (C_{Fz} の最大値)とする。また、竜巻状旋回流が反時計周りに建築物に作用するものとして、参図 2 (b)の C_{Fy} ($x/R_m \doteq 1.0$)から建築物桁行の壁面の風力係数を $C_{Fh} = 2.0$ 又は 1.2 とすると、転倒開始風速は

$V = 68 \text{ m/s}$ (建築物桁行の壁面の風力係数 C_{Fh} が 2.0 の場合) 又は

77 m/s (建築物桁行の壁面の風力係数 C_{Fh} が 1.2 の場合)

と推定される。



(a) 水平方向の旋回流のみが作用する場合

(b) 急激な気圧降下が作用する場合

図 5.3-1 想定した風圧力分布

(参考1) 建築物重量算定時の仮定

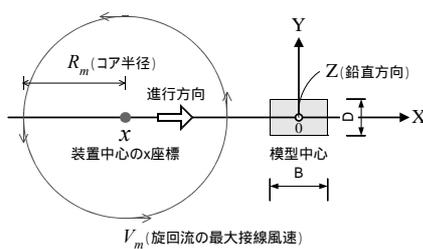
- 壁 : 外壁/サイディング, 内壁/せっこうボード(飛散物より推定)
- 屋根 : 寄棟屋根, 瓦(飛散物より推定)、3寸勾配、軒の出0.455m
- 基礎 : べた基礎(一般的な木造住宅の仕様を勘案して、立ち上がり高さ0.3m、幅0.15m、底盤厚さ0.2mと仮定)
- 積載重量 : 0.3 kN/m² (地震力算定用の積載荷重の半分とする)
- 内壁壁線 : 桁行方向3通り、張間方向4通り(基礎立ち上がりから推定)
- 外壁開口率 : 1階30%, 2階20%(一般的な木造住宅を想定)
- 建築物の地盤面からの屋根平均高さ : 6.45m (=0.3m+2.8m×2+0.5×1.1m) (図5.3-1参照)
- 建築物総重量 : 630.5 kN

(参考2) 参考文献^{5.3)}における座標等の定義、実験条件及び風圧実験結果

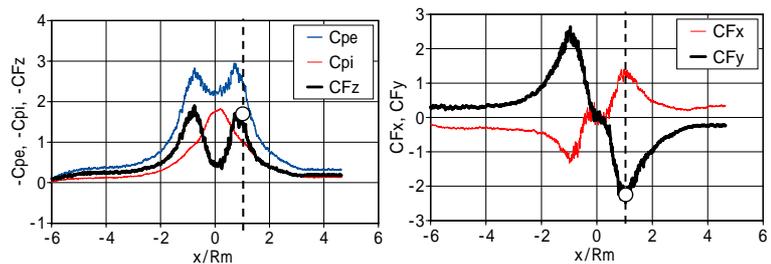
- C_{pe} : 鉛直上向きの外圧係数、 C_{Fy} : 壁面の風力係数(Y方向)
- (C_{pi} : 内圧係数、 C_{Fz} : 鉛直上向きの風力係数、 C_{Fx} : 壁面の風力係数(X方向))
- x : 模型の中心に対する移動する竜巻状気流発生装置の中心の座標、 R_m : 旋回流のコア半径

参表1 実験条件 (実験縮尺スケールは1/250)

模型の寸法	張間 D	98mm
	桁行 B	152mm
	軒高	49mm
	屋根勾配	1/12 (切妻)
旋回流のコア半径 R_m		0.36m
模型の寸法と旋回流のコア半径との比 $(BD)^{0.5}/R_m$		0.34
旋回流の最大接線風速 V_m		9.6m/s
装置の移動速度		0.15m/s



参図1 座標等の定義



(a) 鉛直上向きの外圧係数

(b) 壁面の風力係数

参図2 竜巻状気流発生装置を用いた風圧実験結果

5.4 上部構造が飛散した木造建築物

写真 5.4-1 に示す建築物（つくば市北条地区）は枠組壁工法による木造 2 階建てであり、基礎を残し、土台から上が崩壊していた。当該建築物の北側には雇用促進住宅北条宿舎があり、この周辺では竜巻で生じた突風により建築物等に甚大な被害が確認された。被災直後に撮影された写真では、基礎の上に、崩壊した部材と自動車が載った状態であった。写真 5.4-1 に示すように基礎には柱脚金物とアンカーボルトが確認された。ハウスメーカーの協力により詳細な図面と各部の構造仕様が確認できる資料を入手した。

崩壊メカニズムとして、下記の 4 通りのケースを想定し、それぞれ風速の推定を行った。ここで、(2)から(4)のメカニズムを想定した検討に当たっては、(1)のメカニズムが先行して発生しないこと（つまり、小屋組の形状が保たれていること）を前提とする。

- (1) 鉛直上向きの風力によって小屋組が飛散する場合
- (2) 鉛直上向きの風力によって柱脚部が崩壊する場合
- (3) 水平方向の風力によって生じる水平力により、1 層が層崩壊する場合
- (4) 水平方向の風力によって生じる転倒モーメントにより、柱脚部が崩壊する場合



写真 5.4-1 上部構造が飛散した木造建築物

- (1) 鉛直上向きの風力によって小屋組が飛散する場合

当該建築物の近辺で撮影された動画や、調査時の状況から小屋組が先に飛散した可能性が考えられる。ここでは、図 5.4-1 に示した通り、小屋組が鉛直上方向に受ける引き抜き力と、小屋組と 2F の上枠材を繋結する金物の引張耐力の比較により風速の計算を行う。小屋組に作用する鉛直上向きの引張力は既往の実験結果^{5.3)}により風力係数 C_{f2} を卓越開口がある場合は 2.5、卓越開口がない場合 1.8 として下記の式により計算を行った。

$$\frac{T}{A_r} = 0.5 \rho C_{f2} V^2 - \frac{W_r}{A_r} \quad (5.4.1)$$

ここで、 T : 小屋組に作用する引き抜き力 = 金物の引張耐力の合計 (N)

A_r : 屋根面の面積 (m²)

ρ : 空気密度 1.2kg/m³

C_{f2} : 竜巻状気流発生装置による風圧実験で得た風力係数の最大値

1.8 (卓越開口なし) 2.5 (卓越開口あり)

W_r : 屋根の重量 (N)

上部構造重量 W_r と屋根面積 A_r は下記の通り計算を行う。

$$\cdot 0.5 \rho C_{f2} V^2 = 0.5 \times 1.2 \times C_{f2} \times V^2 = 1.1 \sim 1.5 V^2$$

・屋根（母屋を含まない）の重量 $W_r = 87.84\text{m}^2 \times 200\text{N/m}^2 = 17.57\text{kN}$

・屋根面積 $A_r = 93.96\text{m}^2$

小屋組の引張耐力は、小屋組と2階の上枠を連結する金物の耐力の総和とし、図面、仕様書で確認された下記情報により算出した。

・図面により確認した小屋組と上枠を緊結する金物の数：72本

・金物1個あたりの引張耐力：0.77（ZN40－ベイツガ）×4本×1.5（短期許容→終局）= 4.62kN

・小屋を緊結する金物の引張耐力の合計 $T = 4.62 \times 72 = 332.64\text{kN}$

耐力と風圧力の釣り合いから風速を計算すると、小屋組引張破壊時風速は

$$V = 50 \sim 57\text{m/s}$$

と推定される。

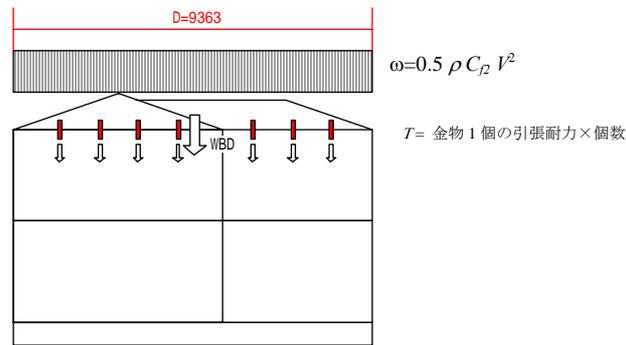


図 5.4-1 想定した風圧力分布

(2) 鉛直上向きの風力によって柱脚部が崩壊する場合

現地調査の際に基礎と柱脚を緊結する金物の崩壊が確認された。ここでは、(1)で試算した鉛直上向きの引張力が基礎－柱脚接合部に作用して崩壊したと仮定して、下式の耐力の計算と引張力の釣り合いによって風速の計算を行う。

$$\frac{T}{A} = 0.5 \rho C_{f2} V^2 - \frac{W}{A} \quad (5.4.2)$$

ここで、 T ：緊結部金物の引張耐力の合計(N)

A ：1Fの床面積 (m^2)

C_{f2} ：竜巻状気流発生装置による風圧実験で得た風力係数の最大値

1.8（卓越開口なし） 2.5（卓越開口あり）

W ：上部構造の重量 (N)

上部構造重量 W と床面積 A は下記の通り計算を行う。

・ $0.5 \rho C_{f2} V^2 = 0.5 \times 1.2 \times C_{f2} \times V^2 = 1.1 \sim 1.5 V^2$

・ 上部構造（1F床を含む）の重量 $W = 270.6\text{kN}$

・ 1F床面積 $A = 63.43\text{m}^2$

基礎－柱脚接合部の引張力は基礎と縦枠材を連結する金物（写真 5.4-1）の耐力の総和とし、図面、仕様書で確認された下記情報により算出した。

- ・ 図面により確認した柱脚金物の個数：24 本
- ・ 金物 1 個あたりの引張耐力：0.77 (ZN65-バイツガ) × 8 本 × 1.5 (短期許容→終局) = 9.24kN
- ・ 柱脚金物の引張耐力の合計 $T = 9.24 \times 24 = 221.76\text{kN}$

耐力と風圧力の釣り合いから風速を計算すると、柱脚接合部引張破壊時風速は

$$V = 69 \sim 83\text{m/s}$$

と推定される。

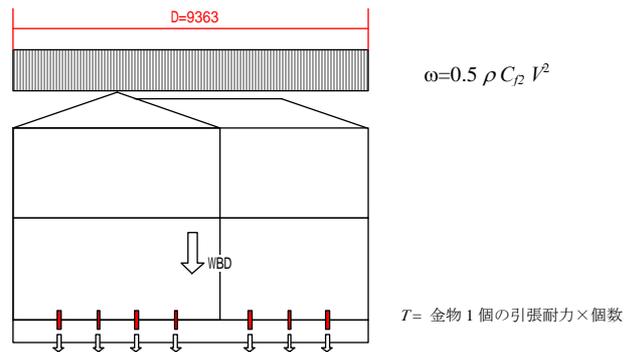


図 5.4-2 想定した風圧力分布

(3) 水平方向の風力によって生じる水平力により、1層が層崩壊する場合

ここでは水平方向の風力によって生じる水平力により 1 層が層崩壊する場合の風速の計算を行う。当該建築物の被災直後の航空写真によると、竜巻による旋回流は南から北の方向に作用したと推測されるため、ここでは梁間方向の南から北へ風力が作用したと仮定する。一方、建物の耐力は入手した耐力壁の荷重-変形関係の短期許容せん断耐力の 1.5 倍を単位長さあたりの水平耐力とし、壁長を乗じることで、1 層の崩壊メカニズム時の層せん断力とした。

1 層梁間方向の層せん断力

$$Q_s = Q_d \times 1.5 = 8690.5 \text{ (kgf)} \times 9.8 / 1000 \times 1.5 = 127.75 \text{ (kN)}$$

建築物に作用する風力による水平力 (P_h) は建築物の壁面 ($B \times$ 小屋の半分までの高さ) に作用する風圧力 ($0.5 \rho V^2 \times C_{th}$) を鉛直方向に積分して算定している ((5.4.3) 式)。ここで、 q は速度圧 (N/m^2) を表し、 C_{th} は建築物の壁面の風力係数である。

$$P_h = B \int_0^H q C_{th} x dx \quad (\text{N}) \quad (5.4.3)$$

$$q = 0.5 \rho V^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (5.4.4)$$

ここで想定した風圧力分布を図 5.4-3 に示す。壁面の風力係数 $C_{th}=1.2$ を仮定すると、1 階層崩壊時風速は

$$V = 57\text{m/s}$$

と推定される。

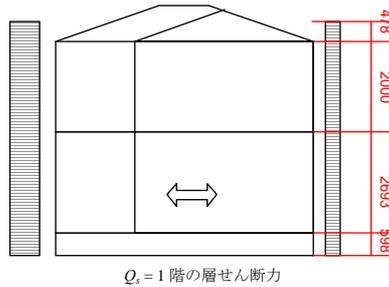


図 5.4-3 想定した風圧力分布

(4) 水平方向の風力によって生じる転倒モーメントにより、柱脚部が崩壊する場合

ここでは、水平方向の風力によって生じる転倒モーメントにより、柱脚部の接合部が破壊する場合の風速の計算を行う。建物に作用する風力は、5.3節の検討と同様に、下記の2通りのケースを想定して計算を行った。

ケース1：竜巻の水平方向の旋回流のみが建築物に作用する場合

ケース2：ケース1に加えて竜巻による急激な気圧降下が建築物に作用する場合

① 竜巻の水平方向の旋回流のみが建築物に作用する場合

転倒抵抗モーメント M_w (Nm)、水平方向の風力による転倒モーメント M_h (Nm)、鉛直方向の風力による転倒モーメント M_v (Nm)とする。ここで、建築物の基礎回転中心周りの転倒抵抗モーメント M_w は建築物総重量 W に建築物梁間長さ D の半分を乗じて算定し、回転中心からの距離の比率に応じた柱脚金物の引張力 ($9.24 \times x/D$: x は回転中心からの距離) が転倒抵抗モーメントに寄与すると仮定する(式(5.4.5))。一方、風力による転倒モーメント (M_h 及び M_v) は建築物の屋根面と建築物桁行の壁面に作用する風圧力 ($0.5 \rho V^2 \times C_{fh}$ または C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4}) を積分して算定している(式(5.4.6)、式(5.4.7)～(5.4.8))。ここで、 q は速度圧 (N/m^2) を表し、 C_{fh} は建築物桁行の壁面の風力係数、 C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4} はそれぞれ寄棟屋根に作用する鉛直上向きの風力係数である。 $B(x)$ は屋根面を三角形と、台形に領域分割した際の各領域の幅の関数である。 x_1 、 x_2 は領域の積分における始点、終点の回転中心から見た距離である。

$$M_w = W \times (D/2) \times 1000 + \Sigma(T \times x / D \times x) \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.5)$$

$$M_h = B \int_0^H (0.5 \rho C_{fh} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.6)$$

$$q = 0.5 \rho V^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (5.4.7)$$

$$M_v = \int_{x_1}^{x_2} C_{fv1} \sin \theta x B(x) dx + \int_{x_1}^{x_2} C_{fv2} \sin \theta x B(x) dx + \int_{x_1}^{x_2} C_{fv3} \sin \theta x B(x) dx + \int_{x_1}^{x_2} C_{fv4} \sin \theta x B(x) dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.8)$$

ここで想定した風圧力分布を図 5.4-4(a) に示す。鉛直上向きの風力係数 C_{fv1} 、 C_{fv2} 、 C_{fv3} 、 C_{fv4} としては、参考文献 5.4) に掲載されている寄棟屋根を有する建築物に作用する外圧係数 ($C_{fv1} = -1.0$ 、 $C_{fv2} = -0.5$ 、 $C_{fv3} = -0.67$ 、 $C_{fv4} = -0.5$) を仮定し、建築物桁行の壁面の風力係数 $C_{fh} = 1.2$ を仮定すると、転倒開始風速は

$$V = 94 \text{ m/s}$$

と推定される。

② ①に加えて竜巻による急激な気圧降下が建築物に作用する場合

5.3節における検討と同様にここで、鉛直上向きの風力係数 C_{fv} と建築物桁行の壁面の風力係数 C_{fh} は、既往の風圧実験結果^{5.3)}を援用する(5.3節の参考2参照)。

①での検討と同様に建築物の基礎回転中心周りの転倒抵抗モーメント M_w は建築物総重量 W に建築物張間長さ D の半分を乗じて、回転中心からみて、最も遠い外周壁の柱脚金物の引張力を考慮して算定している(式(5.4.9))。一方、風力による転倒モーメント (M_h 及び M_v) は建築物の屋根面 ($B \times D$) と建築物桁行の壁面 ($B \times H$) に作用する風圧力 ($0.5 \rho V^2 \times C_{fh}$ または C_{fv}) を積分して算定している(式(5.4.10)、式(5.4.11))。

$$M_w = W \times (D/2) \times 1000 + \Sigma(T \times x / D \times x) \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.9)$$

$$M_h = B \int_0^H (0.5 \rho C_{fh} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.10)$$

$$M_v = B \int_0^D (0.5 \rho C_{fv} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.4.11)$$

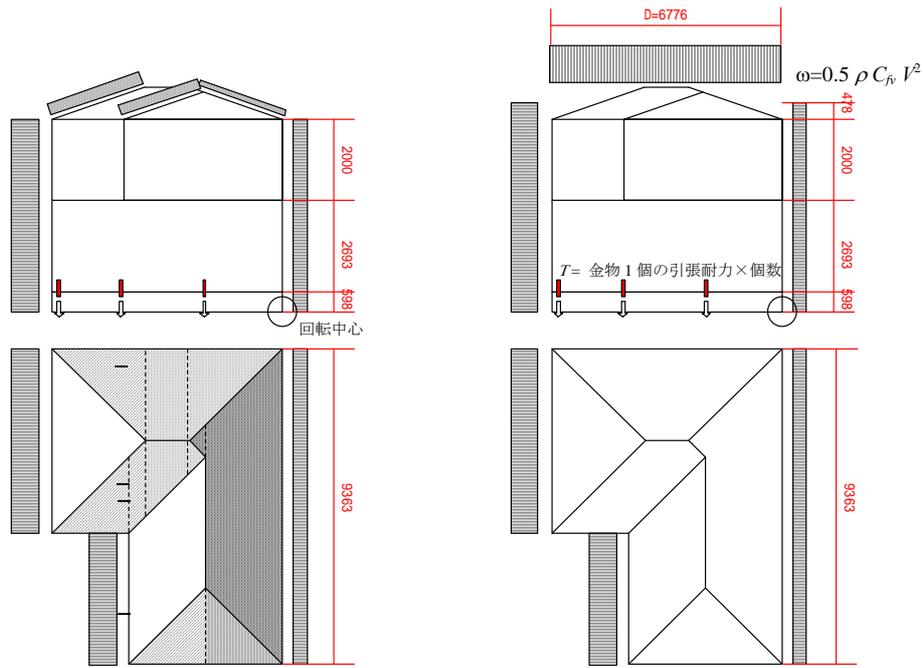
ここで想定した風圧力分布を図5.4-4(b)に示す。5.3節の参考2に示す竜巻状旋回流による風圧実験(参図1、参表1参照)の結果を踏まえて、鉛直上向きの風力係数を $C_{fv} = -1.8$ とする。また、竜巻状旋回流が反時計周りに建築物に作用するものとして、建築物桁行の壁面の風力係数を $C_{fh} = 2.0$ 又は 1.2 とすると、転倒開始風速は

$$V = 56 \text{ m/s (建築物桁行の壁面の風力係数 } C_{fh} \text{ が } 2.0 \text{ の場合) 又は} \\ 62 \text{ m/s (建築物桁行の壁面の風力係数 } C_{fh} \text{ が } 1.2 \text{ の場合)}$$

と推定される。

以上の検討より、想定する崩壊メカニズムと竜巻の作用条件によって風速の推定結果に幅のある結果となったが、以下の3つの崩壊メカニズムの場合が他のメカニズムと比較して、比較的低い風速時(50~60m/s程度)に発生する可能性が高いことが推測される。

- ・ 鉛直上向きの風力によって小屋組が飛散する場合
- ・ 水平方向の風力によって生じる水平力により、1層が層崩壊する場合
- ・ 竜巻による急激な気圧降下も考慮した場合に、水平方向の風力によって生じる転倒モーメントにより、柱脚部が崩壊する場合



① $C_{f1} = -1.0$ ② $C_{f2} = -0.5$ ③ $C_{f3} = -0.67$ ④ $C_{f4} = -0.5$
 (a) 水平方向の旋回流のみが作用する場合 (b) 急激な気圧降下が作用する場合

図 5.4-4 想定した風圧力分布

5.5 崩壊した鉄骨造建築物

写真 5.5-1 に示す建築物（つくば市水守地区）は 1×1 スパン 鉄骨造 2 階建てであり、基礎及び上部構造の崩壊を伴い原位置から車道を挟んだ反対側まで飛ばされて転倒していた。また、写真に示すように 1 階の柱頭では張間（弱軸）方向に曲げ破壊が生じ、ベースプレートでは柱脚ボルトが破断した形跡が確認された。基礎は布基礎と思われるが部分的に破壊されており、明確な形状は確認できなかった。周辺に被災した建築物は確認されていない。



写真 5.5-1 崩壊した鉄骨造建築物

建築物の原位置における基礎跡の寸法から、床平面は張間 11.5 m×桁行 7.0 m と推定された。階高は被災建築物の採寸結果から、1 階 3.5 m、2 階 1.8 m と推定された。1 階柱は H 形鋼（175×175×7.5×11 mm）であり、柱脚ボルトは孔径より 2M16 と推定された。また、崩壊メカニズムは張間方向の 1 階層崩壊とし、柱脚はピン支承

と仮定している。なお、ここでは建築物重量算定が困難であるため、柱曲げ終局モーメントに寄与する柱軸力及び鉛直上向き方向の風力を無視している。

当該建築物に対して一様な水平流を想定した風力係数(水平方向)で算定した風力が、当該建築物の骨組の水平耐力に達する時の風速は、以下のとおり算定される。

桁行長さ B (m)、張間長さ D (m)、1階階高 H_1 (m)、2階階高 H_2 (m) とする。

建築物張間方向の崩壊メカニズム時層せん断力 Q_m (N)、水平方向の風力による層せん断力 Q_h (N) とする。

ここで、建築物張間方向の崩壊メカニズム時層せん断力 Q_m は、柱頭弱軸周りの全塑性モーメント M_p を1階階高で除して柱1本当たりのせん断力を算定し、架構を形成する柱4本のせん断力を加算することにより算定している(式(5.5.2))。また、柱頭全塑性モーメント M_p は塑性断面係数 Z_p (当該建築物の柱部材の場合は 172000 mm^3) に鉄骨降伏応力度 $\cdot \sigma_y$ (本検討では 300 N/mm^2 と仮定している) を乗じて算定している((5.5.1)式)。一方、風力による層せん断力(Q_h)は1階中央高さ $H_1/2$ から建築物高さ H_1+H_2 までの建築物桁行の壁面($B \times (H_2+H_1/2)$)に作用する風圧力($0.5 \rho V^2 \times C_{fh}$)を積分して算定している(式(5.5.3))。ここで、 C_{fh} は建築物桁行の壁面の風力係数である。

$$M_p = Z_p \times \sigma_y / 1000 \quad (\text{Nm}) \quad (5.5.1)$$

$$Q_m = 4 \times M_p / H_1 \quad (\text{Nm}) \quad (5.5.2)$$

$$Q_h = B \int_{H_1/2}^{H_1+H_2} (0.5 \rho C_{fh} V^2) dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.5.3)$$

想定した風圧力分布を図5.5-1に示す。建築物桁行の壁面の風力係数 $C_{fh}=1.2$ を仮定すると、崩壊開始風速は

$$V = 45 \text{ m/s}$$

と推定される。

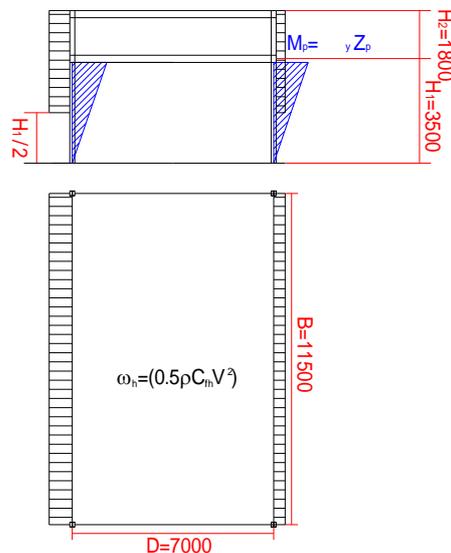


図 5.5-1 想定した風圧力分布

5.6 傾斜した鉄骨造建築物

写真 5.6-1 に示す建築物（つくば市北条地区）は1×3 スパン鉄骨造平屋であり、桁行方向の引張ブレース端部のせん断ボルトの破断（破断位置が上端か下端かはブレースにより異なる）を伴い、桁行方向に変形角 1/10 rad 程度傾斜していた。周辺には転倒した木造建築物（写真 3.1-1）、土台基礎を残し上部構造が飛散した木造建築物（写真 3.1-13）等が確認され、竜巻で生じた突風により建築物等に甚大な被害が確認された地域である。



写真 5.6-1 傾斜した鉄骨造建築物

建築物の採寸結果から床平面は12×9mと推定された。屋根は切妻山形屋根であり、建築物高さはレーザー距離計により計測し、棟高6.8m、軒高5.0mと推定された。桁行構面にはブレース材(ターンバックル (M16))が使用されているが、胴縁だけで圧縮桁梁材は確認できなかった。羽子板がせん断ボルト1本(孔径からM12と推定される)でガセットプレート(板厚4mm)に止められているのみであった。通常せん断ボルトは引張荷重が作用する部分に使用されるものであり、本検討ではボルトの終局せん断耐力を引張耐力の概ね6割程度と仮定し、建築物の崩壊メカニズムは桁行ブレース端部破壊に伴う層崩壊としている。

当該建築物に対して一様な水平流を想定した風力係数(水平方向)で算定した風力が、当該建築物の骨組の水平耐力に達する時の風速レベルを算定した。

桁行長さ B (m)、張間長さ D (m)、棟高 H_0 (m)、軒高 H_1 (m) とする。

建築物桁行方向の崩壊メカニズム時層せん断力 Q_m (N)、水平方向の風力による層せん断力 Q_b (N) とする。

ここで、建築物桁行方向の崩壊メカニズム時層せん断力 Q_m は、架構を形成する4本の引張ブレースの引張耐力 P_b を加算し、水平方向の抵抗力に換算することにより算定している(式(5.6.2))。引張ブレースの引張耐力 P_b はブレース端部せん断ボルト(M12)のせん断耐力が概ねボルト引張耐力 T_b (M12ボルトの場合35.4kN)の6割程度と仮定して算定している(式(5.6.1))。一方、風力による層せん断力(Q_b)は1階中央高さ $H_1/2$ から建築物棟高 H_0 までの建築物張間の壁面に作用する風圧力($0.5\rho V^2 \times C_{fn}$)を積分して算定している((5.6.3)式)。ここで、 C_{fn} は建築物張間の壁面の風力係数である。

$$P_b = T_b \times 0.6 \times 1000 \quad (\text{N}) \quad (5.6.1)$$

$$Q_m = 4 \times P_b \times (D/3) / (H_1^2 + (D/3)^2)^{0.5} \quad (\text{N}) \quad (5.6.2)$$

$$Q_h = \int_{H_1/2}^{H_0} B(x)(0.5\rho C_{fh}V^2) dx \quad (\text{N}) \quad (5.6.3)$$

想定した風圧力分布を図 5.6-1 に示す。建築物張間の壁面の風力係数 $C_{fh}=1.2$ を仮定すると、崩壊開始風速は

$$V = 49 \text{ m/s}$$

と推定される。

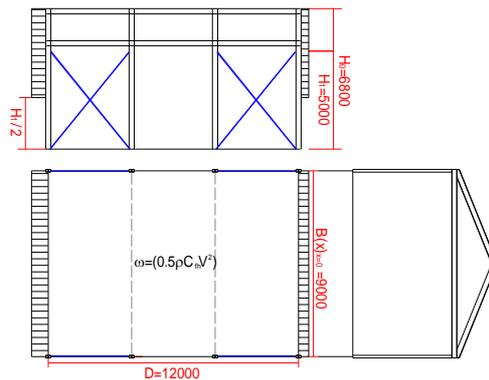


図 5.6-1 想定した風圧力分布

5.7 面外方向に転倒した石塀

写真 5.7-1 に示す工作物（つくば市大砂地区）は大谷石による塀であり、石材間に挟まれた鉄筋が底部で土台に 3cm ほど定着されていた。この底部鉄筋の引張定着破壊を伴い、塀全体の形を保ったまま面外方向に転倒していた。周辺では木造建築物の傾斜被害が確認されている。



写真 5.7-1 転倒した石塀

当該工作物の採寸結果から石材寸法は幅 0.3 m×長さ 0.9 m×高さ 1.2 m であり、高さ方向に 4 段(最上段に一体化されていない笠石)積まれていたものと推定された。抜け出した鉄筋(D10)は 1 段目石材の底面の幅中央位置に石材と石材の間に 1 本ずつ配筋されており、定着長さは 35 mm であった。崩壊メカニズムは風下側の底辺(図 5.7-1 の工作物底辺)を面外転倒回転中心と仮定し、定着長さの短い鉄筋の影響は無視している。一方、工作物重量 W は

石材密度が 1.7 ton/m³ と仮定して、1 スパン(石材 4 ブロック) 当たり 2.7 kN と算定した。

工作物 1 スパンに対して一様な水平流を想定した風力係数(水平方向)で算定した風力が、面外転倒抵抗モーメントに達する時の風速を算定した。

長さ B (m)、幅 D (m)、高さ H (m) とする。

工作物 1 スパン当たりの転倒抵抗モーメント M_w (Nm)、工作物 1 スパンに作用する水平方向の風力による転倒モーメント M_h (Nm) とする。

ここで、面外転倒回転中心周りの転倒抵抗モーメント M_w は 1 スパン(石材 4 ブロック)の工作物重量 W に幅 D の半分を乗じて算定している(式(5.7.1))。一方、風力による転倒モーメント M_h は石材工作物 1 スパンの壁面 ($B \times H$) に作用する風圧力 ($0.5 \rho V^2 \times C_{fh}$) を積分して算定している(式(5.7.2))。

$$M_w = W \times (D/2) \times 1000 \quad (\text{Nm}) \quad (5.7.1)$$

$$M_h = B \int_0^H (0.5 \rho C_{fh} V^2) x dx \quad (\text{Nm}) \quad (5.7.2)$$

想定した風圧力分布を図 5.7-1 に示す。工作物壁面の風力係数 $C_{fh}=1.2$ を仮定すると、転倒開始風速は

$$V = 21 \text{ m/s}$$

と推定される。

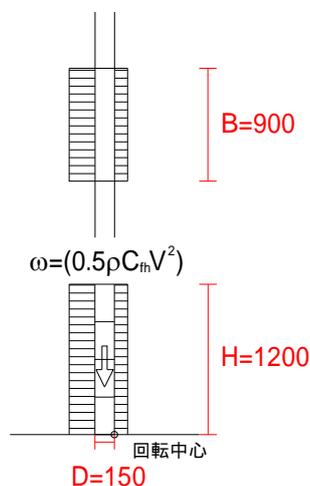


図 5.7-1 想定した風圧力分布

5.8 風速の推定結果に関する考察

喜々津らは既往の研究^{5.5)}において、拡張フジタスケール EF5 規模の竜巻による住家被害の分布状況から得た風速の推定結果とランキン渦モデルに基づく風速分布との比較を行なっている。本節ではこれと同様に、5.3～5.7 節に示した竜巻により生じた突風による被災構造物から推定される最小風速値 V (m/s) とランキン渦モデルに基づく風速分布の比較を行った。

ここでは、ランキン渦モデルにおける最大接線風速 V_{lm} (m/s) は、転倒した木造建築物 (5.3 節) における転倒開始風速 (一様な水平流を仮定したモデル、急激な気圧降下を考慮したモデル) を直接仮定している。竜巻の移

動速度については、当該建築物が竜巻進行方向にほぼ直交する方向に転倒していたため、推定された風速値に与える影響が少ないと考え、ここでは無視している。他の構造物に関しては推定された風速値に竜巻の移動速度が少なからず含まれていると考えられるが、構造物の倒壊方向は風力の主軸方向で定まっていなため、明確に区分することが困難であり本検討では無視している。なお、気象研究所の発表において当該竜巻の平均移動速度は17 (m/s)とされている^{5,6)}。最大接線風速に対応するコア半径 R_m (m)については前述のとおり被害中心線と竜巻経路の中心との距離から35mと仮定し、竜巻経路の中心から被災構造物までの距離を r (m)としている。なお、本検討で対象にした被災構造物はいずれも竜巻の進行方向右側に位置していた。

図 5.8-1 に被災構造物から推定される最小風速値とランキン渦モデルに基づく風速分布を比較して示す。全体として竜巻の中心経路からの距離に応じて推定風速が低下する傾向が確認された。気圧降下を考慮した場合に5.3節に示す建築物が転倒開始する風速、気圧降下を考慮した場合の5.4節に示す上部構造飛散建築物が転倒モーメントにより柱脚部が崩壊開始する風速、5.5節に示す鉄骨造建築物が崩壊開始する風速はランキン渦モデルと良い対応関係が確認された。

5.6節に示す傾斜した鉄骨造建築物については竜巻経路の中心から当該建築物までやや離れているにも関わらず、大きな崩壊開始風速値を示した。これは、骨組耐力をボルトのせん断耐力に基づいて算定した点等、推定時の仮定に不確かさがあることに起因していると考えられる。また、5.7節に示す転倒した石塀はコア半径内に相当する範囲に位置しているが、非常に小さい転倒開始風速に留まっている。

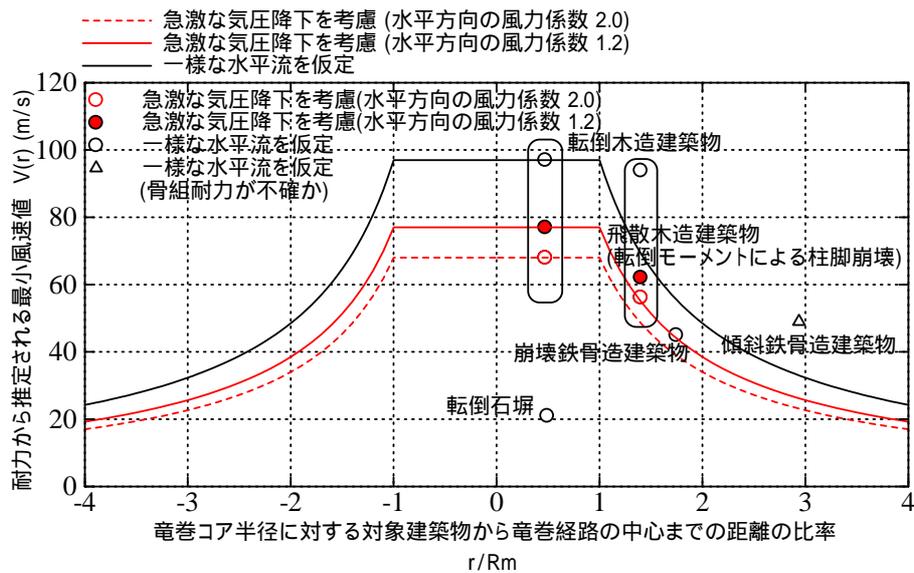


図 5.8-1 推定風速とランキン渦モデルに基づく風速の比較

参考文献

- 5.1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人 建築研究所：平成 24 年 5 月 6 日に茨城県つくば市で発生した突風による建築物被害（速報），2012. 5
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h24tsukuba/h24tsukuba.pdf>，又は
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/activities/other/disaster/kaze/2012tsukuba/120506-tsukuba.pdf>
- 5.2) Emil Simiu, Robert H. Scanlan : Wind Effects on Structures, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc., pp.551-575, 1996
- 5.3) 喜々津仁密，パーサ サーカー，フレッド ハーン：竜巻状気流発生装置を活用した低層建築物に作用する風力特性に関する基礎的研究，第 21 回風工学シンポジウム論文集，Vol. 21, pp.149-154, 2010
- 5.4) 中村修，河井宏允，奥田泰雄，岡田恒：「風圧力、耐風設計等の基準の合理化に関する調査」の実施結果報告，ビルディングレター，日本建築センター，pp.2-5, 2012. 1
- 5.5) 喜々津仁密，パーサ サーカー：2008 年 5 月に米国アイオワ州で発生したトルネードによる建築物被害に関する後日調査，日本風工学会論文集，Vol. 35, No. 3, pp.73-87, 2010
- 5.6) 気象研究所：平成 24 年 5 月 6 日に茨城県つくば市付近で発生した竜巻について、
2012. 5. 11<http://www.jma.go.jp/jma/menu/tatsumaki-portal/kishouken-kaiseiki.pdf>