

# 災害調査報告書

## 建設作業現場における 足場倒壊災害

## 1. はじめに

ホテル新築工事の建設現場において、建設中の建物に沿って設置されていた鋼管わく組足場のうち上方部分が、全スパンにわたり路面に倒壊した。足場倒壊に至った原因特定に係る調査を行ったので、その結果について報告する。

### 1.1 災害の概要

災害発生当時の足場が倒壊した様子を写真 1 に示す。災害の概要と事故当時の足場の設置状況は、次のとおりである。

- ・事業場

ホテル新築工事現場 (鉄骨鉄筋コンクリート造 16 階建)

- ・足場の種類

鋼管わく組足場

- ・足場の設置場所

建設中の建物の南東面に建物に沿って設置

- ・足場の大きさ

高さ 27,200mm(16 層)、幅 23,400mm(13 スパン)

- ・災害の発生状況

本災害は、鉄道駅に近いホテル新築工事 (鉄骨鉄筋コンクリート造 16 階建) の建設現場において、建設中の建物の南東面に沿って設置されていた鋼管わく組足場 (16 層、13 スパン) のうち当該面の上方部分 (8 層目から 16 層目の間) が、全スパンにわたり、路面に倒壊した災害である。足場に設置されていた壁つなぎの場所と足場が倒壊した後の壁つなぎの状況を示した足場の立面図を図 2 に示した。

目撃者によると、15 層目の南西端の壁つなぎが最初に躯体から外れ、その後当該壁つなぎを起点として次々に壁つなぎが外れて、足場が躯体から路面に倒壊した。

災害発生日に前後して、同県内には、前日から翌日まで、強風注意報が発表されていた。気象台の発表によると災害発生日の同市内の平均風速は 7.4m/s であり、最大瞬間風速は 24.3m/s (北西の風)であった。災害当時の発生現場における正確な風速は計測されていないが、現場での調査や同市内の気象状況等から判断して、北西の方向から強い風が瞬間的に吹き、足場はこの強風の影響により倒壊したと考えられる。

### 1.2 略

図 1 略



写真1 倒壊した足場

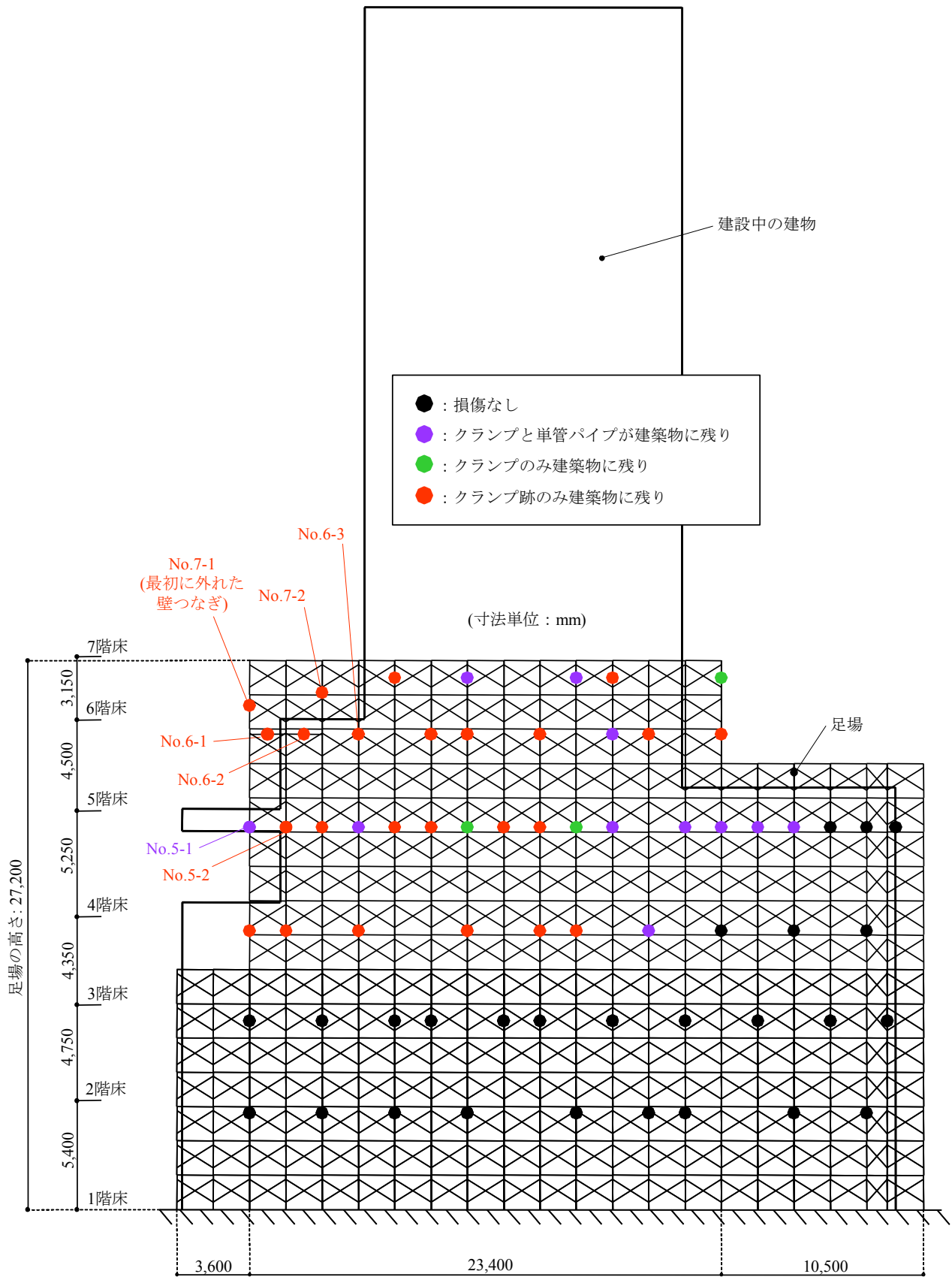


図2 南東立面図

## 2. 風荷重に対する足場の強度

足場は風の影響により倒壊したと考えられることから、風に対する足場の強度について検討を行った。風荷重に対する足場の強度の検討は、足場が倒壊したときに最初に外れたとされる図 2 に示す No.7-1 の壁つなぎとその周囲にある No.6-1、No.6-2、No.7-2 について行い、ここでは仮設工業会編の「改訂風荷重に対する足場の安全技術指針」<sup>2)</sup>を参考に計算した。また、足場が倒壊した時の事故現場の風速が分からないため、事故当日に気象台が発表した最大瞬間風速 24.3m/s を基に計算を行った。

### 2.1 足場の強度計算における条件

- ・ 地域区分

一般市街地 (中層建築物(4~9 階)が主となる市街地<sup>3)</sup>)

- ・ 近接高層建築物

なし

- ・ 足場の高さ

27.2m(16 層)

- ・ 足場の幅

23.4m (13 スパン)

- ・ 落下物防護材

メッシュシート UK-33 (充実率 : 0.9<sup>4)</sup>)

### 2.2 風荷重の算定

#### 2.2.1 足場に作用した風速 $U_z$

気象台が発表した最大瞬間風速 24.3m/s の観測地点は、地盤面からの高さ 48.4m の位置にあり、倒壊した足場の高さ 27.2m と異なることから、風速の鉛直方向の分布に対してよい近似を示すといわれるべき指数分布<sup>3)</sup>を用いて、盤面からの高さ 48.4m の最大瞬間風速を基に、足場の高さ 27.2m の地点の風速  $U_z$  を求めた。

$$U_z = U_{z_0} \left( \frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha \quad (1)$$

ここで、

$U_{z_0}$ =24.3m/s: 基準となる高さ  $Z_0$  (m)における風速

$Z$ =27.2m: 足場の高さ

$Z_0$ =48.4m: 基準となる高さ、ここでは、最大瞬間風速の観測高さ

$\alpha$ =0.27: 風速の鉛直分布を表すべき指数 (一般市街地の場合)、最大瞬間風速を観測した観測場所は、災害現場から北西方向に 1.2km 程度離れた所にあり、地表面の粗さは災害場所とほぼ同

じであることから、地域区分は災害現場と同じ一般市街地とした。

よって、

$$U_Z=20.8\text{m/s}$$

また、設計風速  $V_Z$  を計算すると次のようになる。

$$V_Z = V_0 \cdot K_e \cdot S \cdot E_B \quad (2)$$

ここで、

$V_0=14\text{m/s}$ : 基準風速 (被災地の場合)

$K_e=1.0$ : 台風割増係数 (対象地域外の場合)

$S=1.36$ : 瞬間風速分布係数 (地上からの高さ 27.2m の一般市街地の場合)

$E_B=1.0$ : 近接高層建築物による影響係数(近接高層建築物による影響なしの場合)

よって、

$$V_Z=19.4\text{m/s}$$

足場に作用した風速  $U_Z$  と設計風速  $V_Z$  を比較すると次のようになる。

$$19.4\text{m/s (設計風速)} < 20.8 \text{ m/s (足場に作用した風速)}$$

以上より、倒壊した足場に作用した風速は、設計風速を超えていたことになる。

### 2.2.2 速度圧 $q_z$

速度圧  $q_z$  は、次のように求められる。

$$q_z = \frac{5}{8} U_Z^2 \quad (3)$$

よって、

$$q_z=270\text{N/m}^2$$

### 2.2.3 風力係数 $C$

風力係数  $C$  は、次のように求められる。

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C_0 \cdot R) \cdot F \quad (4)$$

ここで、

$\gamma=1-\psi=1-0.9=0.1$ : 第2構面風力低減係数

$\psi=0.9$ : シート及びネット等の充実率 (防炎メッシュの場合)

$C_0=1.87$ : シート及びネット等の基本風力係数 ( $\psi$  が 0.9 の場合)

$R=0.6$ : シート及びネット等の形成補正係数 ( $2H/B=2.3$  の場合)

$H=27.2\text{m}$ : 足場の高さ

$B=23.4\text{m}$ : 足場の幅

$F=1.0$ : 構造物に併設された足場の設置位置による補正係数 (独立足場の場合)、構造物は、鉄骨の柱と梁のみで構成されており、外壁がないため、独立足場であると仮定した。

よって、

$$C=1.18$$

### 2.3 No.7-1 の壁つなぎの検討

風荷重に対する壁つなぎの耐力の算定において、壁つなぎが上端に位置する場合は、通常図 3 に示すように斜線部分を張出し梁とみなし、その支点反力を当該壁つなぎの耐力として計算を行う<sup>2)</sup>。No.7-1 の壁つなぎについては、No.7-2 の壁つなぎの負担面積との関係を考慮して、図 4 に示す「No.7-1 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を耐力計算の検討範囲として仮定し、計算を行った。計算の簡略化のため、図 4 の「No.7-1 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を図 5 の「範囲 7-1」に置き換えて計算した。「範囲 7-1」は、図 5 の「範囲①」と「範囲②」の面積が等しくなるように置き換えた範囲である。図 6 に 7 階床の足場の平面図を、図 7 に 6 階床の足場の平面図を示す。また、図 6, 7 に示す A-A 断面を図 8 に示す。

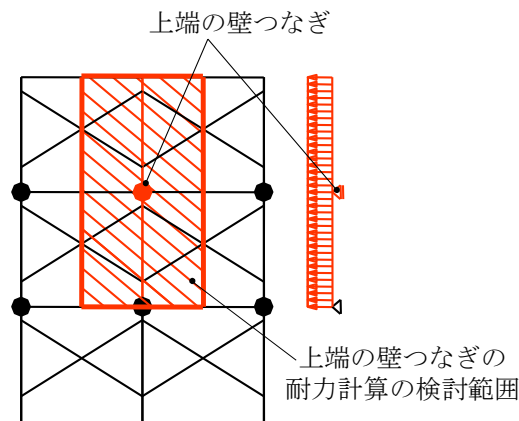


図 3 上端の壁つなぎの耐力計算の検討範囲

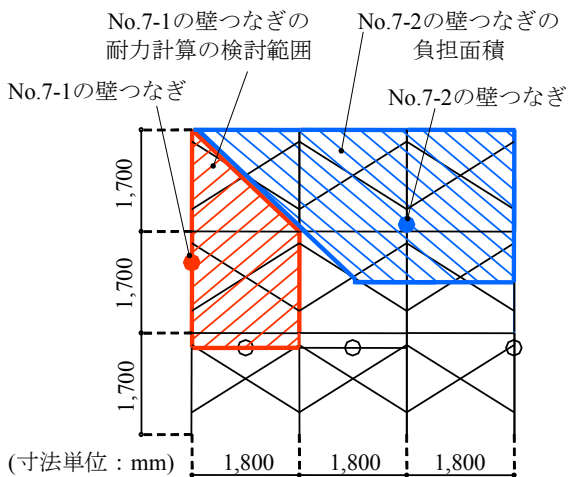


図 4 No.7-1 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲

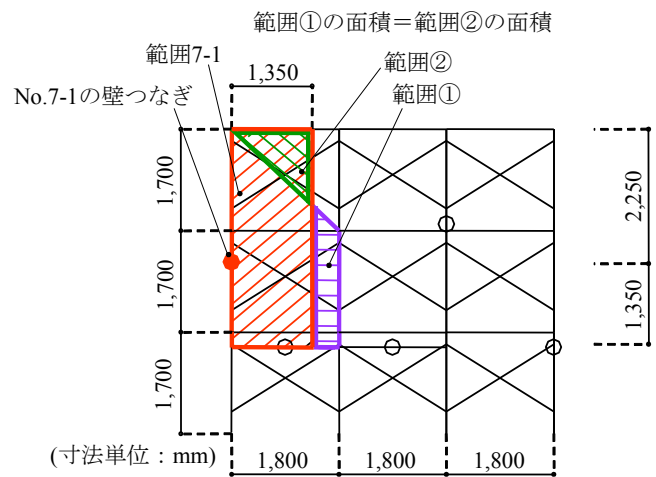


図 5 置き換えた No.7-1 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲



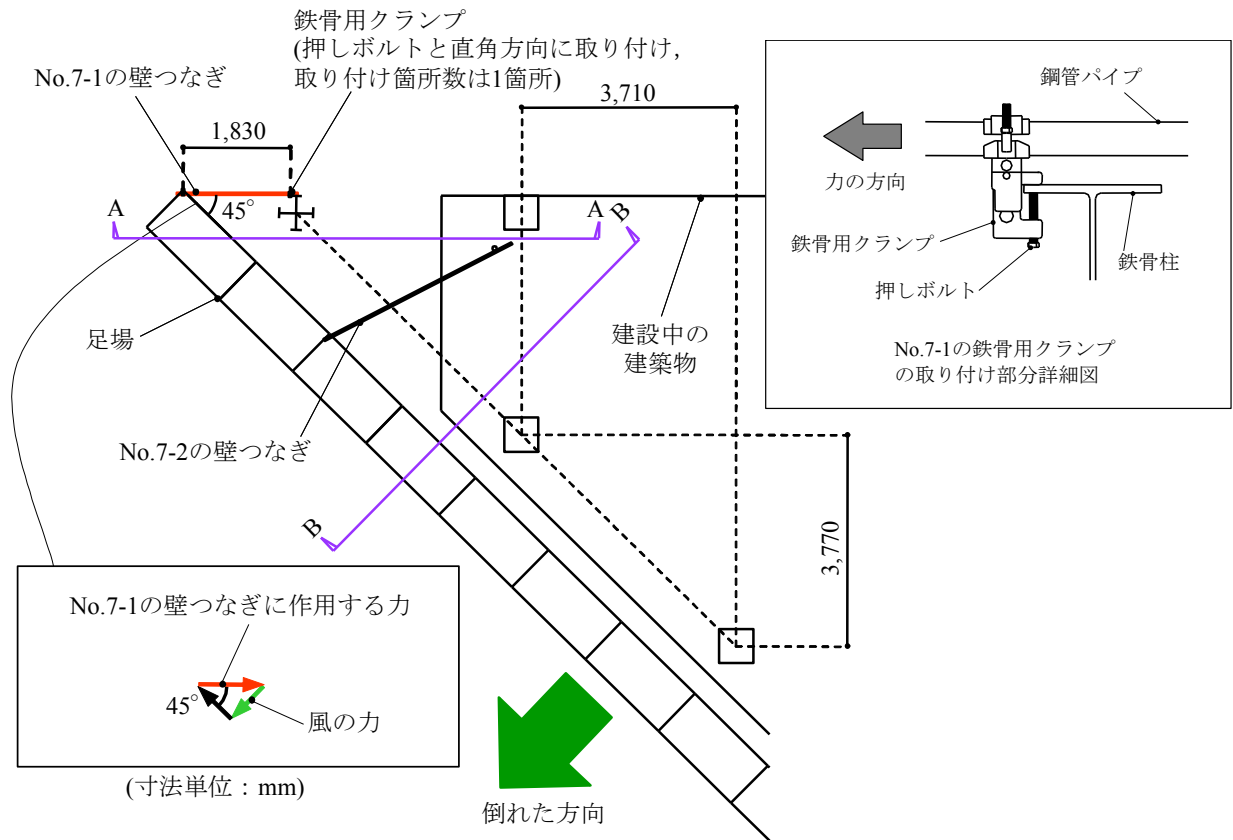


図6 7階床の足場の平面図

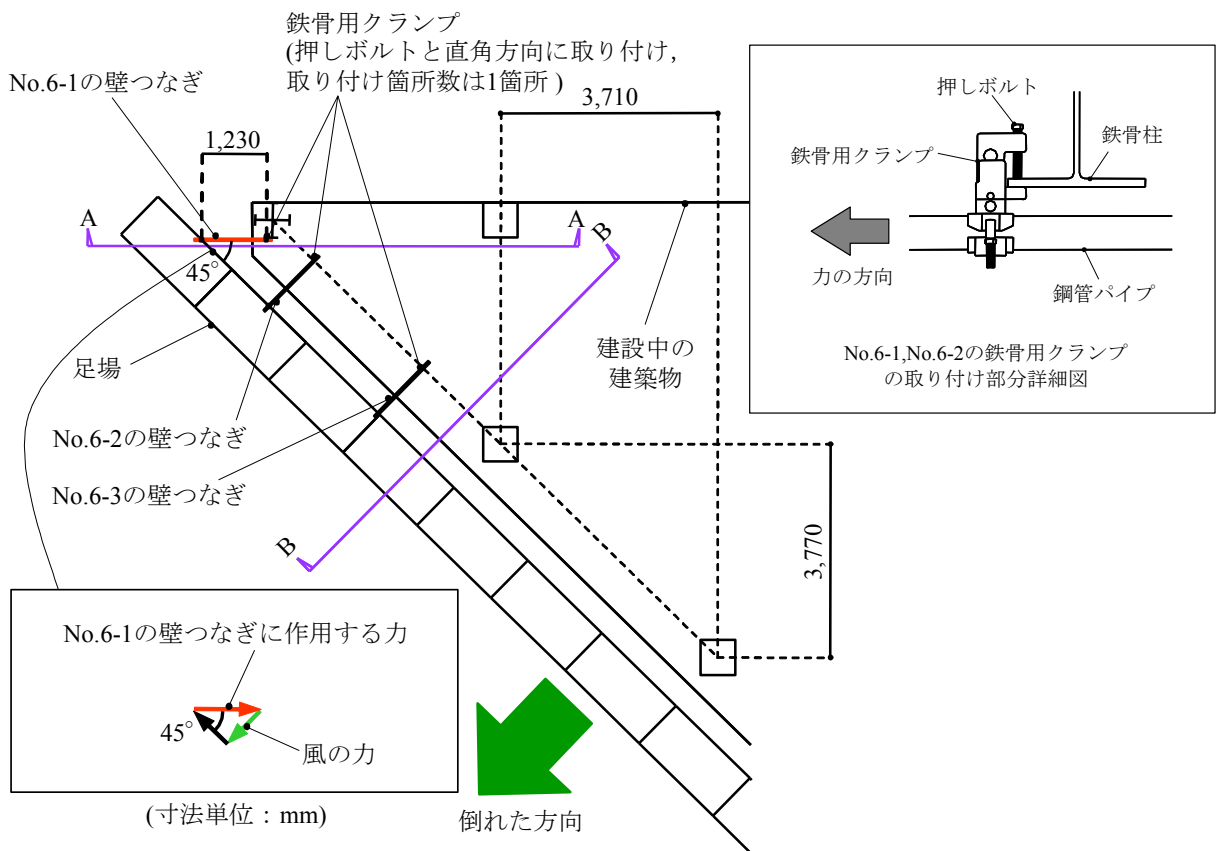


図7 6階床の足場の平面図

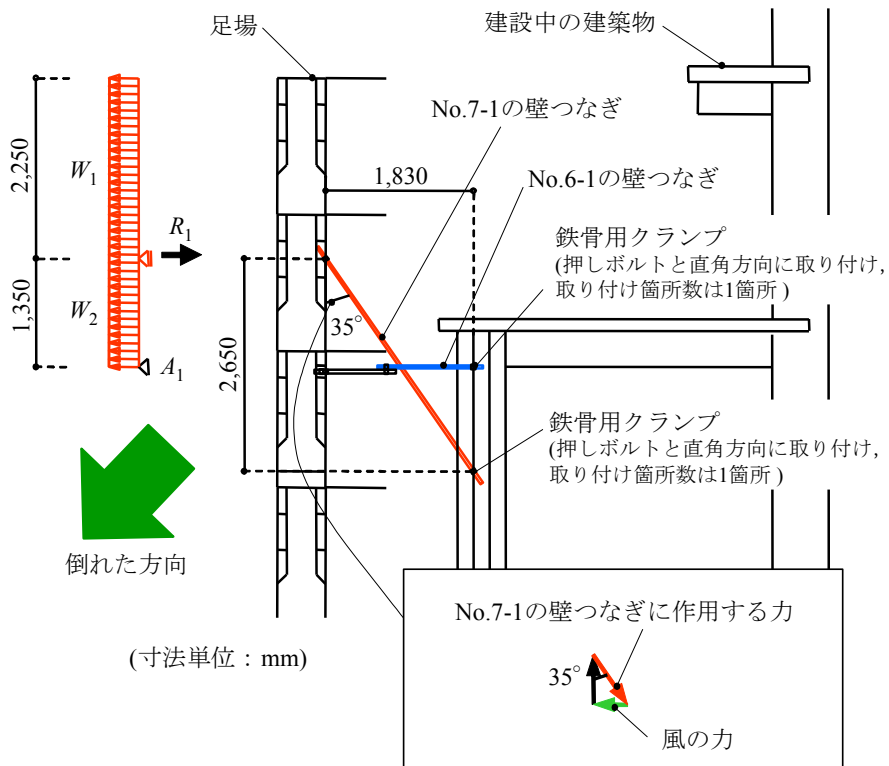


図 8 A-A 断面図

図 8 に示す等分布荷重  $W_1$  及び  $W_2$  を計算すると、次のように求められる。

$$\begin{aligned}
 W_1 &= q_z \times C \times 1.35(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 1.35(\text{m}) \\
 &= 431(\text{N/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= q_z \times C \times 1.35(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 1.35(\text{m}) \\
 &= 431(\text{N/m})
 \end{aligned}$$

図 8 に示す  $A_1$  点回りのモーメントのつり合いより

$$R_1 \times 1.35(\text{m}) = (W_1 \times 2.25(\text{m})) \times (1.35(\text{m}) + 2.25 / 2(\text{m})) + (W_2 \times 1.35(\text{m})) \times 1.35(\text{m}) / 2$$

したがって

$$R_1 = 2.07\text{kN}$$

図 6 の平面図を見ると No.7-1 の壁つなぎは足場に対して約 45 度の角度を持って取り付けられている。また、図 8 の断面図を見ると No.7-1 の壁つなぎは足場に対して高さ方向に約 35 度の角度を持って取り

付けられている。壁つなぎが足場に対して斜めに取り付けられていたことから、壁つなぎには、足場に対して直角に取り付けられていた場合よりも大きな荷重が作用したと考えられる。この荷重の割り増し割合を  $C_1$  として計算した。

$$C_1 = \frac{1}{\sin 45^\circ} \cdot \frac{1}{\sin 35^\circ} = 1.41 \times 1.74 = 2.45$$

よって、No.7-1 の壁つなぎは、足場に対して直角に取り付けられていた場合よりも約 2.45 倍の荷重が作用したと考えられる。したがって、No.7-1 の壁つなぎに作用する荷重  $R_{C1}$  は、次のようになる。

$$R_{C1} = R_1 \cdot C_1 = 2.07 \times 2.45 = 5.07 \text{ kN}$$

No.7-1 の鉄骨クランプは、図 6 に示すように押しボルトと直交方向に取り付けられている。押しボルトと直交方向に取り付けられた鉄骨用クランプの許容耐力は 3.09kN であるが、今回は壁つなぎにかかる作用応力の主体が風荷重であり、風荷重は比較的瞬間的な荷重であることより許容応力は 3.09kN の 3 割増しとして求めることができる<sup>2)</sup>。

$$3.09(\text{kN}) \times 1.3 = 4.02 \text{ kN}$$

また、破壊荷重として許容耐力の 2.0 の安全率を見込む<sup>2)</sup>と、次のようになる。

$$3.09(\text{kN}) \times 2.0 = 6.18 \text{ kN}$$

作用荷重と鉄骨用クランプの耐力を比較すると

$$4.02 \text{ kN} (\text{許容耐力}) < 5.07 \text{ kN} (\text{作用荷重}) < 6.18 \text{ kN} (\text{破壊耐力})$$

となるので、作用荷重は壁つなぎの破壊耐力は超えないが、許容耐力は不足する。

また、図 6 の平面図を見ると No.7-1 の壁つなぎは足場に対して約 45 度の角度を持って取り付けられていることから、柱に取り付けられていた鉄骨用クランプには引張力以外に曲げモーメントが作用したと考えられる。曲げモーメントとして作用した力は、 $R_{C1}$  を分解して次のように求められる。

$$R_{CM1} = 5.07(\text{kN}) \times \sin 45^\circ = 3.59(\text{kN})$$

図 6 より壁つなぎの長さは 1,830mm であることから、鉄骨用クランプに作用した曲げモーメントは、次のように求められる。

$$M_1 = R_{CM1} \times 1.83(\text{m}) = 3.59(\text{kN}) \times 1.83(\text{m}) = 6.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鉄骨用クランプについての許容曲げモーメントに関するデータがないため、鉄骨用クランプに作用し

た曲げモーメントと鉄骨用クランプの許容曲げモーメントの比較はできないが、 $6.57\text{kN}\cdot\text{m}$  の曲げモーメントは図9に示すように、 $1\text{m}$  離れた所から  $6.57\text{kN}(670\text{kg})$  の力が働いている状態であり、更に鉄骨用クランプには許容耐力を超える引張力が作用しているため、No.7-1 の鉄骨用クランプは外れてしまうと考える。

また、鉄骨用クランプは各種形鋼と鋼管を摩擦を利用して緊結する金具であるため、図6に示すように、形鋼から脱落する方向に力がかかる使い方は好ましくない。このため鉄骨用クランプは2個1組で建物の躯体に取り付けるように「改訂風荷重に対する足場の安全技術指針」<sup>2)</sup>に記されている。しかし、No.7-1 の鉄骨用クランプの建設中の躯体への取り付けは、図6, 8に示すように、1箇所のみであった。

以上より、No.7-1 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として許容耐力以上の  $5.07\text{kN}$  が作用し、同時に曲げモーメントとして  $6.57\text{kN}\cdot\text{m}$  が作用したことにより、No.7-1 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

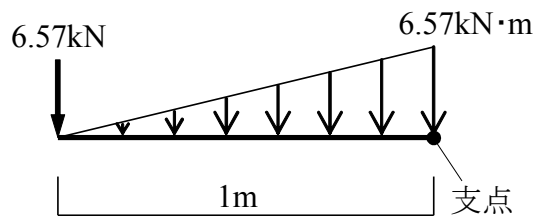


図9 支点到  $6.57\text{kN}\cdot\text{m}$  の曲げモーメントが作用している様子

## 2.4 No.6-1の壁つなぎの検討

No.7-1の壁つなぎが外れた後のNo.6-1の壁つなぎの耐力について検討した。No.6-1の壁つなぎは足場の上端に位置することから、図10に示す「No.6-1の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を耐力計算の検討範囲として張出し梁とみなし、その支点反力を当該壁つなぎの耐力として計算を行った<sup>2)</sup>。「No.6-1の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」は、No.7-2、6-2の壁つなぎの負担面積との関係を考慮して決定した。計算の簡略化のため、図10の「No.6-1の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を図11の「範囲6-1」に置き換えて計算した。「範囲6-1」は、図11の「範囲③」と「範囲④」の面積が等しくなるように置き換えた範囲である。図6、7に示すA-A断面のNo.7-1の壁つなぎが外れた後の状態を図12に示す。

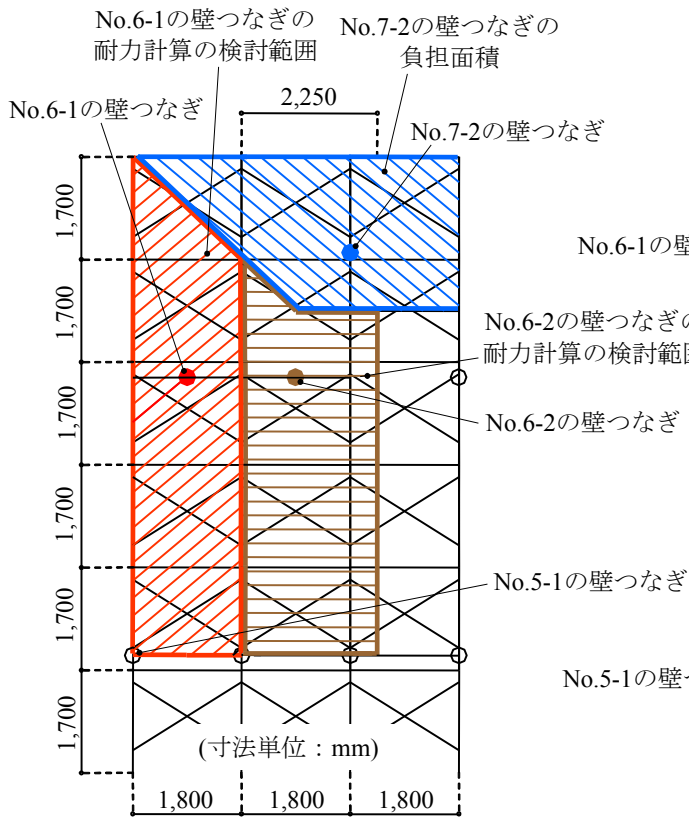


図10 No.6-1の壁つなぎの耐力計算の検討範囲

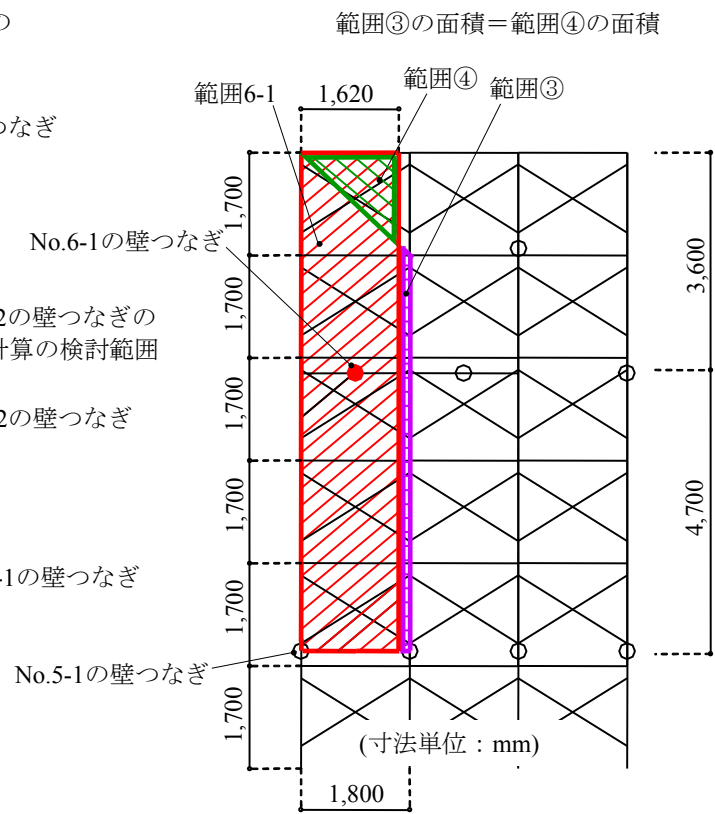


図11 置き換えたNo.6-1の壁つなぎの耐力計算の検討範囲

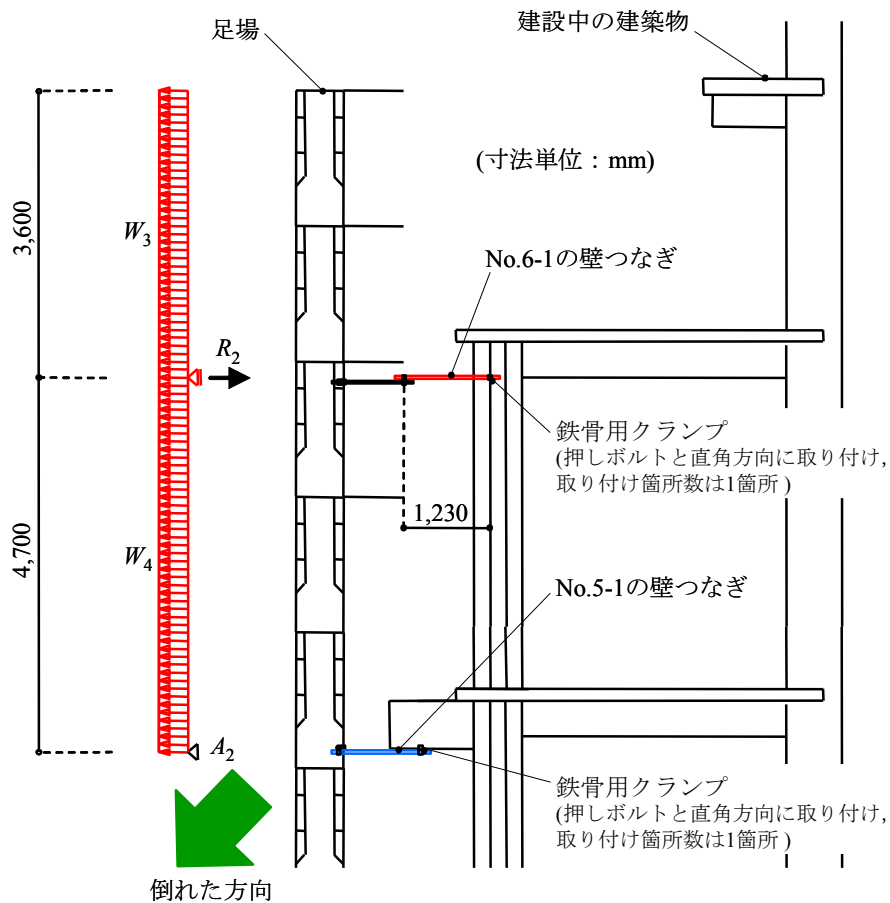


図 12 No.7-1 の壁つなぎが外れた後の A-A 断面図

図 12 に示す等分布荷重  $W_3$  及び  $W_4$  を計算すると、次のように求められる。

$$\begin{aligned}
 W_3 &= q_z \times C \times 1.62(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 1.62(\text{m}) \\
 &= 516 (\text{N/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_4 &= q_z \times C \times 1.62(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 1.62(\text{m}) \\
 &= 516(\text{N/m})
 \end{aligned}$$

図 12 に示す  $A_2$  点回りのモーメントのつり合いより

$$R_2 \times 4.7(\text{m}) = (W_3 \times 3.6(\text{m})) \times (4.7(\text{m}) + 3.6 / 2(\text{m})) + (W_4 \times 4.7(\text{m})) \times 4.7(\text{m}) / 2$$

したがって

$$R_2 = 3.78\text{kN}$$

図7の平面図を見ると No.6-1 の壁つなぎは足場に対して約45度の角度を持って取り付けられている。壁つなぎが足場に対して斜めに取り付けられていたことから、壁つなぎには、足場に対して直角に取り付けられていた場合よりも大きな荷重が作用したと考えられる。この荷重の割り増し割合を  $C_2$  として計算した。

$$C_2 = \frac{1}{\sin 45^\circ} = 1.41$$

よって、No.6-1 の壁つなぎは、足場に対して直角に取り付けられていた場合よりも約2.2倍の荷重が作用したと考えられる。したがって、No.6-1 の壁つなぎに作用する荷重  $R_{C2}$  は、次のようになる。

$$R_{C2} = R_2 \cdot C_2 = 3.78 \times 1.41 = 5.33 \text{ kN}$$

図7より No.6-1 の鉄骨クランプは押しボルトと直交方向に取り付けられている。また、壁つなぎにかかる作用応力の主体が風荷重であることから、押しボルトと直交方向に取り付けられた鉄骨用クランプの許容耐力 3.09kN を3割増しとして考えることができる<sup>2)</sup>。

$$3.09(\text{kN}) \times 1.3 = 4.02 \text{ kN}$$

また、破壊荷重として許容耐力の2.0の安全率を見込む<sup>2)</sup>と、次のようになる。

$$3.09(\text{kN}) \times 2.0 = 6.18 \text{ kN}$$

作用荷重と鉄骨用クランプの耐力を比較すると

$$4.02 \text{ kN}(\text{許容耐力}) < 5.33 \text{ kN}(\text{作用荷重}) < 6.18 \text{ kN}(\text{破壊耐力})$$

となるので、作用荷重は壁つなぎの破壊耐力は超えないが、許容耐力は不足する。

また、図7の平面図を見ると No.6-1 の壁つなぎは足場に対して約45度の角度を持って取り付けられていることから、柱に取り付けられていた鉄骨用クランプには引張力以外に曲げモーメントが作用したと考えられる。曲げモーメントとして作用した力は、 $R_{C2}$  を分解して次のように求められる。

$$R_{CM2} = 5.33(\text{kN}) \times \sin 45^\circ = 3.79(\text{kN})$$

図7より No.6-1 の壁つなぎの長さは 1,230mm であることから、鉄骨用クランプに作用した曲げモーメントは、次のように求められる。

$$M_2 = R_{CM2} \times 1.23(\text{m}) = 3.79(\text{kN}) \times 1.23(\text{m}) = 4.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鉄骨用クランプについての許容曲げモーメントのデータがないため、鉄骨用クランプに作用した曲げ

モーメントと鉄骨用クランプの許容曲げモーメントの比較はできないが、 $4.67\text{kN}\cdot\text{m}$  の曲げモーメントは  $1\text{m}$  離れた所から  $4.67\text{kN}(477\text{kg})$  の力が働いている状態であり、更に鉄骨用クランプには許容耐力を超える引張力が作用しているため、No.6-1 の鉄骨用クランプは外れてしまうのではないかと考える。

また、No.6-1 の鉄骨用クランプの建設中の躯体への取り付けは、No.7-1 の鉄骨用クランプと同じように、2 個 1 組ではなく、1 箇所のみであり、風荷重は、鉄骨用クランプが鉄骨柱から脱落する方向に力が作用している。

以上より、No.6-1 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として許容耐力以上の  $5.33\text{kN}$  が作用し、同時に曲げモーメントとして  $4.67\text{kN}\cdot\text{m}$  が作用したことにより、No.6-1 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

## 2.5 No.6-2 の壁つなぎの検討

No.7-1 と No.6-1 の壁つなぎが外れた後の No.6-2 の壁つなぎの耐力について検討した。No.6-2 の壁つなぎは足場の上端に位置することから、図 13 に示す「No.6-2 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を耐力計算の検討範囲として張出し梁とみなし、その支点反力を当該壁つなぎの耐力として計算を行った<sup>2)</sup>。

「No.6-2 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」は、No.7-2, 6-3 の壁つなぎの負担面積との関係を考慮して決定した。計算の簡略化のため、図 13 の「No.6-2 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲」を図 14 の「範囲 6-2」に置き換えて計算した。「範囲 6-2」は、図 14 の「範囲⑤」と「範囲⑥」の面積が等しくなるように置き換えた範囲である。図 6, 7 に示す B-B 断面を図 15 に示す。

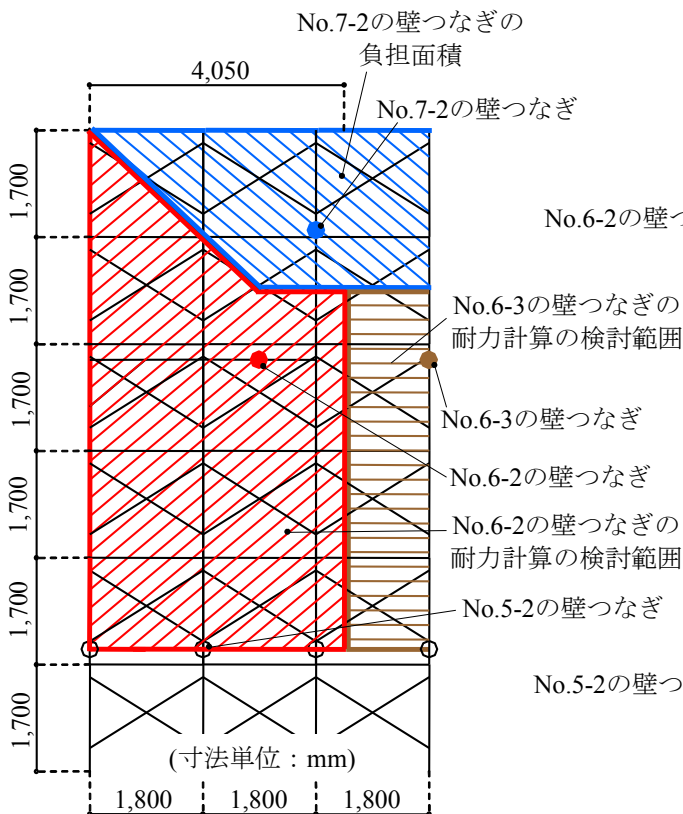


図 13 No.6-2 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲

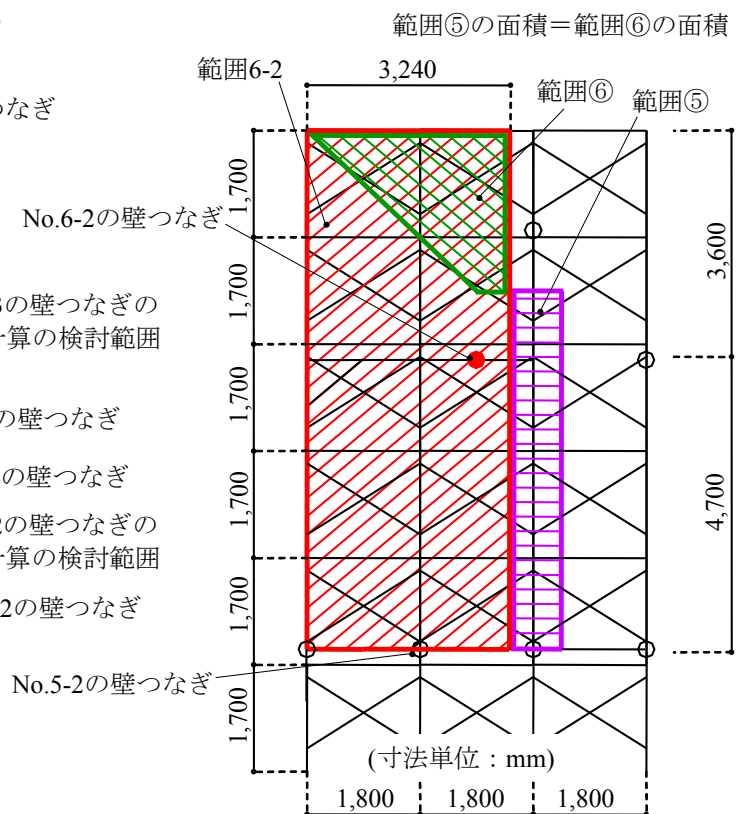


図 14 置き換えた No.6-2 の壁つなぎの耐力計算の検討範囲



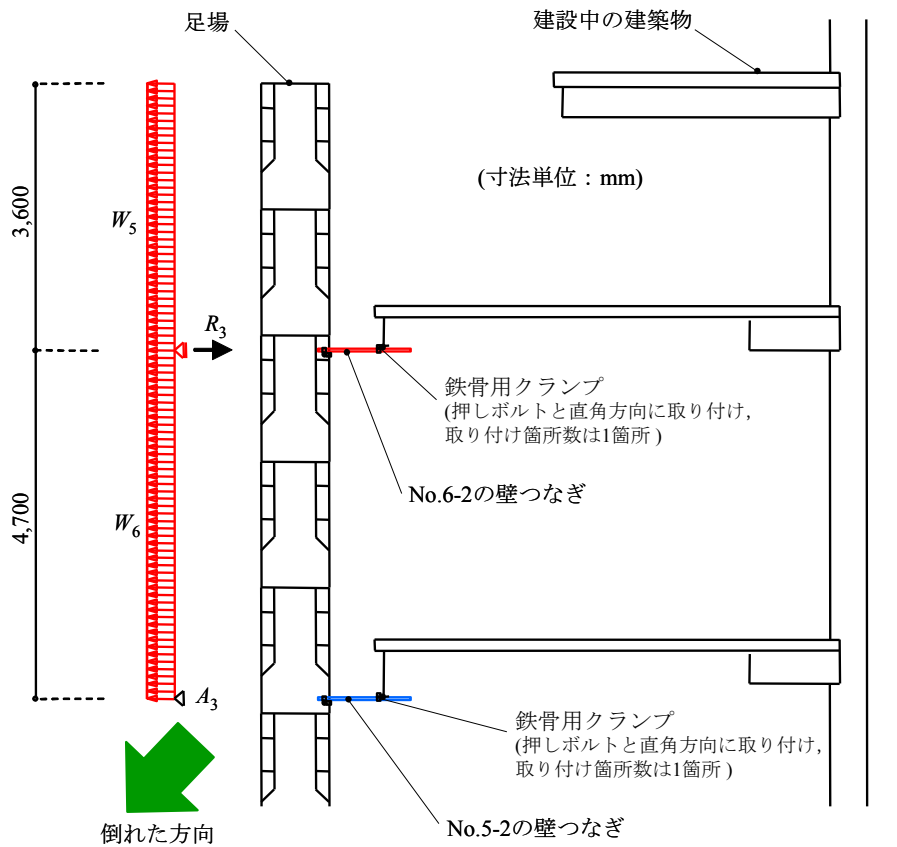


図 15 B-B 断面図

図 15 に示す等分布荷重  $W_5$  及び  $W_6$  を計算すると、次のように求められる。

$$\begin{aligned}
 W_5 &= q_z \times C \times 3.24(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 3.24(\text{m}) \\
 &= 1033(\text{N/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_6 &= q_z \times C \times 3.24(\text{m}) \\
 &= 270(\text{N/m}^2) \times 1.18 \times 3.24(\text{m}) \\
 &= 1033(\text{N/m})
 \end{aligned}$$

図 15 に示す  $A_3$  点回りのモーメントのつり合いより

$$R_3 \times 4.7(\text{m}) = (W_5 \times 3.6(\text{m})) \times (4.7(\text{m}) + 3.6 / 2(\text{m})) + (W_6 \times 4.7(\text{m})) \times 4.7(\text{m}) / 2$$

したがって

$$R_3 = 7.57\text{kN}$$

図 7 より No.6-2 の鉄骨クランプは押しボルトと直交方向に取り付けられている。また、壁つなぎにか

かる作用応力の主体が風荷重であることから、押しボルトと直交方向に取り付けられた鉄骨用クランプの許容耐力 3.09kN を 3 割増しとして考えることができる<sup>2)</sup>。

$$3.09(\text{kN}) \times 1.3 = 4.02 \text{ kN}$$

また、破壊荷重として許容耐力の 2.0 の安全率を見込む<sup>2)</sup>と、次のようになる。

$$3.09(\text{kN}) \times 2.0 = 6.18 \text{ kN}$$

作用荷重と鉄骨用クランプの耐力を比較すると

$$4.02 \text{ kN} (\text{許容耐力}) < 6.18 \text{ kN} (\text{破壊耐力}) < 7.57 \text{ kN} (\text{作用荷重})$$

となるので、作用荷重は壁つなぎの破壊耐力を超える。

No.6-2 の鉄骨用クランプの建設中の躯体への取り付けは、No.7-1、No.6-1 の鉄骨用クランプと同じように、2 個 1 組ではなく、1 箇所のみであり、風荷重は、鉄骨用クランプが鉄骨柱から脱落する方向に力が作用している。

以上より、No.6-2 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として破壊耐力以上の 7.57kN が作用したことにより、No.6-2 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

## 2.6 No.7-2 の壁つなぎと足場の倒壊の検討

No.7-1、No.6-1、No.6-2 の壁つなぎが外れた後の No.7-2 の壁つなぎの耐力について検討する。No.7-2 の壁つなぎには自在型クランプが使われており、自在型クランプの許容耐力は 3.43kN である。この破壊耐力を許容耐力の 2.0 倍とする<sup>2)</sup>と、破壊耐力は 6.86kN となる。No.7-2 の壁つなぎの負担面積は、No.7-1、No.6-1 の壁つなぎが外れた後の No.6-2 の壁つなぎの負担面積に比べて大きくなるので、No.7-2 の壁つなぎには、No.6-2 の壁つなぎに作用した 7.57kN よりも大きな荷重が作用すると考えられる。この 7.57kN は、No.7-2 の壁つなぎの破壊耐力の 6.86kN よりも大きい。よって No.7-2 の壁つなぎの自在クランプは外れると考えられる。

No.7-2 の壁つなぎが外れると、更に壁つなぎ 1 本の負担面積が大きくなるので、壁つなぎ 1 本に作用する荷重が大きくなる。よって、鉄骨用クランプを使用した場合でも自在クランプを使用した場合でも作用荷重は、壁つなぎの破壊耐力を超えるため、壁つなぎは外れると考える。そして、壁つなぎが図 2 に示す状況で外れ、足場が倒壊したと考える。

### 3. 災害発生の原因

足場倒壊の原因について検討した結果、以下のことが分かった。

- ① 足場が倒壊した当日は、同市内に強風注意報が発表されており、足場が倒壊した日の気象庁発表の同市内の最大瞬間風速は 24.3m/s であった。建設工事現場監督者の話でも足場が倒れた時に強い風が吹いたと言うことであったので、足場は風によって倒れたと考えられる。
- ② 事故当時の事故現場の風速のデータがないことから、気象庁発表の最大瞬間風速 24.3m/s を参考に足場に作用した風速を計算した。発表された風速の観測点は地盤面から 48.4m であり、倒壊した足場の高さ 27.2m と異なる。そこで、べき指数分布を用いて高さ 27.2m 地点の風速を計算すると、高さ 27.2m 地点の風速は 20.8 m/s となる。この風が足場に作用したと仮定すると、「改訂風荷重に対する足場の安全技術指針」<sup>2)</sup>が定める設計風速の 19.4m/s よりも高い風速が足場に作用したことになり、足場は倒れやすい状態であったといえる。
- ③ 風速 20.8 m/s が足場に作用した場合の足場の強度を検討した。足場を支えている壁つなぎの内、最初に外れたとされる図 2 に示す No.7-1 の壁つなぎについて強度を検討した。No.7-1 の壁つなぎの建設中の躯体との取り付けには鉄骨用クランプが使われている。この鉄骨用クランプの許容耐力と破壊耐力を計算し、作用荷重と比較すると次のようになる。

$$4.02\text{kN(許容耐力)} < 5.07\text{kN(作用荷重)} < 6.18\text{kN(破壊耐力)}$$

これより、作用荷重は No.7-1 の鉄骨用クランプの破壊耐力は超えないが許容耐力は不足する。

また、No.7-1 の壁つなぎは、図 6, 8 に示すように足場に対して直角に取り付けられていなかったことから、鉄骨用クランプには、曲げモーメントが作用しており、その値は 6.57kN・m であった。鉄骨用クランプにおける許容曲げモーメントの値は明らかになっていないが、図 9 に示すように、6.57kN・m の曲げモーメントは 1m 離れた所から 6.57kN(670kg)の力が働いている状態であり、更に鉄骨用クランプには許容耐力を超える引張力が作用しているため、No.7-1 の鉄骨用クランプは外れてしまうのではないかと考える。

また、鉄骨用クランプは各種形鋼と鋼管を摩擦を利用して緊結する金具であるため、図 6 に示すように、形鋼から脱落する方向に力がかかる使い方は好ましくない。このため鉄骨用クランプは 2 個 1 組で建物の躯体に取り付けるように「改訂風荷重に対する足場の安全技術指針」に記されている。しかし、No.7-1 の壁つなぎの鉄骨用クランプの取り付けは、図 6 に示すように、1 箇所のみであった。

以上より、No.7-1 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として許容耐力以上の 5.07kN が作用し、同時に曲げモーメントとして 6.93kN・m が作用したことにより、No.7-1 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

- ④ No.7-1 の壁つなぎが外れた後の No.6-1 の壁つなぎの強度について検討した。No.6-1 の壁つなぎの建設中の躯体との取り付けにも鉄骨用クランプが使われている。この鉄骨用クランプの耐力と作用荷重を比較すると次のようになる。

$$4.02\text{kN(許容耐力)} < 5.33\text{kN(作用荷重)} < 6.18\text{kN(破壊耐力)}$$

これより、作用荷重は No.6-1 の鉄骨用クランプの破壊耐力は超えないが、許容耐力は不足する。

また、No.6-1 の壁つなぎも図 7 に示すように足場に対して直角に取り付けられていなかったことから、鉄骨用クランプには、曲げモーメントが作用しており、その値は 4.67kN・m であった。更に、No.6-1 の鉄骨用クランプも取り付けは 2 個 1 組ではなく、1 箇所のみであり、風荷重は、鉄骨用ク

ランプが鉄骨柱から脱落する方向に力が作用している。

以上より、No.6-1 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として許容耐力以上の 5.33kN が作用し、同時に曲げモーメントとして 4.67kN・m が作用したことにより、No.6-1 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

- ⑤ No.7-1 と No.6-1 の壁つなぎが外れた後の No.6-2 の壁つなぎの耐力について検討した。No.6-2 の壁つなぎの建設中の躯体との取り付けにも鉄骨用クランプが使われている。この鉄骨用クランプの耐力と作用荷重を比較すると次のようになる。

$$4.02\text{kN}(\text{許容耐力}) < 6.18\text{kN}(\text{破壊耐力}) < 7.57\text{kN}(\text{作用荷重})$$

これより、作用荷重は No.6-1 の鉄骨用クランプの破壊耐力を超える。

また、No.6-2 の鉄骨用クランプも取り付けは 2 個 1 組ではなく、1 箇所のみであり、風荷重は、鉄骨用クランプが鉄骨柱から脱落する方向に力が作用している。

以上より、No.6-2 の鉄骨用クランプは、今回作用した風荷重に対して抜けやすい方向に取り付けられており、そこへ引張力として破壊耐力以上の 7.57kN が作用したことにより、No.6-2 の鉄骨用クランプが外れたと考える。

- ⑥ No.7-1, No.6-1, No.6-2 の壁つなぎが外れた後の No.7-2 の壁つなぎの耐力について検討した。No.7-2 の壁つなぎには自在型クランプが使われており、自在型クランプの破壊耐力は 6.86kN である。No.7-2 の壁つなぎの負担面積は、No.7-1, No.6-1 の壁つなぎが外れた後の No.6-2 の壁つなぎの負担面積に比べて大きくなるので、No.7-2 の壁つなぎには、No.6-2 の壁つなぎに作用した 7.57kN よりも大きな荷重が作用すると考えられる。この 7.57kN は、No.7-2 の壁つなぎの破壊耐力の 6.86kN よりも大きい。よって No.7-2 の壁つなぎの自在クランプは外れると考える。

No.7-2 の壁つなぎが外れると、更に壁つなぎ 1 本の負担面積が大きくなるので、壁つなぎ 1 本に作用する荷重が大きくなる。よって、鉄骨用クランプを使用した場合でも自在クランプを使用した場合でも作用荷重は、壁つなぎの破壊耐力を超えるため、壁つなぎは外れると考える。そして、壁つなぎが図 2 に示す状況で外れ、足場が倒壊したと考える。

#### 4. 再発防止対策

今回の災害は、設計風速以上の風が足場に作用したことも原因のひとつと考えられる。災害発生の当日、足場が設置されていた地域には強風注意報が発表されており、足場には強い風が作用することが予想される状況であった。強風が予想される場合は、メッシュシートや防災メッシュなど風荷重が大きくなる要因となる材料は撤去するか巻き上げるなどの措置をとり、壁つなぎは十分な補強を行う必要がある。特に上端部など建築物よりも突出している足場に対しては、控え材などで補強し、壁つなぎ1本の負担面積を減らすようにすべきである。

また、壁つなぎを足場に対して斜めに取り付けると壁つなぎに引張力と同時に曲げモーメントが作用し、建設中の躯体へ取り付けられた鉄骨用クランプなどが外れる原因となる。壁つなぎは、できるだけ足場と直角方向に取り付けるべきである。加えて、鉄骨用クランプの建設中の躯体への取り付けは、形鋼から脱落する方向に力がかかる場合の使い方は壁つなぎが抜けやすいので避けるべきである。風荷重のように、その方向が一定でない力に対しては図16に示すように2個1組で用いるようにする。壁つなぎを2個1組で用いることにより、風荷重のような振動を伴った繰り返し荷重に対する鉄骨用クランプの滑り止めにもなると考える。

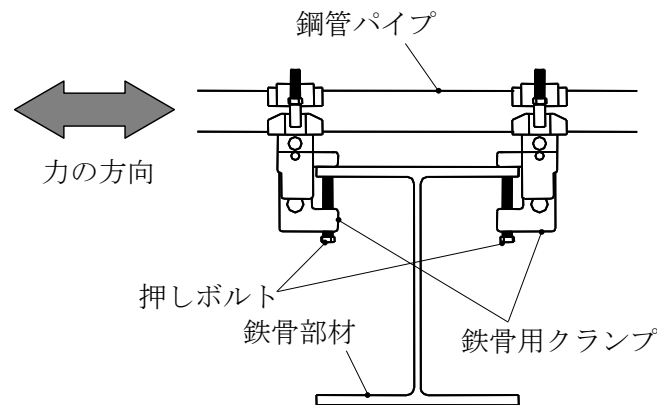


図16 鉄骨部材に2個1組で取り付けられた鉄骨用クランプ

## 参考文献

- 1) 略
- 2) 丸田栄蔵他，仮設工業会編：改訂風荷重に対する足場の安全技術指針，東京，仮設工業会，2004.
- 3) 大竹和夫・河井宏允・須田健一・田村幸雄・松井正宏：風速および速度圧，日本建築学会編，建築物荷重指針・同解説，東京，丸善，2004.
- 4) 前郁夫他：資料 4，仮設工業会編，足場・型枠支保工設計指針，東京，仮設工業会，2004.

なお、本災害調査の実施に当たって、労働局から事故当時の写真と足場の設置計画図等の提供を受けた。