

2. 風による足場の倒壊に関する危険性評価*

大幢勝利**, 日野泰道**, 米山義範***

2. Hazard Evaluation for Collapse of Scaffolds due to Wind*

by Katsutoshi OHDO**, Yasumichi HINO** and Yoshinori YONEYAMA***

Abstract: Temporary scaffolds are typically covered with plastic sheets in Japan to prevent construction equipment from falling from the scaffolds. However, wind loads which act on the scaffolds are significant due to these sheets. This seriously impacts safety because wind loads have a large effect on the stability of the scaffolds due to the scaffolds' inherent instability under horizontal loads. In fact, the scaffolds often collapse under strong winds during construction and many people have been injured and killed.

The first design code for scaffolds under wind loads was provided about twenty years ago to prevent these fatal accidents, but despite the introduction of the new code several accidents have happened. In the design code, calculation methods of wind loads which act on the scaffolds were described, but the collapse mechanism of the scaffolds due to wind has not been examined in detail. When scaffolds collapse under wind loads, they frequently collapse progressively. This progressive collapse often leads to the local failure of a member, causing suddenly large-scale accidents. In the design code for scaffolds, only the strength of each member is checked, but progressive collapse scenarios are not considered. Therefore, to prevent such large-scale collapse accidents, it is necessary to examine the reliability of the scaffold structural system in light of these local failures.

In this study, progressive collapse of these scaffolds under winds was simulated and the reliability of the scaffolding system was evaluated. The reliability of these structural systems was analyzed by modeling the scaffolds as series and parallel systems. The scaffolding system is comprised of complex frame structures and has a very large number of failure modes. To avoid enumerating numerous failure modes, an optimization method was employed in the analysis and the probability of collapse was analyzed only for the dominant failure modes. In determining the reliability, the limited state equations involved non-normal variables, e.g., non-normal wind speed. For incorporating the non-normal random variables into reliability analyses, the first-order reliability method (FORM) was used in the analysis. In this study, the collapse mechanisms of typical scaffolds are examined.

The results show that there may be a high risk in the integrity of the scaffolds, even if the safety of the scaffolds was implied by the design code. It is proposed that the ties need to be installed within every 2 stories and 1 bay (or 1 story and 2 bays) when mesh sheets or solid sheets are used.

Keywords; Reliability analysis, Scaffolds, Progressive collapse, Wind, Structural system

* 平成 11 年 12 月 ICASP8 に一部発表した。

** 建設安全研究部 Construction Safety Research Division

*** 科学技術振興事業団, 重点研究支援協力員 Supporting Staff for Priority Research, Japan Science and Technology Cooperation

1. はじめに

足場等の仮設構造物は、組立・解体を容易にするため非常に軽い部材で構成されており、接合部はピンやクランプなど簡易なものとなっている。また、墜落や飛来・落下物災害防止を目的として、足場の外周部はメッシュシート等で囲まれていることが多い。このため、風荷重に対する足場の安定性が問題となっており、実際に強風時に多くの倒壊災害が発生している。

これらの倒壊災害について事例調査した結果、1箇所の壁つなぎが破壊したことをきっかけに、他の壁つなぎに2次的、3次的な破壊が連鎖的に発生し、最終的に大規模な倒壊に発展したケースが多く見られた。このような連鎖的な破壊による倒壊災害は大きな被害を及ぼすことが多く、過去においては4名が死傷する大惨事も発生している。しかしながら、壁つなぎの2次的、3次的な破壊による倒壊現象について検討されたことはほとんどなく、このような足場の連鎖的な倒壊に対する危険性評価がなされたことはない。

そこで、本研究では足場の風による倒壊災害防止の基礎資料を得るために、風荷重により足場の壁つなぎが連鎖的に倒壊していく現象を、並・直列システムによりモデル化し信頼性解析を行い、構造システム全体の危険性を確率的に評価した。その際、実際に倒壊した足場をモデルに、この足場の倒壊現象を確率的に評価するとともに、足場を補強する壁つなぎの本数や風速など各種条件を変化させた場合の構造システム全体の危険性について検討した。

2 信頼性解析方法

本研究では、信頼性解析は以下の手順により行った。

- ① 強風に対する足場の現行の設計方法¹⁾に基づき、足場に作用する平均風力を求める。
- ② 解析モデルに対しガスト応答解析を行い、平均風

力に変動荷重を加えた等価静的荷重を求める。

- ③ 解析モデルに等価静的荷重を与えて壁つなぎに生じる軸力を求め、FORMにより破壊確率を求める。
- ④ β -unzipping法により卓越した破壊モードを求める。
- ⑤ 各破壊モードを並・直列システムで表し、構造システム全体の破壊確率を求める。

2.1 解析モデル

本研究では、実際に倒壊した枠組み足場を解析の対象とし、解析1として倒壊災害を再現した解析を行いこの足場の危険性について検討した。さらに、解析2としてこの足場を補強する壁つなぎの配置を各種変化させて信頼性解析を行い、設計風速毎に構造システム全体の破壊確率を求めた。

倒壊した枠組み足場を Fig. 1 に示す。この災害は東京の都心部で発生したものであり、災害現場周辺の状況を Fig. 2 に示す。倒壊した足場は、Fig. 2 の A の構面に立てられていたものである。Fig. 2 のビルに記された数字は、ビルの高さ (m) を表す。

この足場は目撃者の証言から、シートに生じた負圧により Fig. 1 の左上から右側に向かってはがれるように次々と倒壊したと考えられる。そこで、倒壊した構面 A の足場の内、最初の破壊のきっかけ部分である Fig. 1 の左上部の 10 層 (鉛直方向 10 段) 9 スパン (水平方向 9 列) 分を対象として、解析1に対し Fig. 3 のようにモデル化した。Fig. 3 には、水平荷重 (風荷重) に対する支点として壁つなぎが示してあるが、倒壊した足場にはこの位置に壁つなぎが取り付けられていたものと推定されている。足場は建物から 2.6m 突出しており、この部分を除いた足場全面に養生シートが張られているものとする。

解析2では実際の施工時に参照できるように、考え得るあらゆる壁つなぎの配列に対し解析を行うこととした。壁つなぎの配列は実際の施工を考えてランダムに

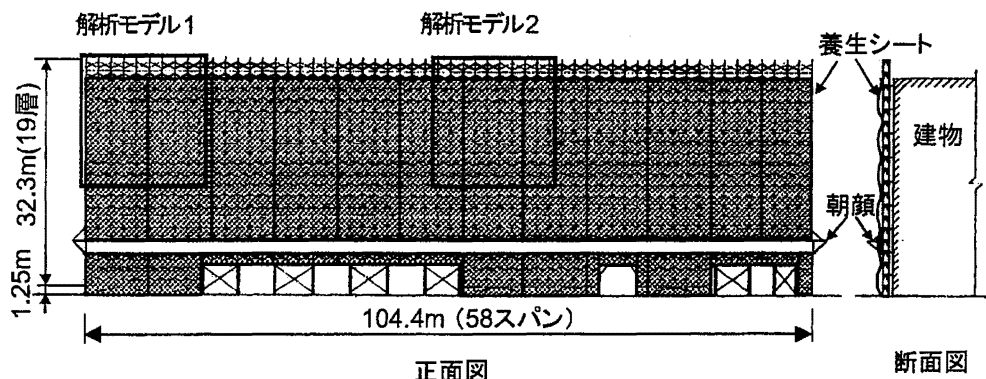


Fig. 1 Collapsed scaffolds.
倒壊した枠組み足場

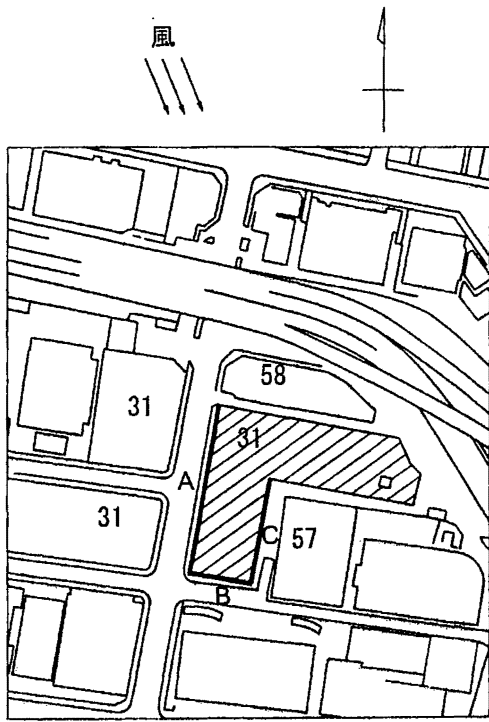


Fig. 2 The accident site surrounding buildings.
災害現場周辺の略図

せず、2層1スパン毎というように規則正しい配列とした。枠組み足場の場合、法令では壁つなぎを垂直方向9m、水平方向8m（5層4スパン）以内に取り付けるよう規定されているが、これは鉛直荷重に対する座屈等を考慮した数値であり、風荷重のような水平荷重を考慮したものではない。よって、本解析では壁つなぎをより密に取り付けるものとして、壁つなぎの間隔が3層または3スパン以内の配列に対し解析を行った。グリーンネットの場合、施工教育用テキストでは3層3スパン以内に壁つなぎを取り付けることが推奨されている²⁾。

解析モデルは Fig. 3 と同じ寸法としたが、対象とする足場は端部より中央部の方が風荷重が大きいので、Fig. 1 に示すように中央上部をモデル化した。解析対象とした壁つなぎの配列を Fig. 4 に示す。壁つなぎの間隔が最大となる3層3スパンについては、労働安全衛生法に基づく規格（鋼管足場用の部材及び付属金具の規格、以下、構造規格）に示された強度を有する壁つなぎを用いても、前述した現行の設計方法¹⁾を満足しない構造のため解析しないこととした。上層2段は、建物から突出しているため壁つなぎを取り付けることができないが、単管パイプ等により壁つなぎと同等の強度で補強するものとして解析した。

2.2 部材強度

風荷重によって影響を受ける部材は支柱と壁つなぎであるが、この風荷重によって生じる応力と部材強度の比を見ると、データは省略するが Fig. 3 の構造では壁つなぎに比べ支柱の強度比の方が1オーダー大きいので、本解析では壁つなぎについてのみ強度を検討することとした。倒壊した足場に使用されていた壁つなぎは、単管をクランプの摩擦により取り付ける簡易な構造のものであった。よって、解析1の倒壊災害の再現は、クランプの摩擦により抵抗する壁つなぎを対象として解析した。その際、仮設機材構造基準³⁾を参考に壁つなぎの平均強度を $f_{t1} = 7355N$ 、変動係数を10%とした。

一方、解析2では、構造規格を満足する壁つなぎを対象として解析した。本解析では、仮設機材構造基準などのように、構造規格に対し強度のばらつきを考慮し平均強度を設定することとし、同基準より壁つなぎの平均強度を $f_{t2} = 9810N$ 、変動係数を10%とした。

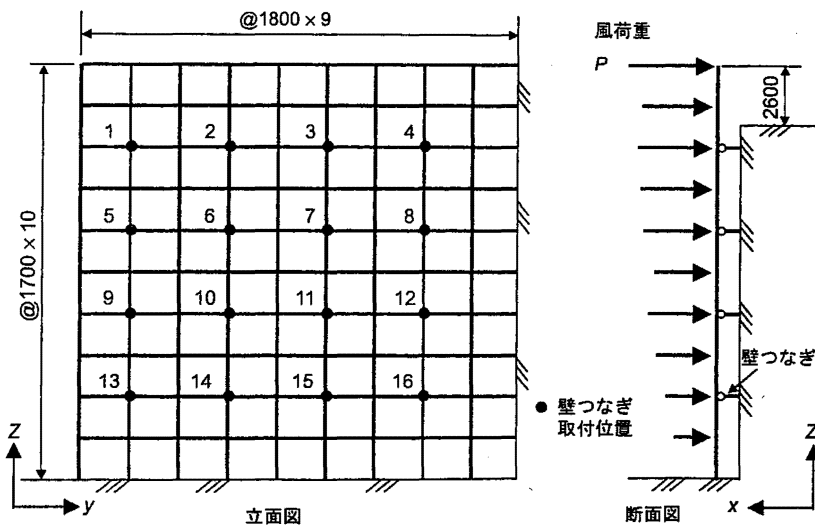


Fig. 3 Analysis model (Analysis 1).
解析モデル（解析1）

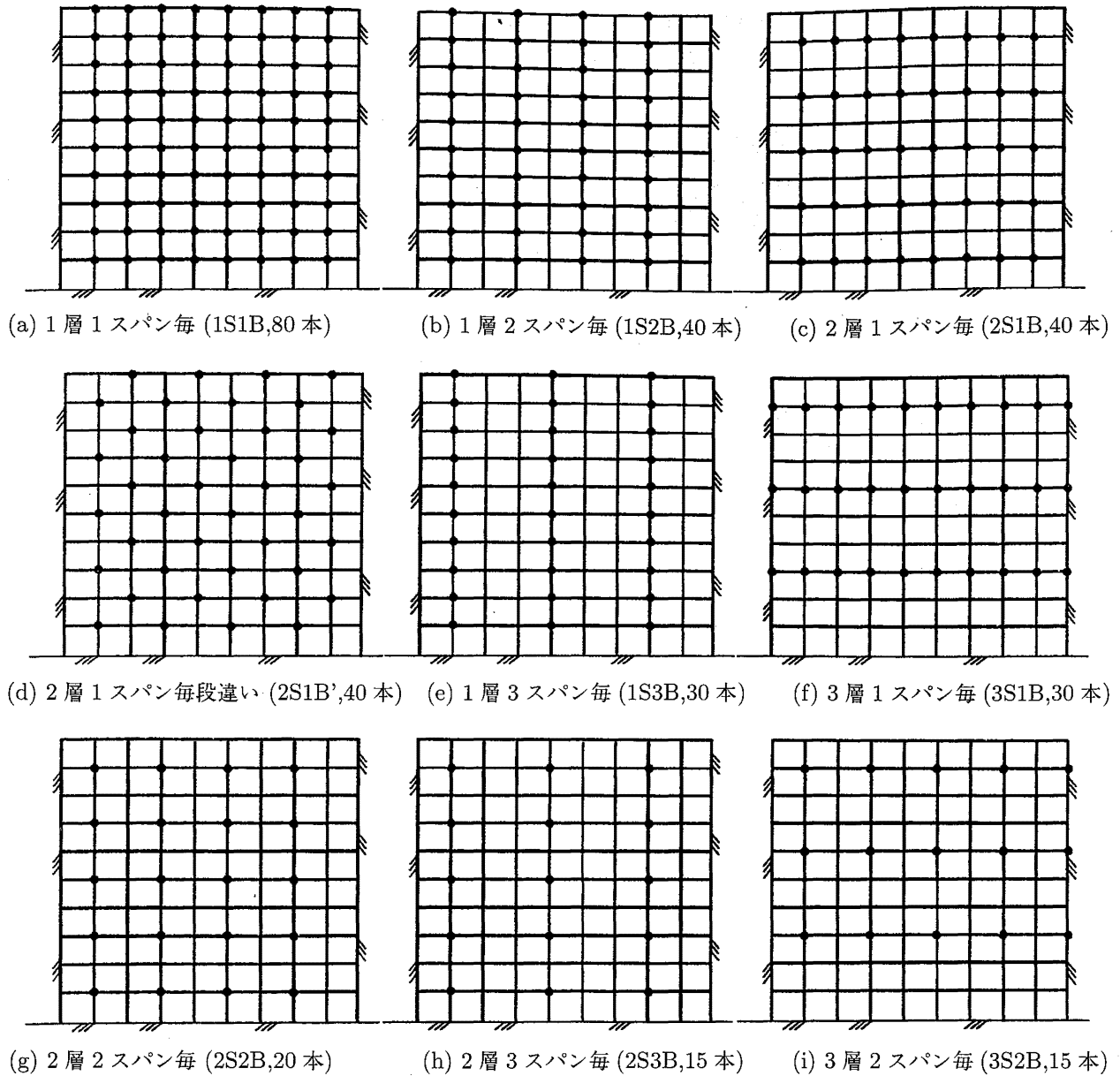


Fig. 4 Configuration of ties.
壁つなぎの配列

2.3 ガスト応答解析

現行の設計基準では、基準風速として再現期間12ヶ月の最大風速(10分間平均)の期待値に、突風率を乗じた最大瞬間風速(評価時間2~3秒)を用いて風荷重を算出している。これは、各部材が分担する風荷重の範囲を、隣の部材との間の中央までの範囲(数m四方)に限定しているためであり、このように非常に狭い範囲内では、最大瞬間風速が全領域に同時に作用するものとして風荷重を評価することができる。

本解析モデルの場合は、解析領域が高さ17.0m×幅16.2mと非常に広範囲である。最大瞬間風速がほぼ同時に作用すると見なせる変動の限界周期 T_c は、次の

式により表すことができる。

$$T_c = \frac{kL}{U} \tag{1}$$

ここで、

- k : 変動風圧のルートコヒーレンスの減衰定数 (=8とする)
- L : 2点間の距離(本解析モデルより=17mとする)
- U : 平均風速(現行の設計基準より評価すると≈20 m/sとなる)

式(1)を計算すると $T_c = 6.8$ 秒となり、本解析モデルの場合、現行の設計基準による評価時間2~3秒の最大瞬間風速は同時に作用しないと考えられる。この

ため、最大瞬間風速による評価ではなく、風の乱れによる風速変動やその空間的非同時性に起因した足場の不規則振動（ガスト応答またはバフエティングと呼ぶ）を考慮して風荷重を評価する必要がある。

この振動には、風方向振動、風直角方向振動、およびねじれ振動が考えられるが、足場の場合、壁つなぎが非常に密に取り付けられていることから、風直角方向振動やねじれ振動の影響は少ないと考えられる。よって、風方向振動のみを考慮してガスト応答解析を行うこととしたが、足場の振動に関しては測定データがないため、4層1スパンに組立てた足場（下端のみ固定、上端自由）に対し自由振動実験を行った。その結果、1次振動の固有振動数は2.54 Hzであった。本解析モデルでは、壁つなぎが最低でも3層以内に取り付けられており非常に密なため、固有振動数がさらに高くなると考えられる。これは、足場の風方向振動に対する剛性は小さいが、1層1スパンあたりの質量が約500Nと非常に軽いためである。風圧のパワースペクトル密度は高周波数領域で非常に小さくなるため、本解析モデルでは1次振動が支配的になり、さらに足場の共振効果は無視できるほど小さくなると考えられる。そこで、足場の1次振動について、応答に対する準静的成分のみを考慮してガスト応答解析を行い、風荷重を算出した。

2.4 多質点系の応答解析⁴⁾

各質点に風速変動によるランダム風力 $f_i(t)$ ($i = 1, 2, \dots, m$) を受ける多質点系の応答を考えると、振動方程式は次式のように表される。

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = \{f(t)\} \quad (2)$$

ここで、

$[m]$: 質量マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$\{x\}$: 変位ベクトル

$\{f(t)\}$: 風力ベクトル

s 次固有振動モードを $\{\phi_s\} = \{\phi_{1s}, \phi_{2s}, \dots, \phi_{ms}\}^T$ として、振動モードの直交性が減衰力にも成り立つと仮定すると、

$$\{\phi_s\}^T \{m\} \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 (s \neq r) \\ M_s (s = r) \end{cases} \quad (3)$$

$$\{\phi_s\}^T \{k\} \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 (s \neq r) \\ K_s (s = r) \end{cases} \quad (4)$$

$$\{\phi_s\}^T \{c\} \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 (s \neq r) \\ C_s (s = r) \end{cases} \quad (5)$$

および、

$$\{\phi_s\}^T \{f(t)\} = F_s(t) \quad (6)$$

とすると、次式に示す1次振動の1質点系振動方程式が得られる。

$$M_1 \ddot{q}_1(t) + C_1 \dot{q}_1(t) + K_1 q_1(t) = F_1(t) \quad (7)$$

$M_1, C_1, K_1, F_1(t), q_1(t)$ は、それぞれ1次振動の一般化質量、一般化減衰、一般化剛性、一般化風力、一般化変位である。

式(7)により求めた、1質点系振動方程式に対しガスト応答解析を行い、1次振動の一般化変位の標準偏差 σ_{q_1} を求める。得られた解より、次式のように j 質点の応答変位の標準偏差 σ_{x_j} を求め、 σ_{x_j} にピークファクターを乗ずることにより、 j 質点の応答変位の最大値 $x_{j,\max}$ を求めることとする。

$$\sigma_{x_j}^2 = \phi_{j1}^2 \sigma_{q_1}^2 \quad (8)$$

一般化変位の標準偏差 σ_{q_1} は、一般化変位 $q_1(t)$ のパワースペクトル密度を全周波数領域で積分することにより次式のように求めることができる。

$$\sigma_{q_1}^2 = \int_0^\infty S_{q_1}(n) dn \quad (9)$$

$$S_{q_1}(n) = \frac{1}{K_1^2} |\chi_1(n)|^2 S_{F_1}(n) \quad (10)$$

ここで、

$S_{q_1}(n)$: 一般化変位のパワースペクトル密度

$S_{F_1}(n)$: 一般化風力のパワースペクトル密度

$|\chi_1(n)|^2 / K_1^2$: 1次振動の機械的アドミッタンス

$$|\chi_1(n)|^2 = \frac{1}{\left\{1 - \left(\frac{n_1}{n}\right)^2\right\}^2 + 4h_1^2 \left(\frac{n}{n_1}\right)^2} \quad (11)$$

ここで、

n_1 : 1次振動の固有振動数

h_1 : 1次振動の減衰定数

式(11)の特性より、減衰定数 h_1 が小さいと、 $n < n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \approx 1$ 、 $n \approx n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \gg 1$ 、 $n > n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \approx 0$ となることから、式(8)は式(9)と式(10)より、近似的に次の二つの積分に分けて表すことができる。

$$\sigma_{x_j}^2 \approx \frac{\phi_{j1}^2}{K_1^2} \left\{ \int_0^\infty J_1(n) dn + J_1(n_1) \int_0^\infty |\chi_1(n)|^2 dn \right\} \quad (12)$$

ここで、

$J_1(n)$: 1次振動のジョイントアクセプタンス。
一般化風力のパワースペクトル密度に相当する。

式(12)の右辺括弧内第一項は準定常成分、第二項は共振成分を表すが、本解析では共振成分を考慮しないため、第一項についてのみ解析を行った。

式(12)のジョイントアクセプタンスは次のように表される。

$$J_1(n) = \int_h^H \int_h^H \int_0^B \int_0^B \rho^2 \phi_1(y_1, z_1) \phi_1(y_2, z_2) U(z_1) U(z_2) \times \left\{ \begin{array}{l} C_w(y_1, z_1) C_w(y_2, z_2) \\ - 2C_w(y_1, z_1) C_l(y_2, z_2) N(n) \\ + C_l(y_1, z_1) C_l(y_2, z_2) \end{array} \right\} \times |\chi_{up}(n)|^2 \sqrt{S_u(z_1, n)} \sqrt{S_u(z_2, n)} \text{Coh}(y_1, y_2, z_1, z_2, n) dy_1 dy_2 dz_1 dz_2 \quad (13)$$

ここで、

$C_w(y, z)$: (y, z) 点の風上面における平均風圧係数

$C_l(y, z)$: (y, z) 点の風下面における平均風圧係数

$N(n)$: 流れ方向の相関を表す係数。

風上面と風下面の距離に関連するが、足場の場合その距離が非常に近い場合ここでは $N(n) = 1$ とする。

$|\chi_{up}(n)|^2$ は風速・風圧アドミッタンスと呼ばれ、振動数領域において風速変動を風圧変動に結びつける変換子で、次式で与えられる。

$$|\chi_{up}(n)|^2 = \frac{1}{\left\{ 1 + 20 \left(\frac{nB}{U} \right)^2 \right\}^k} \quad (14)$$

平均風速 U は足場頂部の高さ H における風速 $U(H)$ 、 k は $2/3$ とする。

$S_u(z, n)$ は変動風速 $u(z, t)$ のパワースペクトル密度で、次のカルマン型の式⁵⁾を用いる。

$$S_u(z, n) = \frac{4\sigma_u^2 (L_x/U(z))}{\left\{ 1 + 70.8 (nL_x/U(z))^2 \right\}^{5/6}} \quad (15)$$

ここで、

σ_u : 変動風速 $u(z, t)$ の標準偏差。 $\sigma_u = U(z) \cdot I$ で表される。

I : 乱れの強さ。建築物荷重指針⁵⁾に示された地表面粗度区分と地表面からの高さ z によって決

まる値とする。

L_x : 変動風速 $u(z, t)$ の乱れのスケール
($= 100(z/30)^{0.5}$ とする)

$\text{Coh}(y_1, y_2, z_1, z_2, n)$ は変動風速の空間分布性状を周波数別の相関として表現するコ・コヒーレンスで、パワースペクトル密度との積で近似的に2点間のクロススペクトル密度を表現することができる。コ・コヒーレンスとして次式を用いることとする。

$$\text{Coh}(y_1, y_2, z_1, z_2, n) = \exp \left[- \frac{n \sqrt{k_y^2 (y_1 - y_2)^2 + k_z^2 (z_1 - z_2)^2}}{\frac{1}{2} \{ U(z_1) + U(z_2) \}} \right] \quad (16)$$

ここで、

k_y, k_z : コ・コヒーレンスの減衰定数 (=8 とする)

以上より、式(12)に示した j 質点の応答変位の標準偏差 σ_{xj} を求めることができる。 j 質点の応答変位の最大値 $x_{j, \max}$ は、標準偏差 σ_{xj} にピークファクター g_{xj} を乗ずることにより次式で与えられる。

$$x_{j, \max} = g_{xj} \sigma_{xj} \quad (17)$$

$$g_{xj} = \sqrt{2 \ln \nu_{xj} T} + \frac{0.577}{2 \ln \nu_{xj} T} \quad (18)$$

ここで、

T : 応答の評価時間。基準風速の評価時間が10分であることから600秒とする。

ν_{xj} : レベルクロッシング数。単位時間内に変動量 $x_j(t)$ が平均値を正の勾配で横切る回数の期待値で、次式で表す。

$$\nu_{xj} = \sqrt{\frac{\int_0^\infty n^2 S_{xj}(n) dn}{\int_0^\infty S_{xj}(n) dn}} \quad (19)$$

$$S_{xj}(n) = \phi_{j1}^2 S_{q1}(n) \quad (20)$$

2.5 変動風力を考慮した風荷重

平均風力による j 質点の応答の平均値を X_j とすると、 X_j を含む変動量 $x_j(t)$ の最大値 $X_{j, \max}$ は次式で表すことができる。

$$X_{j, \max} = X_j + g_{xj} \sigma_{xj} = G_j X_j \quad (21)$$

$$G_j = 1 + \frac{g_{xj} \sigma_{xj}}{X_j} \quad (22)$$

ここで、

G_j : j 質点のガスト影響係数

弾性範囲内であれば荷重と変位は比例するため、平均風力にガスト影響係数 G_j を乗ずれば、最大値 $X_{j,max}$ を与えるのに等価な静的荷重を求めることができる。よって、 j 質点に与える風荷重 P_j は次の式により求められる。

$$P_j = \frac{1}{2} \rho U_j^2 C_j A_j G_j \quad (23)$$

ここで、

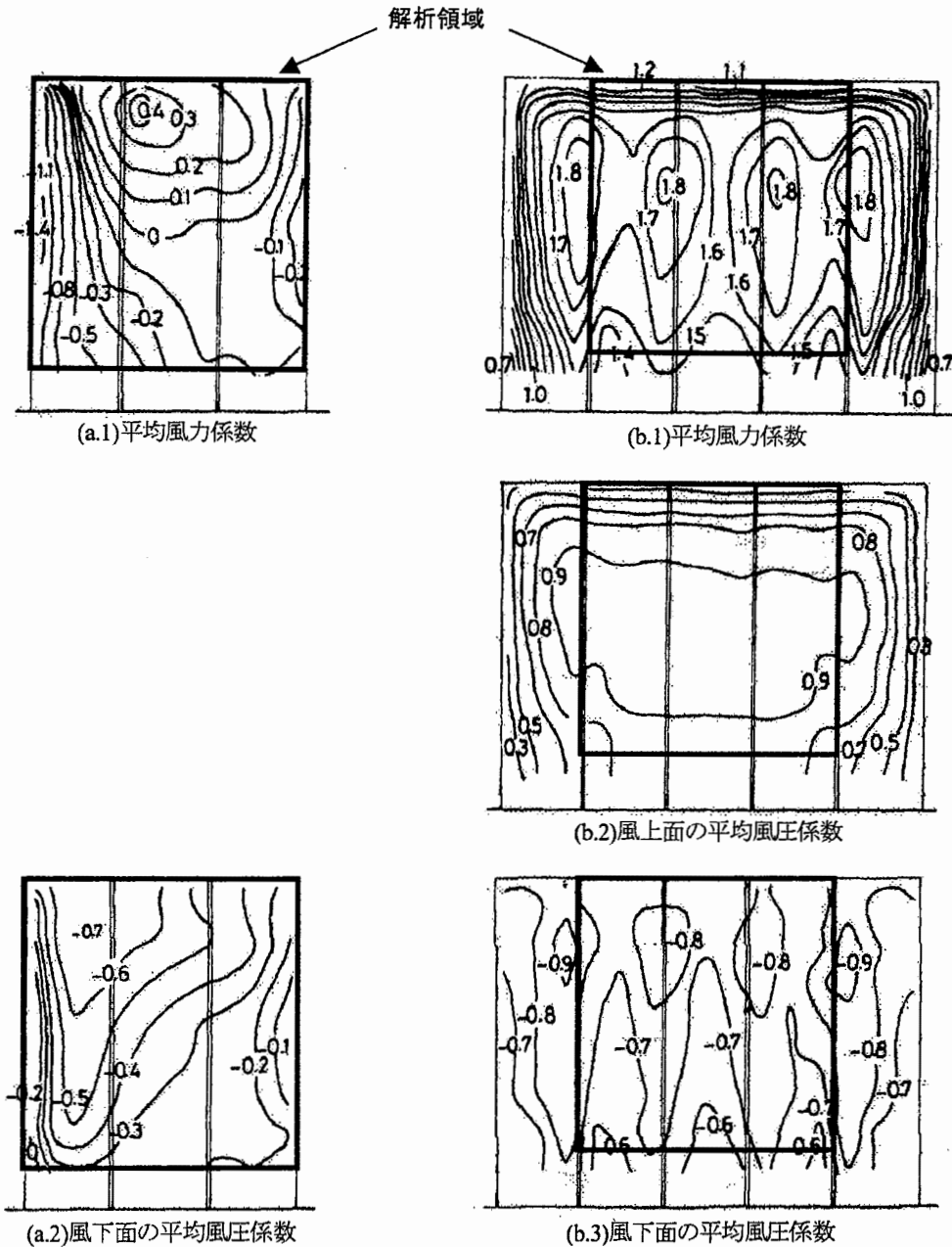
U_j : j 質点での平均風速

C_j : j 質点での平均風力係数

A_j : j 質点での風荷重の分担面積

j 質点での平均風速 U_j は、現行の足場の設計方法を基に次式により求める。

$$U_j = U_0 \cdot K_e \cdot E \cdot E_B \quad (24)$$



(a) 解析 1 での平均風圧係数の分布

(b) 解析 2 での平均風圧係数の分布

Fig. 5 Distribution of coefficient of mean wind pressure.
平均風圧係数の分布⁹⁾

ここで、

U_0 : 基準風速。再現期間 12ヶ月の最大風速
(10 分間平均) の期待値

K_e : 台風時割増係数

E : 鉛直分布係数

E_B : 近接高層建築物による割増係数

現行の足場の設計指針では、足場の供用期間は平均すると 1 年以内⁶⁾であることから、強風の再現期間を 12ヶ月として基準風速 U_0 を求めている。指針では、10 分間平均風速の月最大値の分布が Gumbel 分布に従うものとして U_0 を求めており、解析 1 の場合、対象とした足場が立っていたのは東京であることから $U_0 = 18 \text{ m/s}^7)$ とした。また、解析 2 では風速を 14~20 m/s まで 2 m/s 毎に変化させて解析した。風速 14 m/s というのは、地域毎に定められている基準風速 U_0 の最小値であり、20 m/s は最大値である。両解析とも、基準風速 U_0 の変動係数は東京で観測された 0.21⁸⁾とした。

台風時割増係数 K_e は、台風接近時でもシートやネット類を外さない場合の基準風速 U_0 の割増係数である。指針では九州、沖縄、山口では $K_e = 1.1 \sim 1.2$ となるが、その他の地域では $K_e = 1.0$ となる。

鉛直分布係数 E は、平均風速の鉛直分布がべき指数に従うものとして、建築物荷重指針⁵⁾の I~V の地表面粗度区分を用いて次の式により求める。次式では、大都市での足場の倒壊を想定し、東京の地表面粗度区分が V (10 階以上の高層建築物が密集する市街地) であることから V の値を用いている。

$$E = 0.50 \quad (z < Z_b) \quad (25)$$

$$= 1.7 \left(\frac{z}{Z_G} \right)^\alpha \quad (Z_b < z \leq Z_G)$$

ここで、

Z_b : 地表面粗度区分が V の時、20m

Z_G : 地表面粗度区分が V の時、650m

α : べき指数。地表面粗度区分が V の時、0.35

近接高層建築物による割増係数 E_B は、近接する高層建築物 (高さ H) からの距離 L によってその値が定められており、地上からの高さ $Z \leq H/2$ の範囲では $E_B = 1.1 \sim 1.3$ となる。しかし、 $Z > H/2$ の範囲では近接高層建築物の影響を受けないものとして、 L によらず $E_B = 1.0$ となる。Fig. 2 より、倒壊した構面 A の足場は左隣の 2 つのビルに影響を受けるが、どちらも高さ $H = 31 \text{ m}$ のため $H/2 = 15.5 \text{ m}$ となる。一方、解析モデルは地上からの高さが $Z = 16.55 \text{ m}$ 以上であることから、全ての範囲で $Z > H/2$ となる。よって、解析モデルの高さでは近接高層建築物の影響を受けない

ため $E_B = 1.0$ とする。

なお、前項の高さ z における平均風速 $U(z)$ も式 (24) より求めた。

式 (23) に示した j 質点での平均風力係数 C_j 、および前項で述べた風上面の平均風圧係数 C_w 、風下面の平均風圧係数 C_l は、Fig. 5 に示した足場に養生シートを張った場合の風洞実験の結果⁹⁾より求めることとした。解析 1 では、倒壊災害発生時のように足場の側面から風が吹き込んだ場合に、平均風力係数が最大となる分布を用いることとして、その分布を Fig. 5(a) に示す。解析 2 では、全風向の中で平均風力係数が最大となる分布を用いることとして、その分布を Fig. 5(b) に示す。

Fig. 5 より、1 層 1 スパン毎に各係数の分布を求め、 C_j 、 C_w 、 C_l を決定した。Fig. 5(a) には C_w の分布が示されていないが、 $C_j = C_w - C_l$ の関係より求めることとした。

解析 1 では、倒壊災害発生時のように充実率 ϕ が 1.0 の養生シートについてのみ解析したが、解析 2 では養生シートに加えメッシュシートやグリーンネットが張られている場合についても解析を行った。その際、メッシュシートの充実率は 0.7、グリーンネットは 0.3 とした。指針では、充実率毎に基準風力係数が決められており、上記各係数は基準風力係数に比例するものとした。なお、実物大足場による測定結果¹⁰⁾より平均風力係数 C_j は変動しており、その分布形は対数正規分布で、変動係数は 0.05 であった。

2.6 解析手法

j 質点に作用する風荷重を P_j 、 $j = 1, 2, \dots, k$ とし、 i 点において生じる応力を S_i とすると、 P_j と S_i の関係は影響係数 a_{ij} を用いて次のように表すことができる。

$$S_i = \sum_{j=1}^k a_{ij} p_j \quad (26)$$

この時、 i 点の強度を R_i とすると、同点における安全余裕 M_i は次のようになる。

$$M_i = R_i - S_i \quad (27)$$

式 (26) を式 (27) に代入し、各破壊点についてレベル 1 の破壊確率 $P_1[M_i \leq 0]$ および信頼性指標 β_1 を、1 次信頼性解析法 (FORM)¹¹⁾により求めた。FORM では、限界状態面 ($M_i = 0$) の点で原点との距離が最小となる点 (Design Point) を探求し、その距離を信頼性指標 β_1 として求めた。

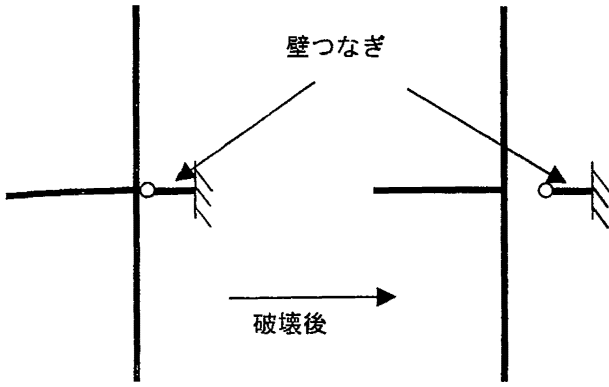


Fig. 6 Disconnect of tie.
壁つなぎの切り離し

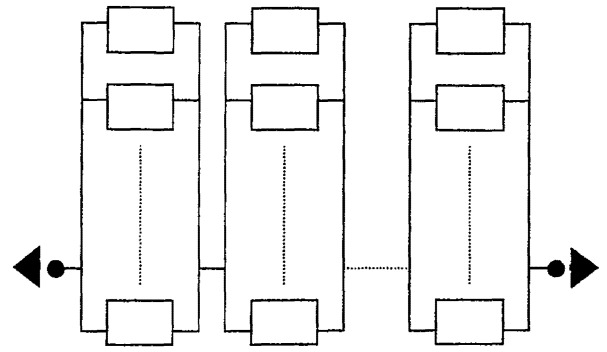


Fig. 7 Series and parallel system.
並・直列システム

次に、任意の点 m が破壊したと仮定して式 (26) および式 (27) を再計算し、各破壊点についてレベル 2 の破壊確率 P_2 および信頼性指標 β_2 を求めた。その際、破壊点 (壁つなぎ) は簡易なクランプによる結合であるためピンなどの破断によって脆性破壊するものとして、Fig. 6 のように破壊点を結合部から切り離れたモデルについて計算し直した。

この計算を繰り返し行っていくと、最終的に Fig. 3 の右端または下端まで破壊が広がって行くが、それ以降はその隣りの領域に次々と破壊が進行していくものと考えられる。このため、端部に破壊が至るまでの過程を、本解析モデルの破壊モードとして求めた。しかし、このような破壊モードは無数に存在するため、全てのモードを求めることは非常に困難である。そこで、卓越したモードのみ求めることとしたが、本解析では基本的な方法として β -Unzipping 法¹²⁾を用いた。この方法により、各レベルごとに信頼性指標の最小値 β_{\min} から $\Delta\beta$ 増分した範囲、 $[\beta_{\min}, \beta_{\min} + \Delta\beta]$ にある破壊点を選択し、この点についてのみ破壊モードを求めた。

2.7 並・直列システム

2.6 の計算より、いくつかの卓越した破壊モードが求められるが、各破壊モードを並列システムでモデル化し、それらを直列システムで結びつけると、この構造モデルは並・直列システムとして Fig. 7 のようにブロック図で表すことができる。

レベル n の並列システムの場合、レベル i の破壊事象を F_i とすると、各モードの破壊確率 P_f は次式によって計算される。

$$P_f = P[F_1 \cap F_2 \cap \dots \cap F_n] \quad (28)$$

次に、 n 個の破壊モードからなる直列システムの場合、モード i の破壊事象を F_i とすると、システム破壊確率 P_{fs} は次式によって計算される。

$$P_{fs} = P[F_1 \cup F_2 \cup \dots \cup F_n] \quad (29)$$

これらの破壊確率を厳密に決定することは非常に困難である。そこで、まず 2 次元で考えると、それぞれの破壊確率 $P[F_1 \cap F_2]$ と $P[F_1 \cup F_2]$ は次の式により計算することができる。

$$P[F_1 \cap F_2] = \Phi(-\beta_1, -\beta_2; \rho) = \Phi(-\beta_1)\Phi(-\beta_2) + \int_0^\rho \frac{1}{2\pi\sqrt{1-z^2}} \exp\left(-\frac{1}{2(1-z^2)}(\beta_1^2 + \beta_2^2 - 2z\beta_1\beta_2)\right) dz \quad (30)$$

$$P[F_1 \cup F_2] = 1 - \Phi(\beta_1, \beta_2; \rho) \quad (31)$$

ここで、

β_i : 破壊事象 F_i での信頼性指標 ($i = 1, 2$)

ρ : F_1 の安全余裕 M_1 と F_2 の安全余裕 M_2 の相関係数

相関係数 ρ は、安全余裕 M_i ($i = 1, 2$) が非線形関数であるため直接求めることは困難である。そこで、 $M_i = g_i(f_t, U, C)$ を標準正規確率変数 (X_1, X_2, X_3) で標準正規化し、FORM で求めた Design Point (x_1, x_2, x_3) のまわりで M_i をテーラー展開して、式 (32) のように線形化する。

$$M_i = g_i(f_t, U, C) = h_i(X_1, X_2, X_3) = h_i(x_1, x_2, x_3) + \frac{\partial h_i}{\partial X_1}(X_1 - x_1) + \frac{\partial h_i}{\partial X_2}(X_2 - x_2) + \frac{\partial h_i}{\partial X_3}(X_3 - x_3) = h_i(x_1, x_2, x_3) - \frac{\partial h_i}{\partial X_1}x_1 - \frac{\partial h_i}{\partial X_2}x_2 - \frac{\partial h_i}{\partial X_3}x_3 + \frac{\partial h_i}{\partial X_1}X_1 + \frac{\partial h_i}{\partial X_2}X_2 + \frac{\partial h_i}{\partial X_3}X_3 \quad (32)$$

式 (32) より、相関係数 ρ は標準正規確率変数 (X_1, X_2, X_3) の係数を用い次式によって求めることができる。

$$\rho = \sum_{j=1}^3 \frac{\partial h_1}{\partial X_j} \frac{\partial h_2}{\partial X_j} \quad (33)$$

以上より、2次元の破壊確率 $P[F_1 \cap F_2]$ と $P[F_1 \cup F_2]$ を求めることができる。 $P[F_1 \cup F_2]$ を用いることにより、各モードの破壊確率 P_f (並列システム) は、各要素の破壊事象間の相関を考慮した Bennet と Ang の限界値¹³⁾によって求めることができる。この限界値により、 P_f は次式の範囲で与えられる。

$$\max \left[\left\{ \sum_{j=1}^n P[F_i] - \sum_{j=2}^n \min\{P[F_i \cup F_j]\} \right\}, 0 \right] \leq P_f$$

$$P_f \leq P[F_1]$$

$$+ \sum_{j=2}^n \min \left[\left\{ i - 2 + P[F_i] - \sum_{j=1}^{i-1} P[F_i \cup F_j] \right\}, 0 \right] \quad (34)$$

同様に、 $P[F_1 \cap F_2]$ を用いることによりシステム破壊確率 P_{fs} (直列システム) は、次式の範囲で与えられる Ditlevsen の限界値によって求めることができる。

$$P[F_1] + \sum_{i=2}^n \max \left[\left\{ P[F_j] - \sum_{j=1}^{i-1} P[F_i \cap F_j] \right\}, 0 \right] \leq P_{fs}$$

$$P_{fs} \leq \sum_{i=1}^n P[F_i] - \sum_{i=2}^n \max_{j < i} \{P[F_i \cap F_j]\} \quad (35)$$

以上の方法により、Fig. 3 および Fig. 4 に示した 10 層 9 スパンの鋼製枠組足場の、風による倒壊に対するシステム信頼性を評価した。

2.8 許容破壊確率

足場の風による倒壊に対しては、統計的データが少ないため許容破壊確率を決定することは困難である。そこで、本解析では、足場の倒壊を対象とはしていないが、災害に伴う死亡者数と発生頻度より算定した Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) の提案式を参考にすることとした。CIRIA では、構造物の許容破壊確率として、災害の発生頻度を基に社会的な基準を満足するものとして次式を提案¹⁴⁾している。

$$P_{fa} = \frac{10^{-4}}{n_r} K_S T \quad (36)$$

ここで、

- P_{fa} : 耐用期間中の構造物の許容破壊確率
- T : 構造物の耐用期間 (年)
- K_S : 社会的基準係数
- n_r : 被災するかもしれない人間の数

耐用期間 T は、足場の場合、同一場所での供用期間は 1 年以内であることから $T = 1$ 年とする。社会的基準係数 K_S は、足場については示されていないが、次に述べる Allen の提案式では仮設構造物と海洋構造物は同じ値とされているため、海洋構造物と同じ $K_S = 5.0$ とする。被災者数 n_r は、構造物が破壊した場合どの程度の人が死亡するかを示すが、足場の倒壊のこれまでの事例では死亡者が出て 1 人の場合が多いため $n_r = 1$ とする。以上より P_{fa} を計算すると 5.0×10^{-4} となる。

一方、Allen は構造部材の許容破壊確率として次式を提案している。

$$P_{fa} = \frac{TA10^{-5}}{W\sqrt{n}} \quad (37)$$

ここで、

- P_{fa} : 耐用期間中の構造部材の許容破壊確率
- T : 構造物の耐用期間 (年)
- A : 社会の活動状態あるいは構造物の種類により定まる係数
- W : 破壊の前兆係数
- n : 被災しうる最大の人間の数

耐用期間 T は、CIRIA の式と同様に $T = 1$ 年とする。社会の活動状態あるいは構造物の種類により定まる係数 A は、仮設構造物と海洋構造物は同じ値とされており、 $A = 10.0$ とする。破壊の前兆係数 W は、足場は連鎖的に突然の破壊をすることから $W = 1.0$ 、被災しうる最大の人間の数 n は、CIRIA の式と同様に $n = 1$ とする。以上より P_{fa} を計算すると 1.0×10^{-4} となる。この値は、CIRIA の提案式より求めた許容破壊確率とほぼ同じレベルであり、CIRIA の提案式より求めた 5.0×10^{-4} を許容破壊確率の参考値として考察する。

3. 信頼性解析の結果と考察

3.1 解析 1：倒壊災害の再現

Fig. 3 のモデルに対し、倒壊災害を再現する解析を行った。その結果を Table 1 に示す。Table 1 より、破壊モードを見ると、壁つなぎが Fig. 3 の 1, 2, 3, 4 の順に破壊するモード、すなわち左上段の壁つなぎから右側に破壊が進行していくモードが最も卓越しており、目撃者の証言と一致していた。よって、実際の倒壊状

Table 1 Results of the analysis for re-creation of the collapse accident.
倒壊災害を再現する解析結果

破壊モード	モード破壊確率 P_f	システム破壊確率 P_{fs}
1-2-3-4	3.60×10^{-4}	7.87×10^{-4}
5-6-7-8	3.05×10^{-4}	
9-10-11-12	1.09×10^{-4}	
13-14-15-16	2.53×10^{-5}	
CIRIA の提案した許容破壊確率		5.0×10^{-4}

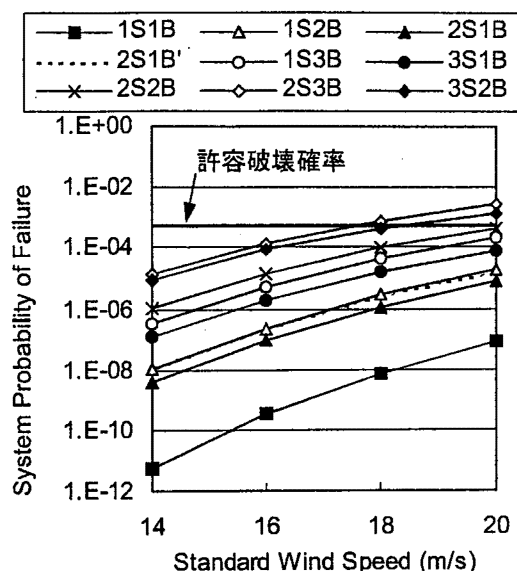


Fig. 8 Relation between wind speed and system probability of failure ($\phi = 0.3$).
風速と破壊確率の関係 ($\phi = 0.3$)

況と同じ破壊モードを再現できることが確認できた。

Table 1 に示すシステム破壊確率についてみると、 7.87×10^{-4} と同表に示す許容破壊確率 5.0×10^{-4} とほぼ同等なレベルであった。設計で用いられる再現期間 12ヶ月の風速に対し倒壊災害時に発生した風向で考えると、この足場の危険性は CIRIA の提案した許容値程度であったと考えられる。

3.2 解析 2：壁つなぎの配列とシステム破壊確率

本項では、実際の施工時に参照できるよう、考え得るあらゆる壁つなぎの配列に対し、風速を 14~20 m/s まで 2 m/s 毎に変化させてシステム破壊確率を求めた。

解析の結果として、Fig. 8~10 に風速とシステム破壊確率の関係を両対数軸上に示す。Fig. 8~10 には壁つなぎに作用する応力等が現行の設計方法を満たす場合についてのみ示してあるが、システム破壊確率が 10^{-2} 以上と非常に高い場合もあった。現行の設計方法

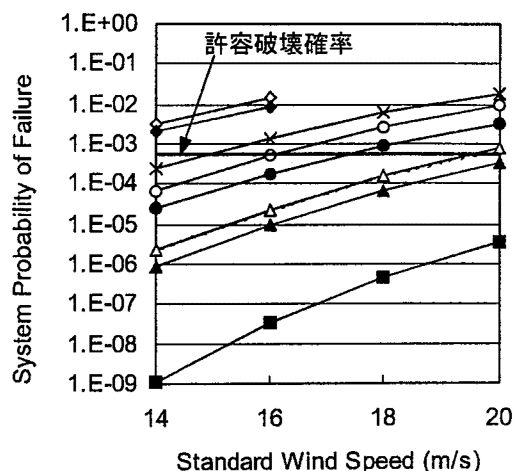


Fig. 9 Relation between wind speed and system probability of failure ($\phi = 0.7$).
風速と破壊確率の関係 ($\phi = 0.7$)

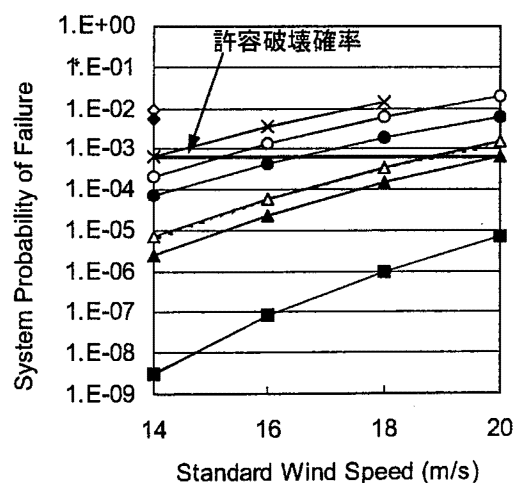


Fig. 10 Relation between wind speed and system probability of failure ($\phi = 1.0$).
風速と破壊確率の関係 ($\phi = 1.0$)

による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の危険性について検討すると非常に危険な場合もあることがわかった。このような場合、壁つなぎの配列を変えるか本数を増やすことによりシステム破壊確率を低下させることが必要である。

まず、壁つなぎの配列について注目すると、壁つなぎの本数が同じでもその配列によってシステム破壊確率は異なっている。以下に、壁つなぎの配列とシステム破壊確率の大小の関係を示す。

- 壁つなぎ 40 本の場合のシステム破壊確率の大小
2層 1 スパン毎 < 2層 1 スパン毎段違い
≒ 1層 2 スパン毎
- 壁つなぎ 30 本の場合のシステム破壊確率の大小
3層 1 スパン毎 < 1層 3 スパン毎
- 壁つなぎ 15 本の場合のシステム破壊確率の大小
3層 2 スパン毎 < 2層 3 スパン毎

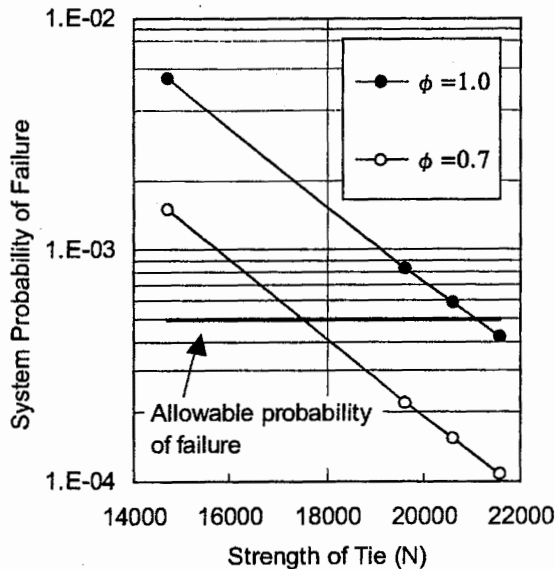


Fig. 11 Relation between strength of tie and system probability of failure.
壁つなぎの強度と破壊確率

以上より考えると、壁つなぎの間隔が垂直方向に大きくなる（逆に言えば水平方向に小さくなる）ように配列するとシステム破壊確率が小さくなることがわかった。また、壁つなぎを段違いに入れてもあまり効果的ではないことがわかった。しかしながら、このように壁つなぎの配列を工夫してもシステム破壊確率は2~3倍程度しか低下しない。一方、壁つなぎの本数に注目すると、上記壁つなぎの配列分けに80本、20本の場合を加えると、80本、40本、30または20本、15本の4つにグループ分けすることができる。Fig. 8~10より、隣り合うグループ間のシステム破壊確率は $10^1 \sim 10^2$ オーダーで異なる場合もあり、壁つなぎの本数を増やすことにより構造システム全体の危険性が大きく低下することがわかった。

Fig. 8~10に示したCIRIAの提案した許容破壊確率を参考に解析結果と比較すると、グリーンネットの場合、基準風速が最大の20 m/sでも2層2スパン毎に壁つなぎを取り付けるとシステム破壊確率は許容破壊確率を下回っている。メッシュシートと養生シートは2層1スパン以内毎に壁つなぎを取り付けると、基準風速が20 m/sでもほぼ許容破壊確率以下に収まりCIRIAの提案式を満足する。しかし、足場の組立て教育用テキスト²⁾では、養生シートの場合、壁つなぎを2層2スパン毎に取り付けることを推奨しており、2層2スパン毎に壁つなぎを取り付けると、養生シートやメッシュシート（14 m/sを除く）では許容破壊確率を上回ってしまう。

本解析では、労働安全衛生法に基づく構造規格を満足するよう、壁つなぎの平均強度を9810Nとして解析

を行ったが、その数倍の強度の壁つなぎも普及しているため、どの程度の強度の壁つなぎを使用すれば2層2スパン毎の取付でもCIRIAの提案した許容破壊確率以下になるかについて再度解析を行った。Fig. 11は基準風速が20 m/sの場合についての解析結果を示すが、壁つなぎの平均強度がメッシュシート ($\phi = 0.7$) の場合17500N、養生シート ($\phi = 1.0$) の場合21000N以上であれば、システム破壊確率は許容破壊確率以下になる。これは、それぞれ構造規格の値9810Nの約1.8倍と2.1倍に相当する。よって、CIRIAの提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2層2スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的に許容される安全水準を満足するためには、壁つなぎの平均強度が労働安全衛生法に基づく構造規格の2倍程度のものを使用する必要がある。

4. まとめ

変動風圧を受ける足場の連鎖的な倒壊に対し、実際に倒壊した足場を対象に信頼性解析を行い、構造システム全体の危険性を評価した。その結果以下のことがわかった。

- ① 足場の倒壊災害を再現した結果、目撃者の証言と同じ破壊モードが最も卓越していることが確認できた。
- ② 足場の倒壊災害を再現した結果、倒壊した足場のシステム破壊確率はCIRIAの提案した許容破壊確率とほぼ同程度であった。設計で用いられる再現期間12ヶ月の風速に対し倒壊災害時に発生した風向で考えると、この足場の危険性はCIRIAの提案した許容値程度であったと考えられる。
- ③ 風速毎に壁つなぎの配列と充実率を変えてシステム破壊確率を求めた結果、現行の設計方法による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の危険性について検討すると、システム破壊確率が 10^{-2} 以上と非常に高くなる場合もあった。
- ④ 壁つなぎの配列を工夫しても、システム破壊確率は2~3倍程度しか低下させることができない。一方、壁つなぎの本数を増やすことの方がはるかに効果的で、システム破壊確率が $10^1 \sim 10^2$ のオーダーで低下することがわかった。
- ⑤ CIRIAの提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2層2スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的な安全水準を満足するためには、壁つなぎの平均強度が労働安全衛生法に基づく構造規格の2倍

程度のものを使用する必要がある。

参考文献

- 1) 風荷重に対する足場の安全技術指針, 仮設工業会, (1999).
- 2) 労働省労働基準局安全衛生部安全課監修, 足場の組立て等作業の安全 能力向上教育用テキストシート 8 枠組足場, 建設業労働災害防止協会, (1990).
- 3) 仮設機材構造基準とその解説, 仮設工業会, (1998).
- 4) 日本鋼構造協会編, 構造物の耐風工学, 東京電機大学, (1997).
- 5) 建築物荷重指針・同解説, 日本建築学会, (1993).
- 6) 丸田榮蔵, 風と仮設建築, 建築技術, pp. 131-133, (1994).
- 7) 茅野紀子, 仮設足場設計用の基準風速に関する検討, 建築学会大会梗概集, (1998).
- 8) 中村 修, 田村幸雄, 神田 順, 大竹和夫, 鈴木雅靖, 丸山 敬, 建築物設計用の基本風速分布図, 日本建築学会技術報告集, No. 1, pp. 120-125, (1995).
- 9) 吉田正邦, 眞田早敏, 本郷 剛, 中村 修, 建設足場に設置された養生シート及び防音パネルに作用する風荷重に関する実験的研究, 鹿島建設技術研究所年報, No. 28, pp. 129-136, (1980).
- 10) 木下鈞一, 河尻義正, 実大実験による風荷重の検討, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-81-1, pp. 19-31, (1981).
- 11) Kareem, A., Reliability Analysis of Wind-Sensitive Structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.33, pp. 495-514, (1990).
- 12) Thoft-Christensen, P., Murotsu, Y., Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer-Verlag, (1986).
- 13) 白石成人他, 構造物のライフタイムリスクの評価, 土木学会, (1988).
- 14) 星谷 勝, 石井 清, 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, (1987).

(平成 12 年 1 月 14 日受理)