

添説建 2-VII. 1. 6-8 表 基礎一覧 (2/2)

F3

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお、各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

固定荷重は、既存建物の柱・梁・床・壁・屋根及びその他建物部材の自重、新規制基準に対応する耐震補強及び耐竜巻性能向上対策等の各種対策に係る全ての部材の重量を考慮した荷重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根部分については、基本的に本建物建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 85 条に従い、現地調査による設備機器重量と配置の確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-VII. 1.7-1 表に示す。

添説建 2-VII. 1.7-1 表 積載荷重一覧 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
- 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
- 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 4.10 = 0.082(\text{sec})$
- 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
- せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
- 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 $C_o = 1.0$ (二次設計)
- 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
- 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
- 地上部分全重量 : W
- 建築物の高さ : $h = 4.10(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-VII. 1.7-2 表に示す。

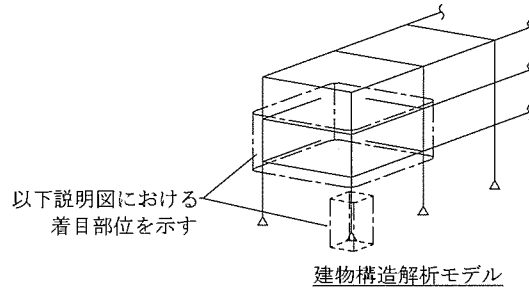
添説建 2-VII. 1.7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $= n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $= n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

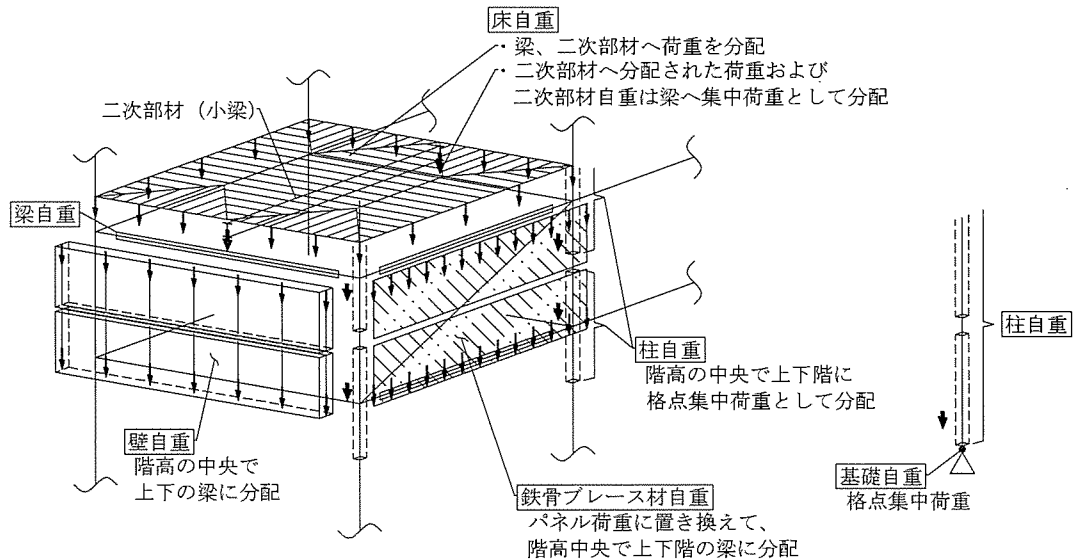
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁、基礎及びその他建物部材の自重は、以下の方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下の方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_0) が必要保有水平耐力 (Q_m) 以上であることを確認する。

1.8. 使用材料の許容応力度

コンクリート及び鉄筋の基準強度及び許容応力度を添説建2-VII.1.8-1表～添説建2-VII.1.8-4表に示す。

(1) コンクリート

添説建2-VII.1.8-1表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建2-VII.1.8-2表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って□として取り扱う。

添説建 2-VII. 1. 8-3 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-VII. 1. 8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第 90 条
建築基準法・同施行令・告示等
日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生じる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生じる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は、各部材に生じる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生じる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

なお、各部材の許容応力度、許容耐力の値は、鉄筋コンクリート部材については「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）」に基づき算定する。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-VII. 1.9-1 表～添説建 2-VII. 1.9-7 表、添説建 2-VII. 1.9-11 表及び添説建 2-VII. 1.9-12 表に示す。

1) RC 柱の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/25' 通り (柱頭) C2			B'' 通り/25' 通り C2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VII. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	B'' 通り/25' 通り (柱頭) C2			B'' 通り/25' 通り C2		
	X 方向地震荷重			X 方向地震荷重		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

※1：耐震壁もしくはそれに相当する壁付柱については、壁面内方向の地震時水平力に対し壁が抵抗し、柱には応力が発生しないため記載を省略する。

2) RC大梁の断面検定

添説建2-VII.1.9-3表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/24-25' 通り間 (24 側) G4			B'' 通り/24-25' 通り間 G4		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建2-VII.1.9-4表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/18-19' 通り間 (19' 側) G2			B'' 通り/24-25' 通り間 G4		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 耐震壁の断面検定

添説建2-VII.1.9-5表 断面検定 (耐震壁は短期荷重のみ)

せん断 ^{※2}		
25' 通り/B'-B'' 通り間 EW15 (15)		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

※2: 耐震壁部材は曲げ剛性が非常に大きく、強度評価はせん断耐力にて決定されるため、曲げの断面検定は省略する。

4) 基礎梁の断面検定

添説建2-VII.1.9-6表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2			B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建2-VII.1.9-7表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2			B'' 通り/24-25' 通り間 (25' 側) FG2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) 基礎

a) 概要

放射線管理棟増築部の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 8.8m まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1 階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書-建 2 付録 1 に示す。

放射線管理棟増築部の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 4m から約 14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗

平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-VII. 1.9-1 図～添説建 2-VII. 1.9-3 図に示し、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建 2-VII. 1.9-8 表に示す。

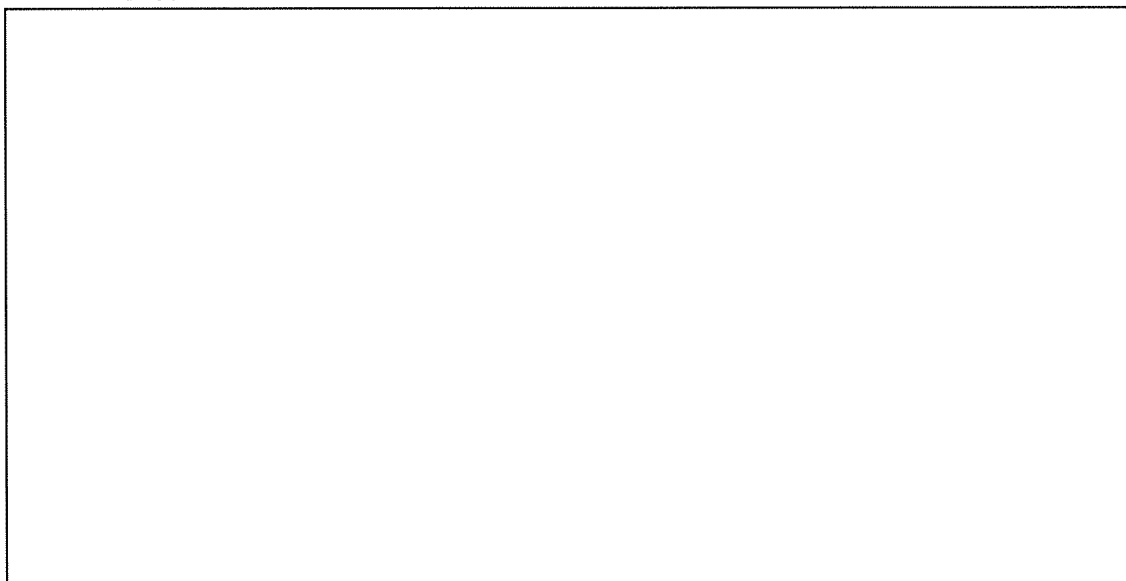
c) 杭の種類

φ 、L = m

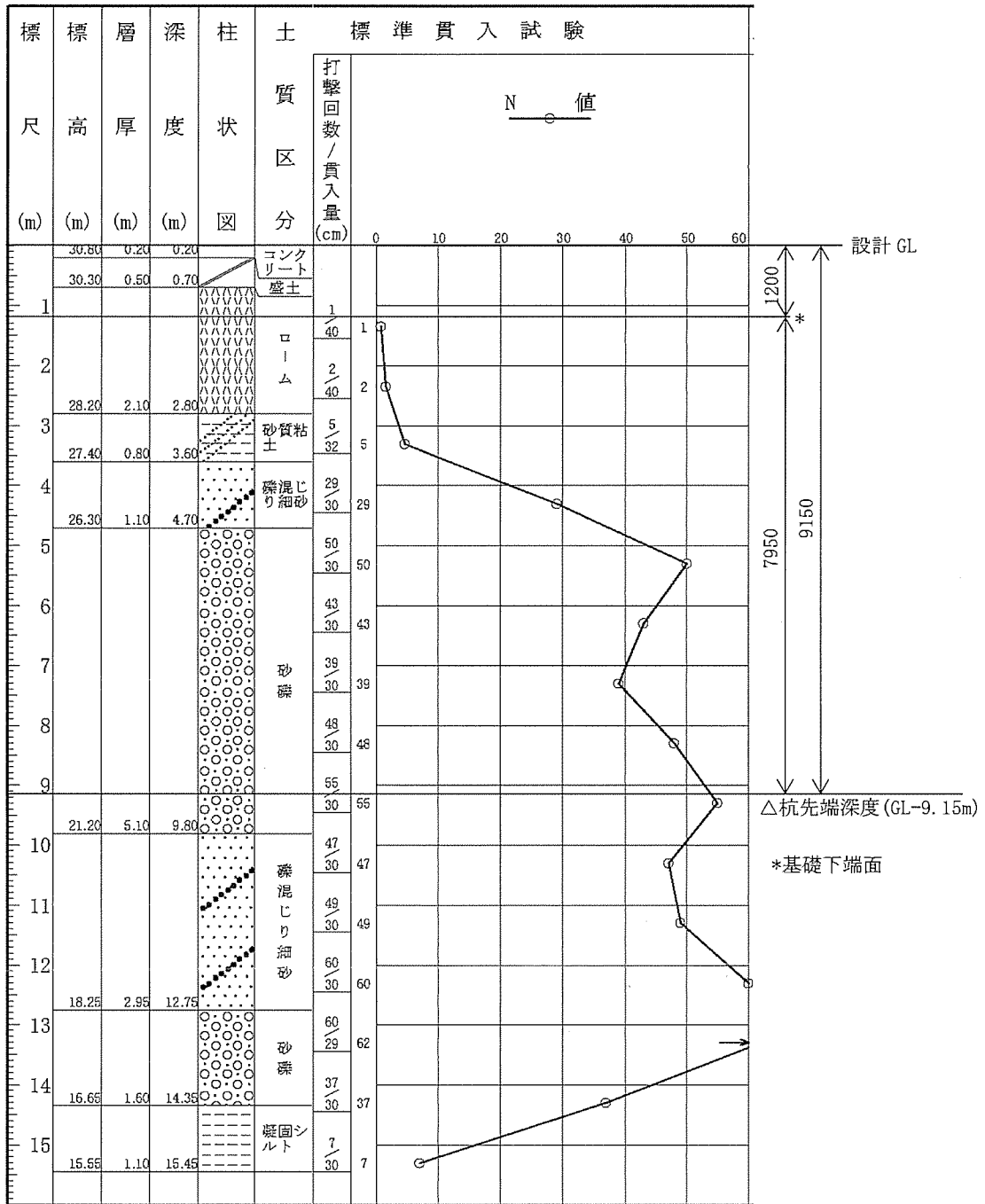
杭体の長期許容支持力 568 kN/本 (建設時 JIS A 5310 58t/本×9.80665 m/s²)

d) 杭頭条件

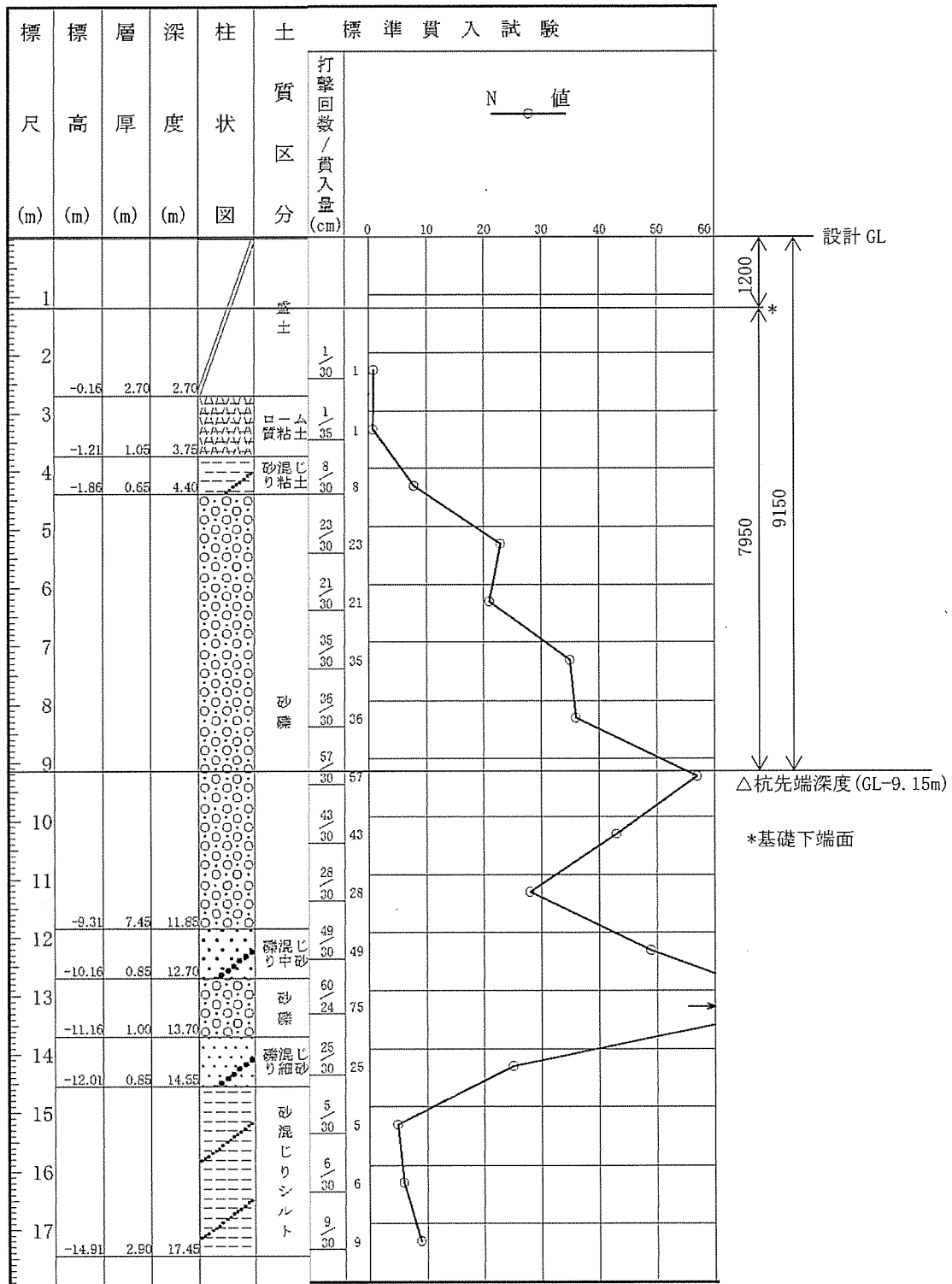
杭頭ピン



添説建 2-VII. 1.9-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-VII. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-VII. 1. 9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引抜力

添説建2-VII.1.9-8表 杭の許容支持力と許容引抜力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引抜力 (kN/本)
	長期	短期	短期

・杭の許容支持力及び許容引抜力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-VII.1.9-9表、添説建2-VII.1.9-10表から、

長期許容支持力 ${}_L R_a$ (kN) :

短期許容支持力 ${}_S R_a$ (kN) :

短期許容引抜き力 ${}_L R_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期} : {}_L R_a (\text{kN/本}) = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_f$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= $300 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-VII.1.9-2図、添説建2-VII.1.9-3図より算出する。

添説建2-VII.1.9-9表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_L R_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-VII. 1.9-10表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_tR_a$
①								
②								

f) 支持力の照査

長期作用軸力及び短期作用軸力に対する杭の許容軸力の検討結果を添説建 2-VII. 1.9-11 表に示す。

本建物においては、短期 Y 方向加力時に引抜きが発生する。

添説建 2-VII. 1.9-11 表 杭の支持力確認結果

位置	杭本数	杭の許容軸力 (kN/本) ^{※1}			作用軸力 (kN/本) ^{※1}				検定比 ^{※2}					
		許容支持力		許容引抜き力	長期	短期 (地震時)				長期	短期 (地震時)			
		長期	短期			X方向加力		Y方向加力			X方向加力		Y方向加力	
				①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	④/①	⑤/②	⑥/②
B'-18														
B'-19'														
B'-21														
B'-22'														
B'-24														
B'-25'														
B''-18														
B''-19'														
B''-21														
B''-22'														
B''-24														
B''-25'														

※1: 杭の許容軸力、作用軸力: (+) 押込力、(-) 引抜き

※2: 検定比 = 作用軸力 / 許容軸力

ただし、短期作用軸力が (-) 引抜きの場合は、許容軸力は短期許容引抜き力とする。

検定比max

g) 杭の水平抵抗力の照査

建物に作用する地震時水平力に対し、建物全体の杭が抵抗できる水平力の検討を行う。

地震時水平力の算出にあたっては、基礎部重量を考慮するものとし、基礎部に作用する水平震度 (k) は建築基準法施行令第 88 条に従い、0.1 とする。

検討結果を添説建 2-VII. 1. 9-12 表に示す。

建物全体の杭が抵抗できる水平耐力が基礎部を含めた建物に作用する地震時水平力を上回ることを確認した。

添説建 2-VII. 1. 9-12 表 杭の水平耐力の検討結果

建物一次設計用 地震力 Q_i (kN)	基礎部 重量 W (kN)	基礎部 水平震度 k	耐震重要度 割増し係数 n	地震時水平力 Q_p (kN) $=Q_i+n \times k \times W$	杭の 水平耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_p / Q_a

※1：添説建 2-VII. 1. 7-2 表より

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VII. 1. 9-13 表～添説建 2-VII. 1. 9-16 表及び添説建 2-VII. 1. 9-17 表～添説建 2-VII. 1. 9-20 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令第 82 条の 6 の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 号より、剛性率 (R_s) が 0.6 以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が 0.15 以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VII. 1. 9-13 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}

添説建 2-VII. 1. 9-14 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}

添説建 2-VII. 1. 9-15 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}

添説建 2-VII. 1. 9-16 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-VII. 1. 9-17 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-18 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-19 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-20 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

※1: $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である放射線管理棟増築部の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) で降伏する主要な構造部材(柱、梁、耐震壁)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

放射線管理棟増築部のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-VII.1.10-1表に示す。

添説建2-VII.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

階	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i^{*2} (kN)	A_i	n	C_i^{*3} = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i階の重量

*2) ΣW_i : i階より上の重量

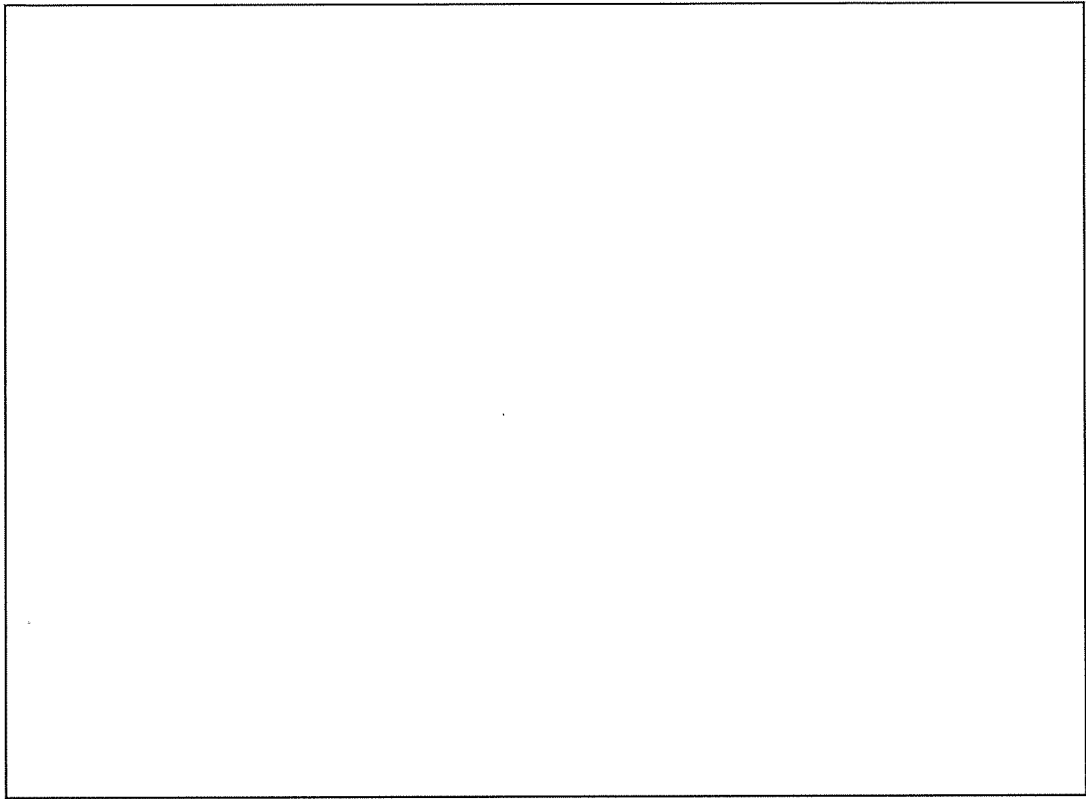
*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7.設計用荷重」項を参照

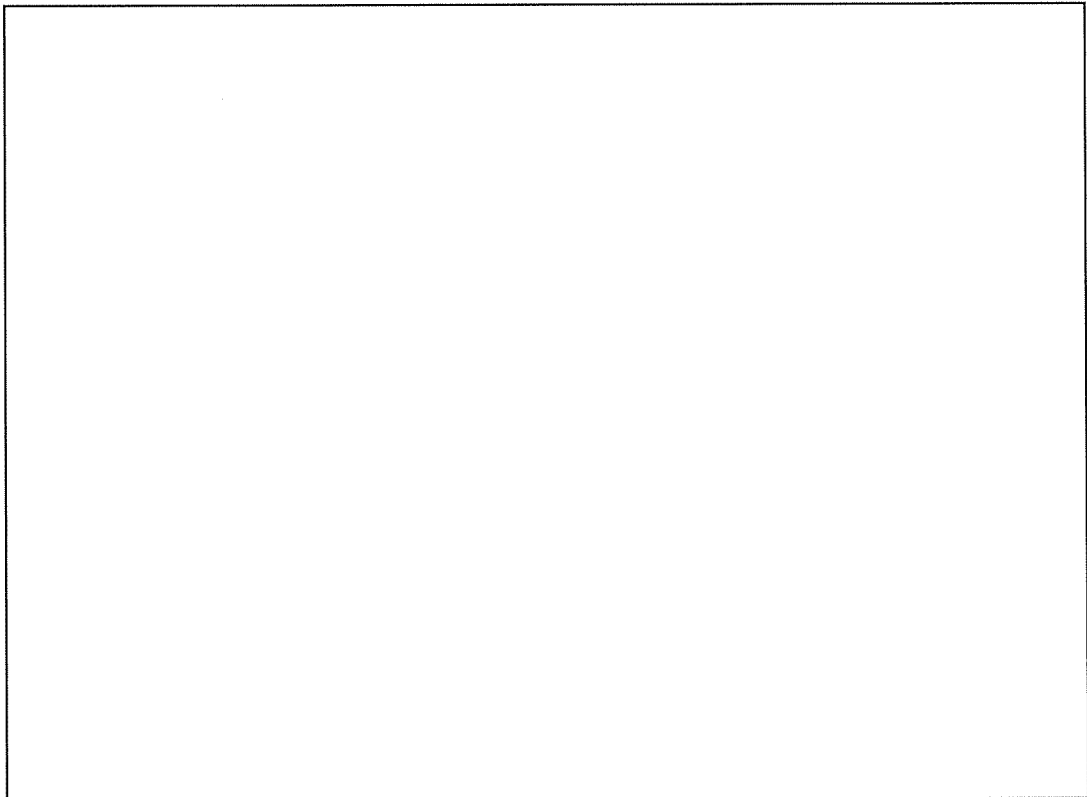
(3) 概ね弾性の評価結果

補強後のQ- δ 曲線における $3C_i$ (0.6G) での水平地震力(Q_i)及び変形量(δ)の位置を添説建2-VII.1.10-1図～添説建2-VII.1.10-4図に示す。各Q- δ 曲線のXY方向は「図ト建-4」に示す。

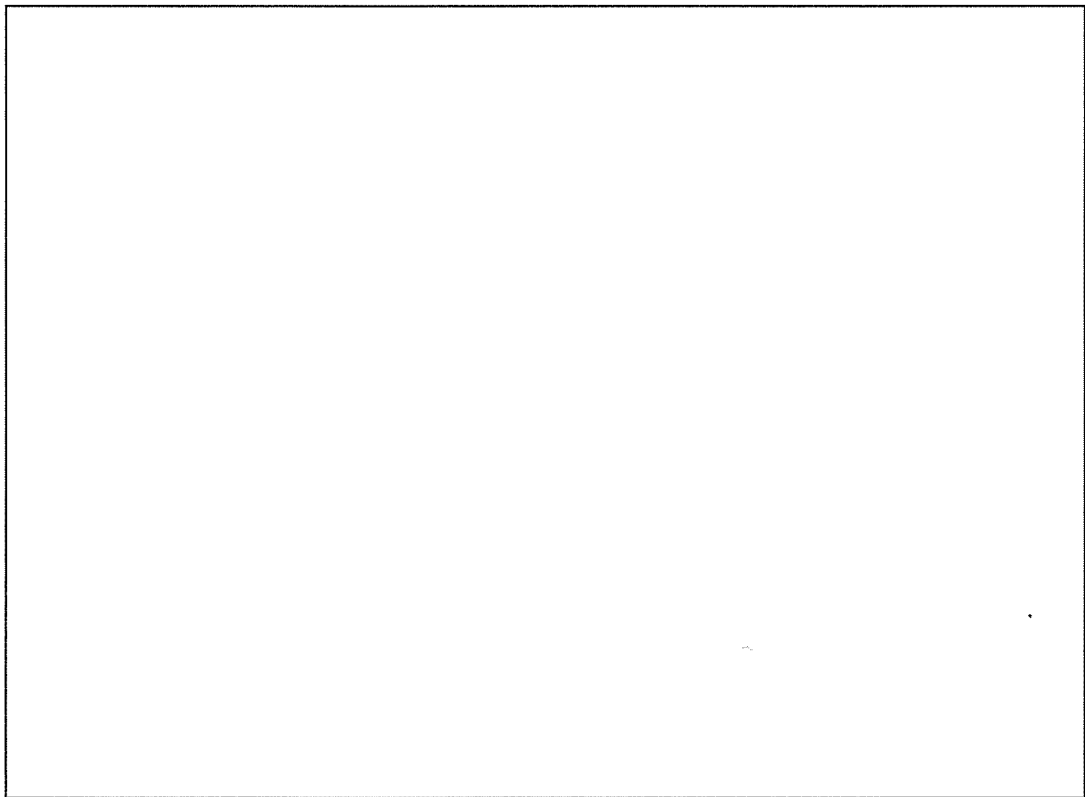
また、概ね弾性の評価結果を添説建2-VII.1.10-2表に示す。



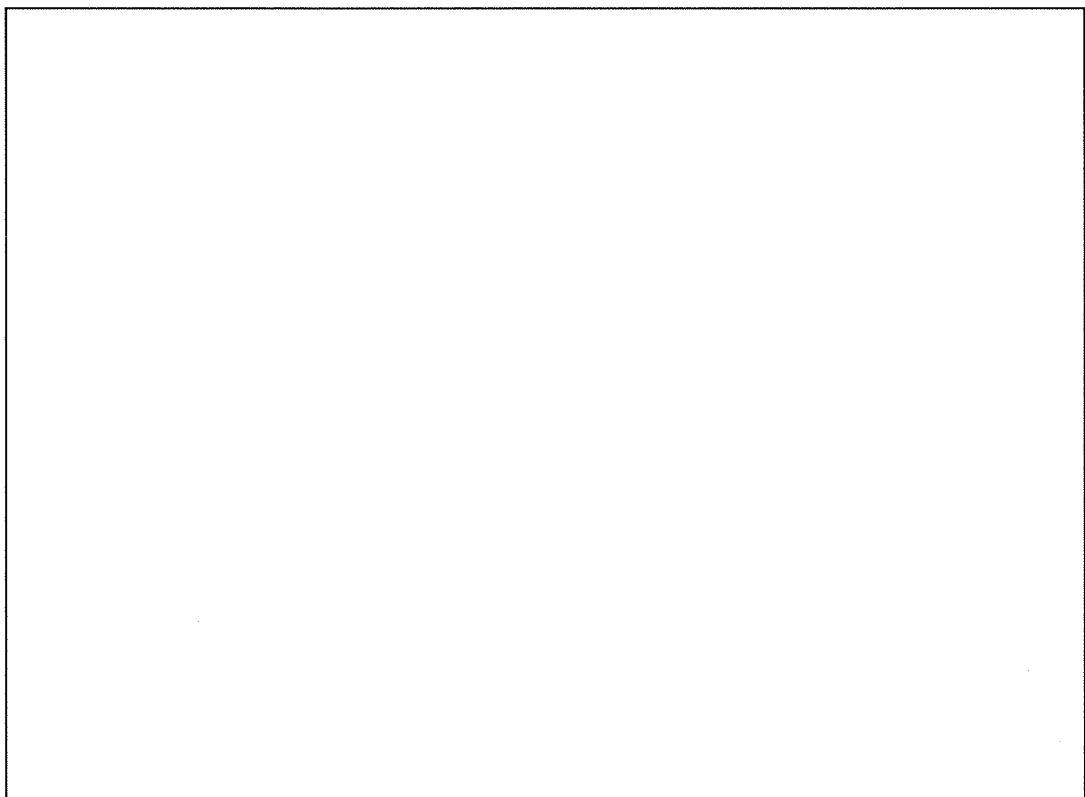
添説建 2-VII. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-VII. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-VII. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-VII. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-VII. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範 囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0.6G) に 対して変形	第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
X 方向負加力	量が、第 2 折 れ点以内等、	第 1 折れ点以内に荷重点があり弾性範囲にある。	適
Y 方向正加力	変形曲線の 弾性域にあ る場合	第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向負加力		第 1 折れ点付近に荷重点があり変形曲線の弾性域にある。	適

(4) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-VII. 1. 10-3 表に示す。また、1 階の降伏した構造部材の箇所を明示した図を添説建 2-VII. 1. 10-5 図に示す。屋上階には降伏する構造部材は無いので当該の図は省略する。

添説建 2-VII. 1. 10-3 表
3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向			Y 方向		
	部材数	正加力	負加力	部材数	正加力	負加力
柱						
梁						
耐震壁						
EW						
合計						
割合 (%)						

(注) 表中の記号は降伏する構造部材の箇所を示す添説建 2-VII. 1. 10-5 図の図中の記号と対応する。

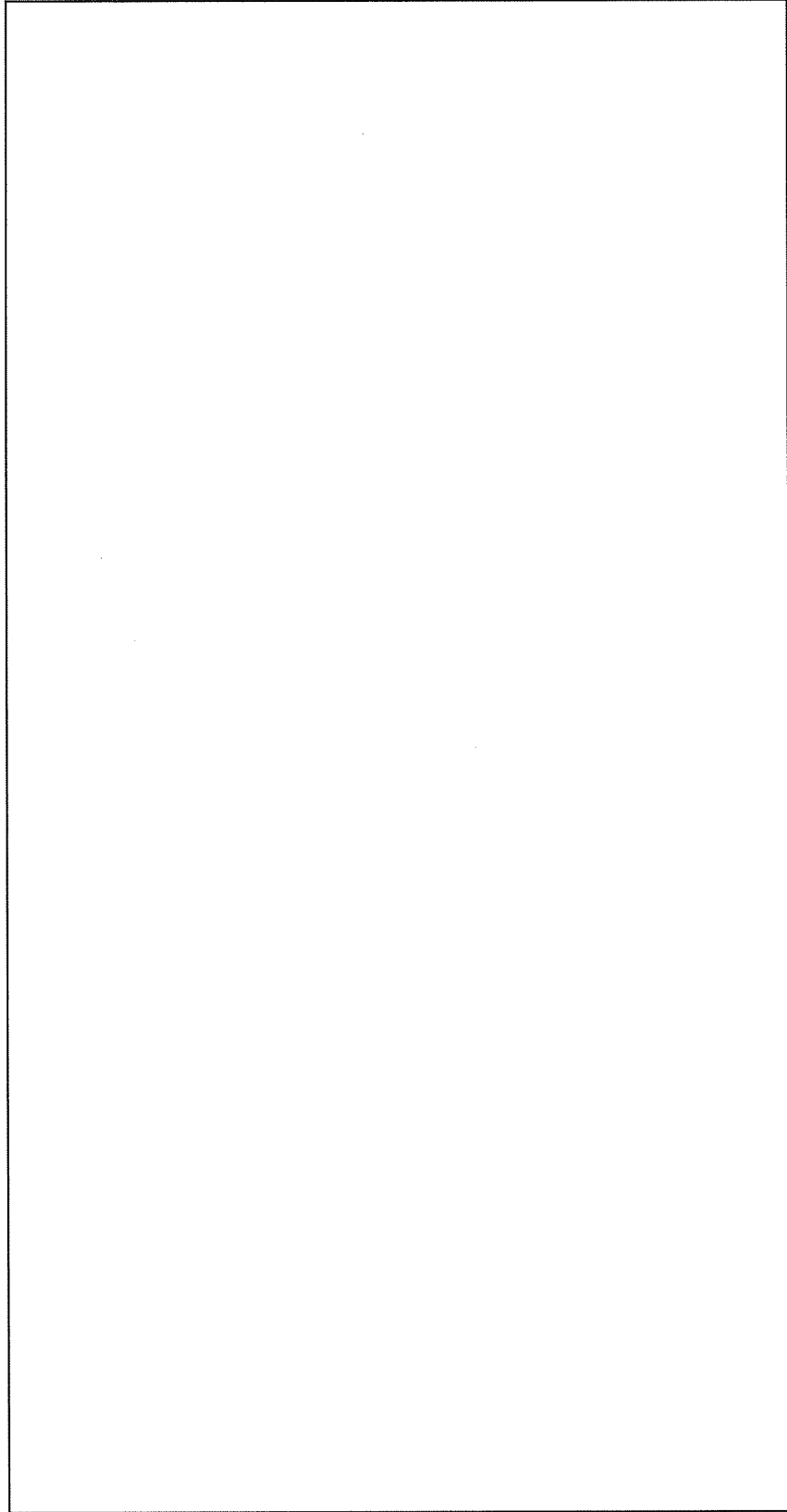
<記号の見方>

EWY+ : 耐震壁、Y 方向の正加力

EWY- : 耐震壁、Y 方向の負加力

添説建 2-VII. 1. 10-3 表より、X 方向で降伏した構造部材はない。Y 方向については正加力及び負加力の各々の方向で、それぞれ耐震壁が 2 箇所降伏するが、Y 方向全体に対する割合は両者とも 7.5%と少量であり、当該箇所のコンクリートのひび割れにより部分的に部材剛性は低下するが全体の耐力に大きく影響することはない。

なお、すべての構造部材の中で最も早期に降伏する箇所は添説建 2-VII. 1. 10-5 図に示す 1 階 18 通り B' -B' ' 間の耐震壁であり、当該の耐震壁が最も厳しい箇所と考える。



添説建2-VII.1.10-5図 1階で降伏する構造部材の箇所

(5) まとめ

放射線管理棟増築部は、 $Q-\delta$ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での概ね弾性の評価及び同地震力で降伏する主要な構造部材 (柱、梁、耐震壁) の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合の解析より、構造部材が降伏することにより部分的に構造部材の剛性が低下する箇所は数か所あるが構造部材全体に対する数量割合は少量であり、全体の耐力に大きく影響することはないことから、耐震強度は S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

VIII 放射線管理棟前室の耐震計算書

1. 放射線管理棟前室の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

放射線管理棟前室の設置位置を本文 図イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

放射線管理棟前室は放射線管理棟のうち廃棄物一時貯蔵所に隣接する新設建物である。構造は鉄筋コンクリート造（RC造）平屋建てで、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ \square m の整形な建物である。

架構形式は X 方向が耐震壁付ラーメン構造、Y 方向が純ラーメン構造である。

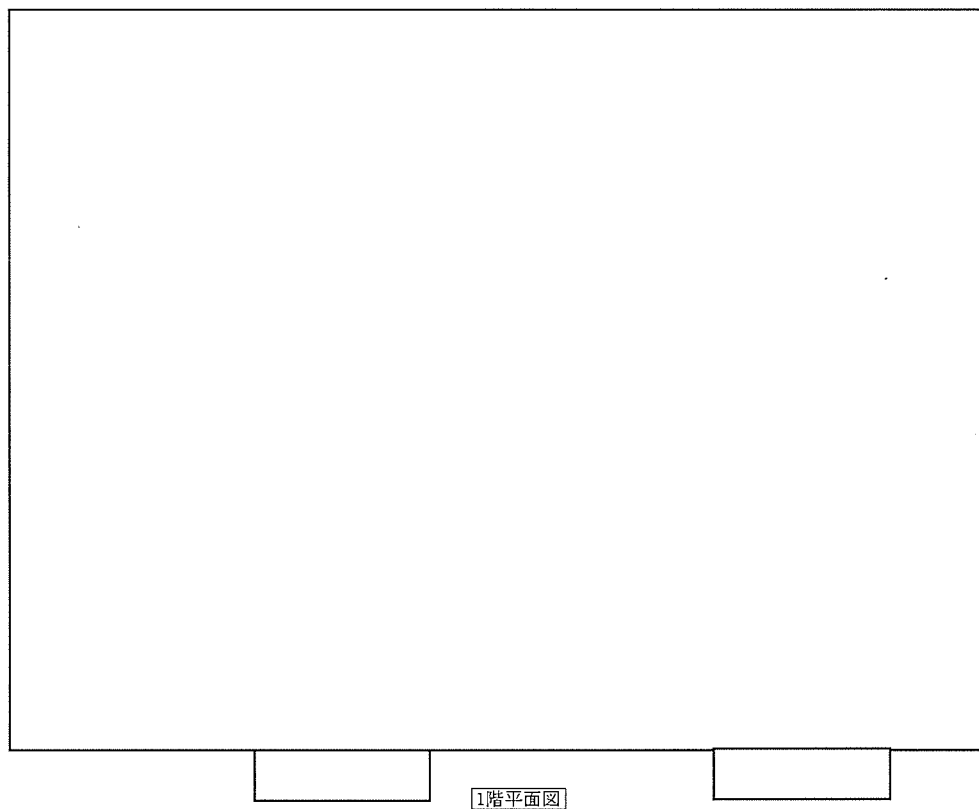
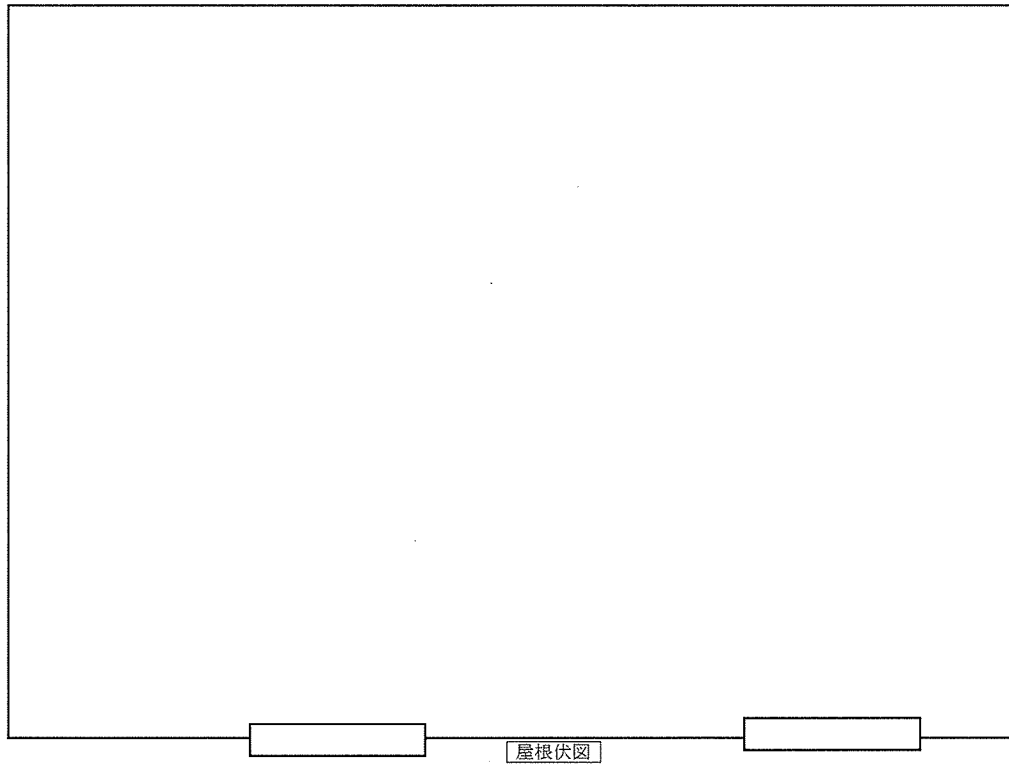
1 階床は構造スラブ（ $t = \square$ mm）である。

本建物の接地圧はローム層の地耐力（ 50 kN/m^2 ）以下となるように設計することから、基礎形式は直接基礎（べた基礎）としている。なお、地耐力を確実に確保するため、基礎下部に地盤改良を行い、地耐力が 50 kN/m^2 を超えることを確認する。

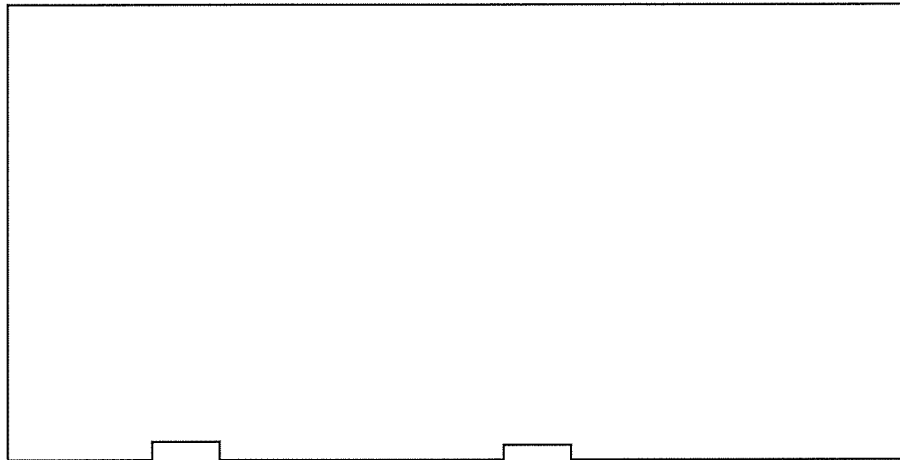
放射線管理棟と放射線管理棟前室は、エキスパンションジョイントにより分離した構造体である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-VIII.1.1-1 図～添説建 2-VIII.1.1-4 図に示す。

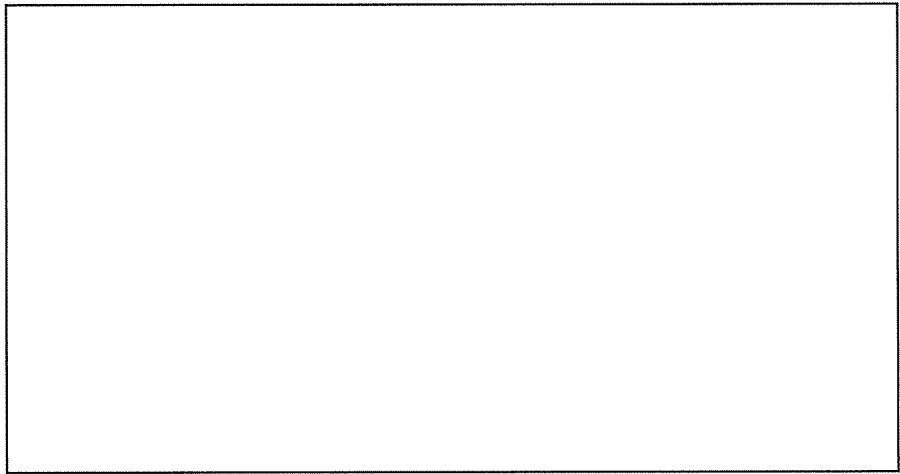
注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 2 - VIII. 1. 1 - 1 図 平面図

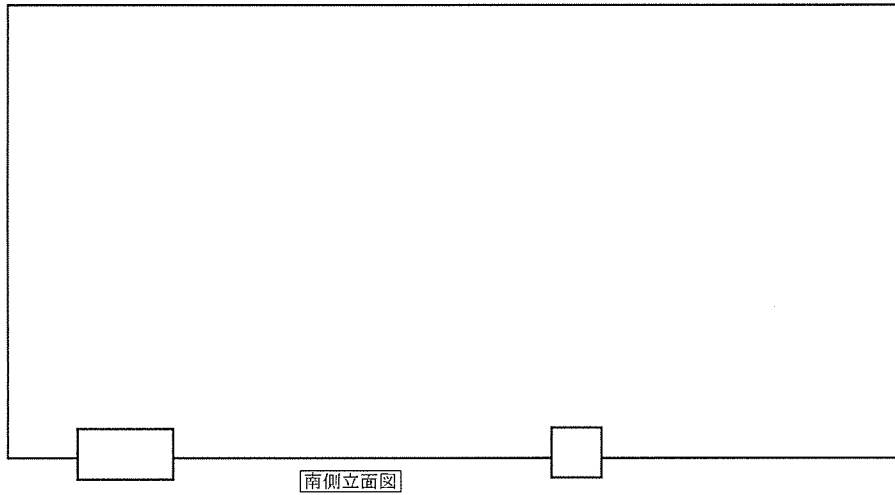


東側立面図

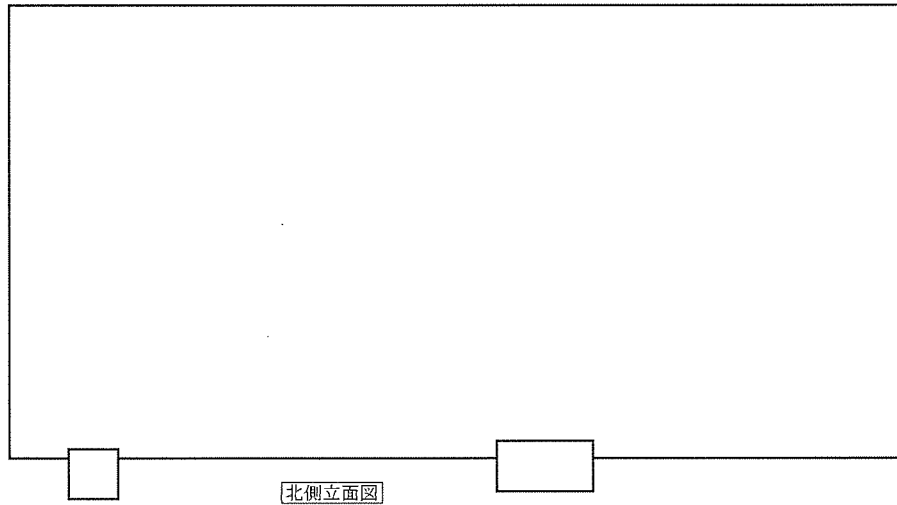


西側立面図

添説建 2-VIII. 1. 1-2 図 立面図 (1/2)

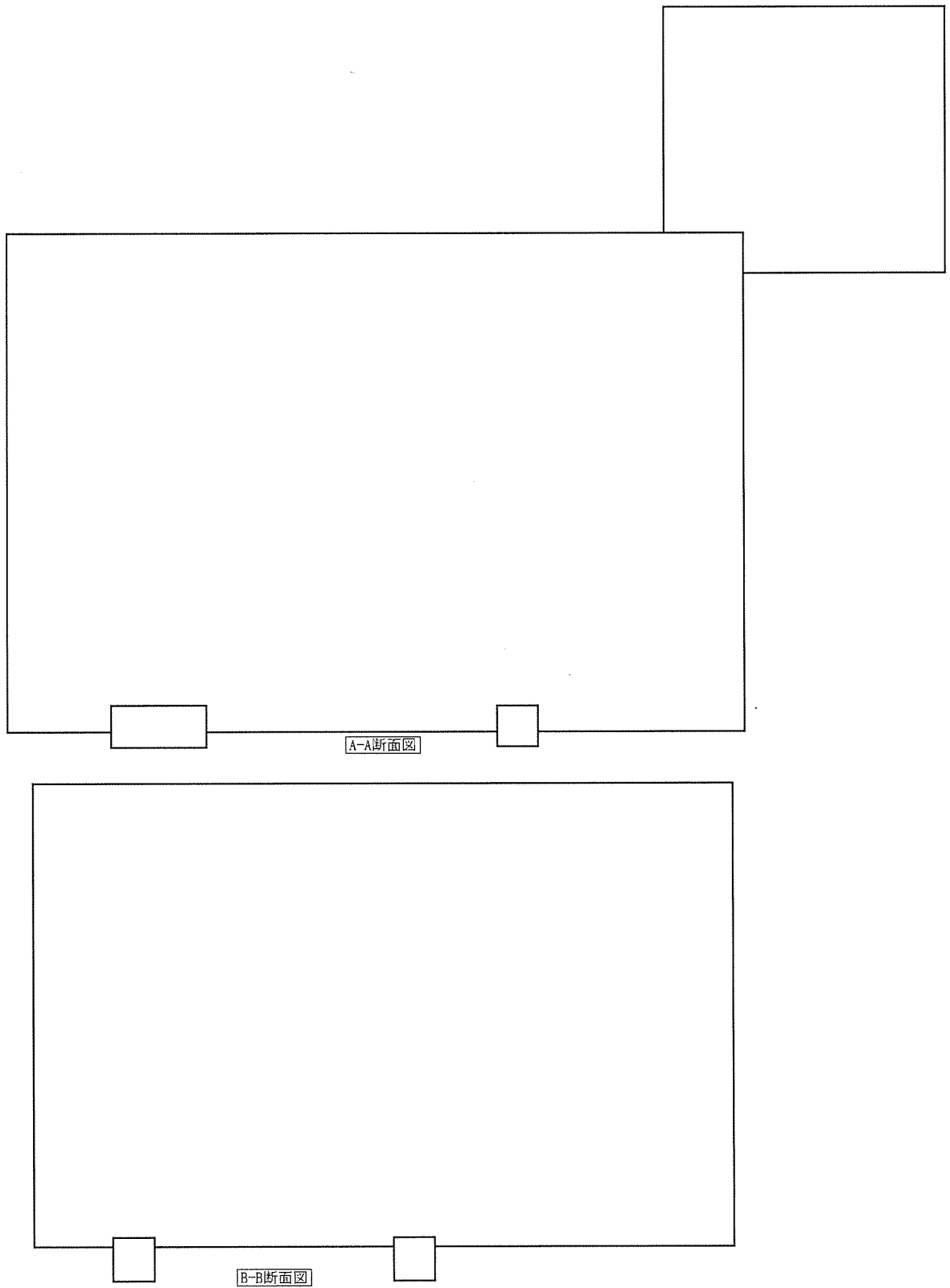


南側立面図



北側立面図

添説建 2-VIII. 1. 1-3 図 立面図 (2/2)



添説建 2-VIII. 1. 1-4 図 断面図

1.2.評価方法

(1) 設計方針

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.5=0.3$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.5=1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」等に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

2) 一次設計

- a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。
- b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。
- c) 建築基準法施行令第82条に短期に生じる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積雪荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。
- d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。
- e) 応力解析の結果より、柱（RC造）、大梁（RC造）、耐震壁、屋根、基礎梁、基礎の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して1.7.項で定める許容応力度に基づいて行う。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第82条の3により保有水平耐力（ Q_{un} ）が下式で与えられる必要保有水平耐力（ Q_{un} ）以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の1.1倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が1/100に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \Sigma W_i \quad (\text{各記号の説明は1.6項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和55年建設省告示第1792号第1～第6で定められる値)

F_e : 偏心率（ R_e ）に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和55年建設省告示第1792号第7で定められる値)

F_s : 剛性率（ R_s ）に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和55年建設省告示第1792号第7で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

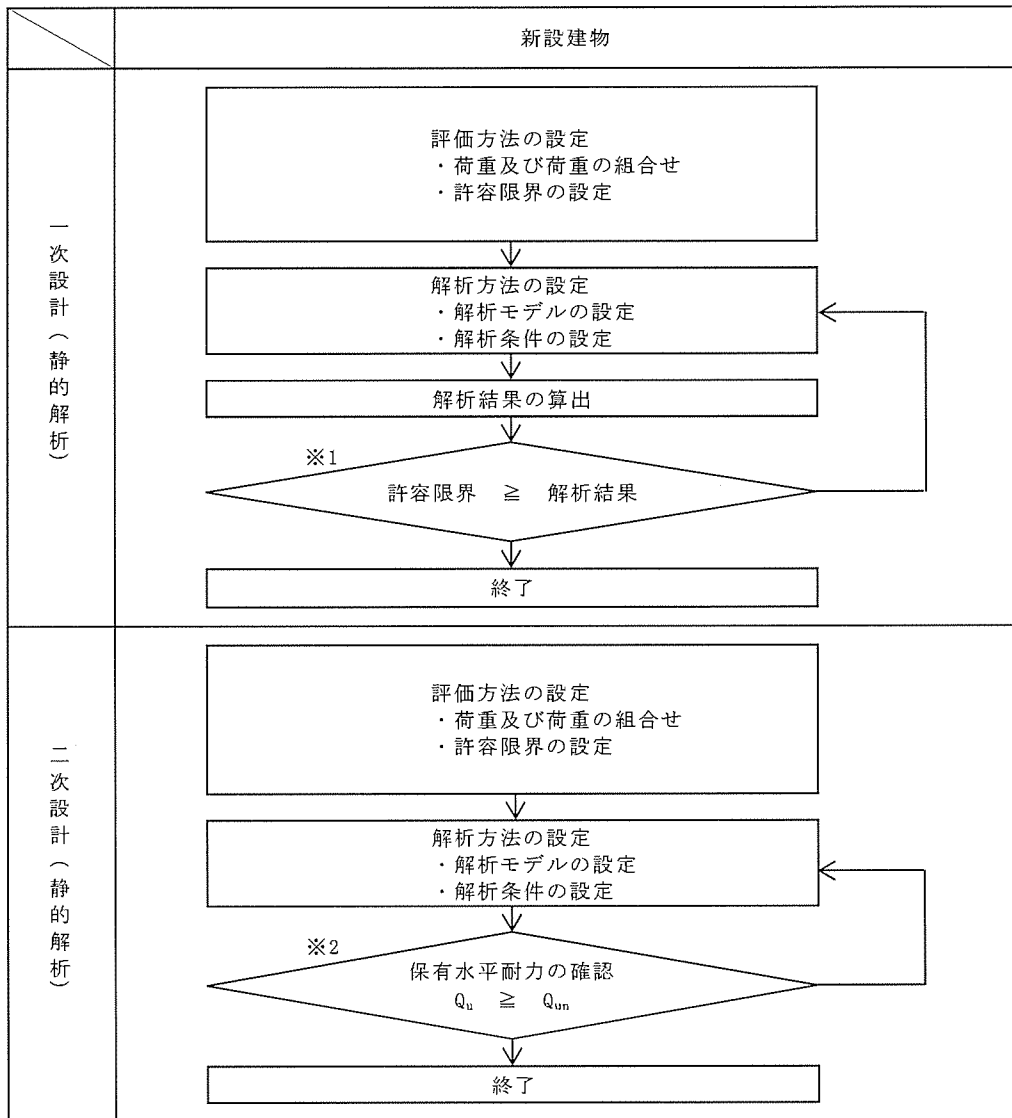
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和55年建設省告示第1792号第7で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係基準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

耐震設計のフローチャートは添説建 2-VIII.1.2-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

F_{es} : 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

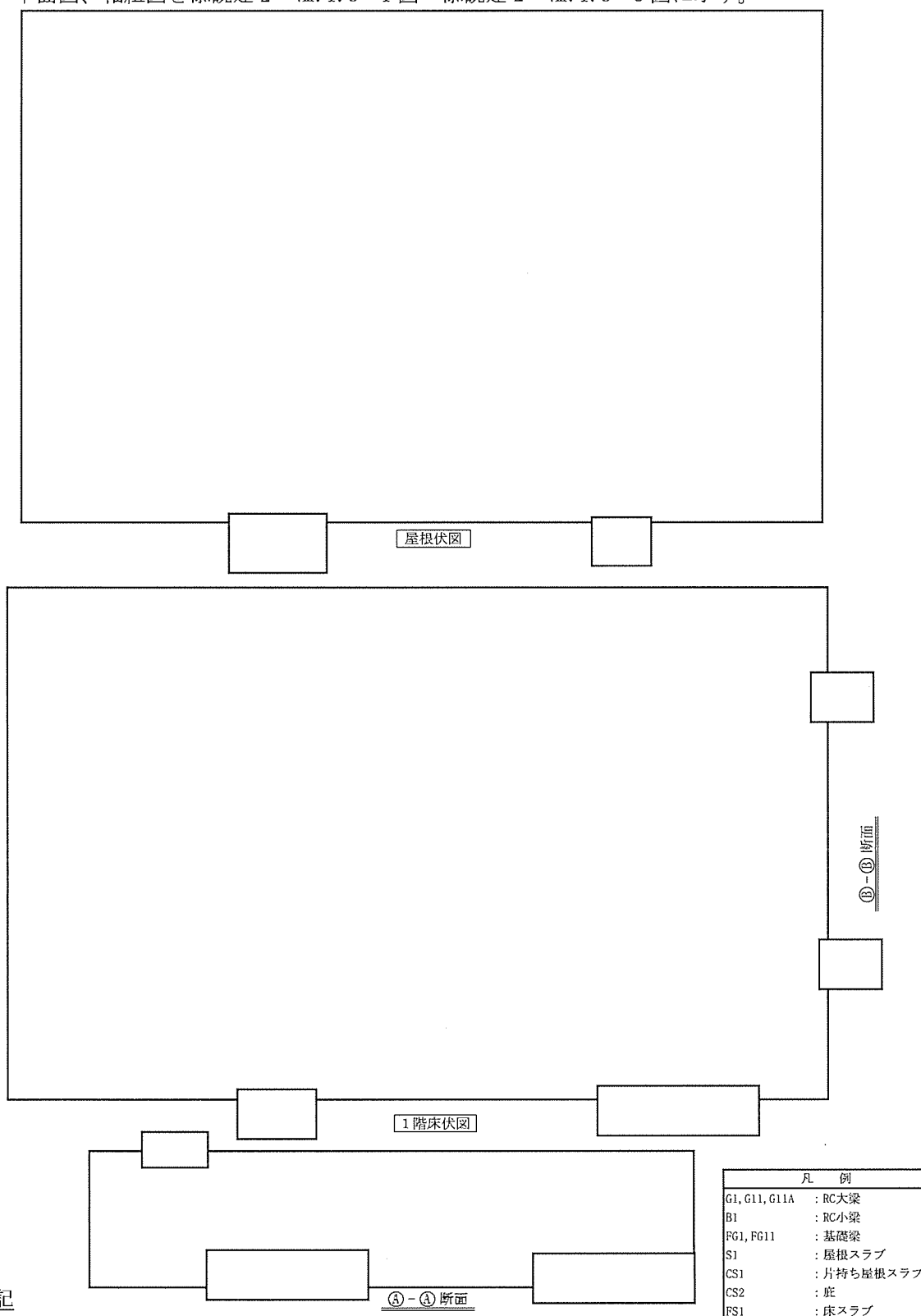
※1 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※2 : 保有水平耐力は増分解析法により求めることを原則とする。


添説建 2-VIII. 1. 2-1 図 耐震設計フロー

1.3.構造図

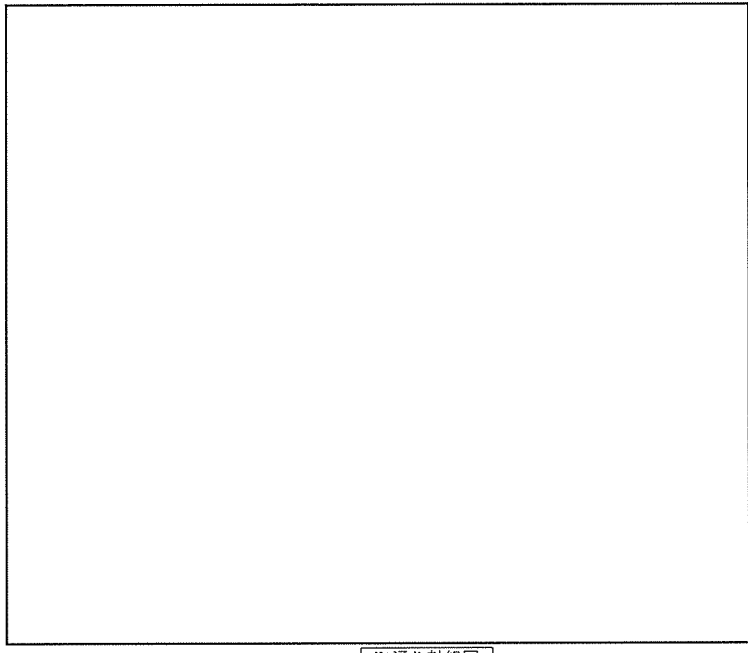
平面図、軸組図を添説建 2-Ⅷ. 1.3-1 図～添説建 2-Ⅷ. 1.3-3 図に示す。



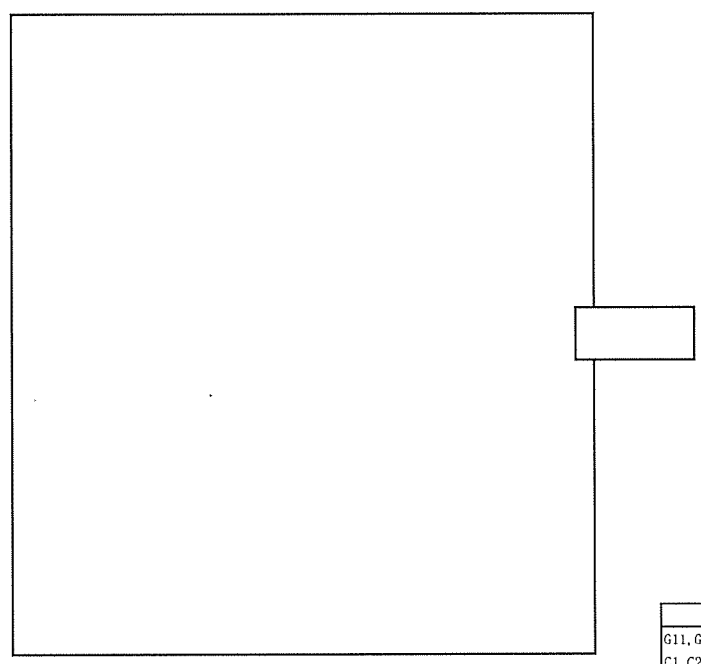
注記

1.  は放射線管理棟前室以外の建物を示す。
2. () 内は水上梁天端からの高さを示す。

添説建 2-Ⅷ. 1.3-1 図 屋根伏図、1階床伏図



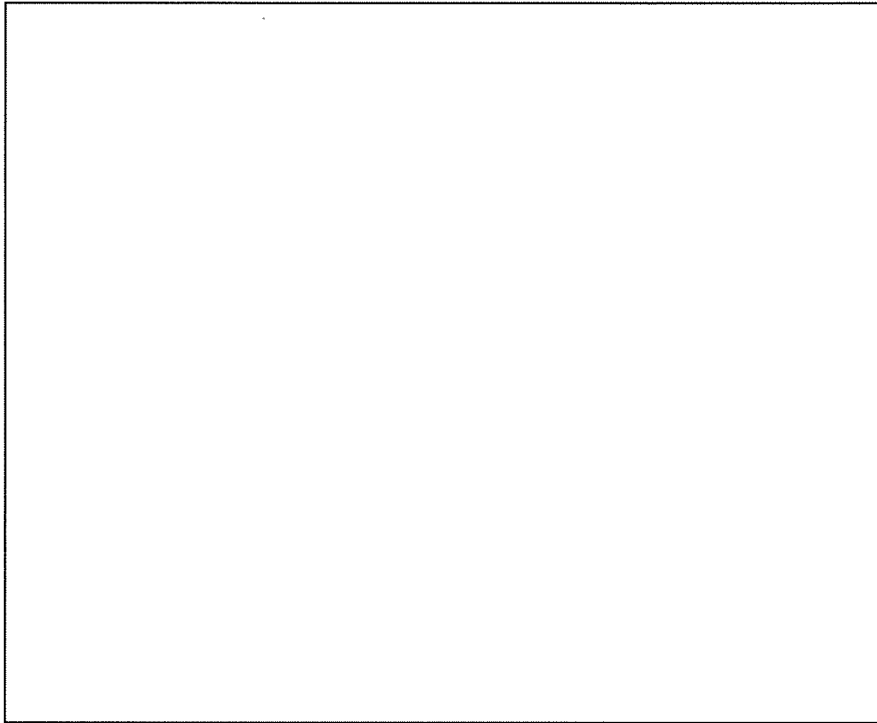
X1通り軸組図



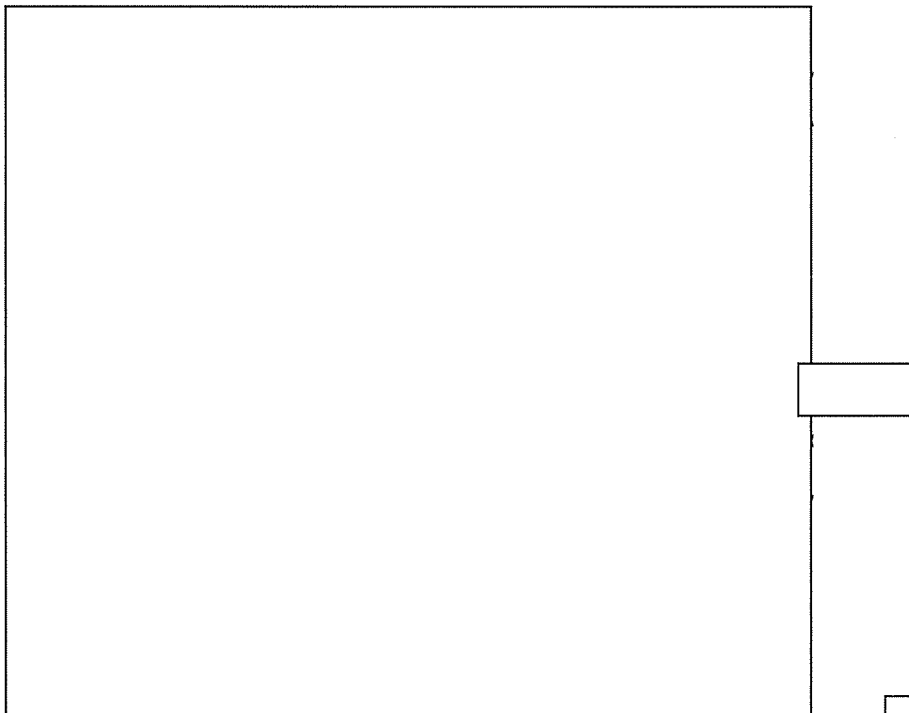
X2通り軸組図

凡	例
G11, G11A	: RC大梁
C1, C2	: RC柱
FG11	: 基礎梁
W20	: 推壁

添説建 2-VIII. 1. 3-2 図 X1、X2 通り軸組図




Y1通り軸組図



Y2通り軸組図

凡	例
G1	: RC大梁
C1, C2	: RC柱
FG1	: 基礎梁
SW20	: 耐震壁

注記

1.  は放射線管理棟前室以外の建物を示す。

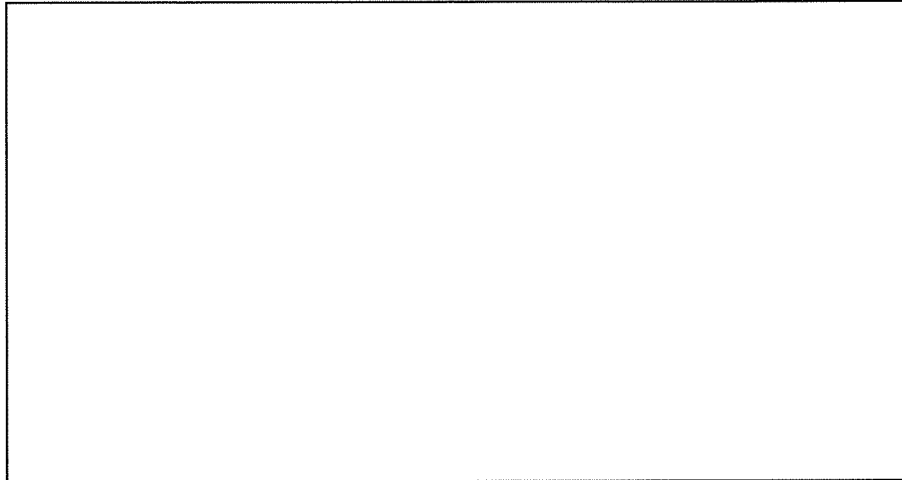
添説建 2-VIII. 1. 3-3 図 Y1、Y2 通り軸組図

1.4.構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建2-VIII.1.4-1図に、解析に使用した解析モデル図を添説建2-VIII.1.4-2図に示す。

モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。



※1：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

※2：剛域

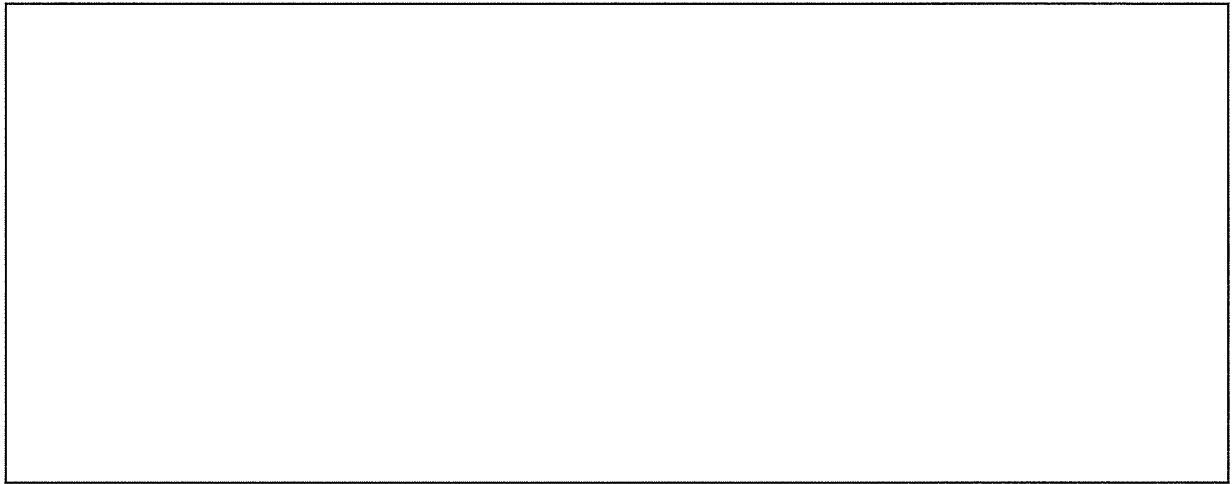
「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による剛域を示す。

数字は節点からの長さを示す。

なお、解析部材番号は便宜上、構造図と異なる付番としている。読替対応表を添説建2-VIII.1.4-1表に示す。

添説建2-VIII.1.4-1表 部材番号読替対応表

部材	解析 部材番号		構造図 部材番号
大梁			
基礎梁			
柱			
耐震壁			
雑壁			
外部袖壁			



【Y1 通り】

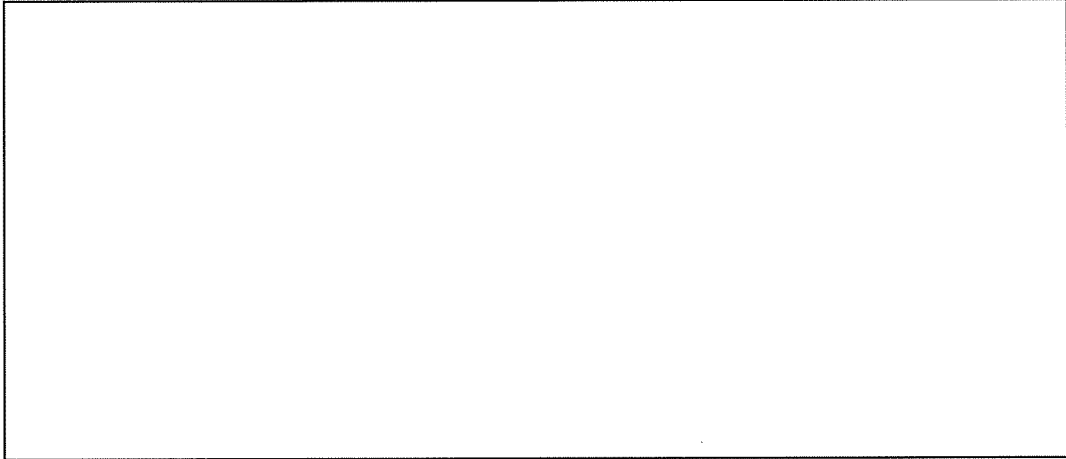
【X1 通り】



【Y2 通り】

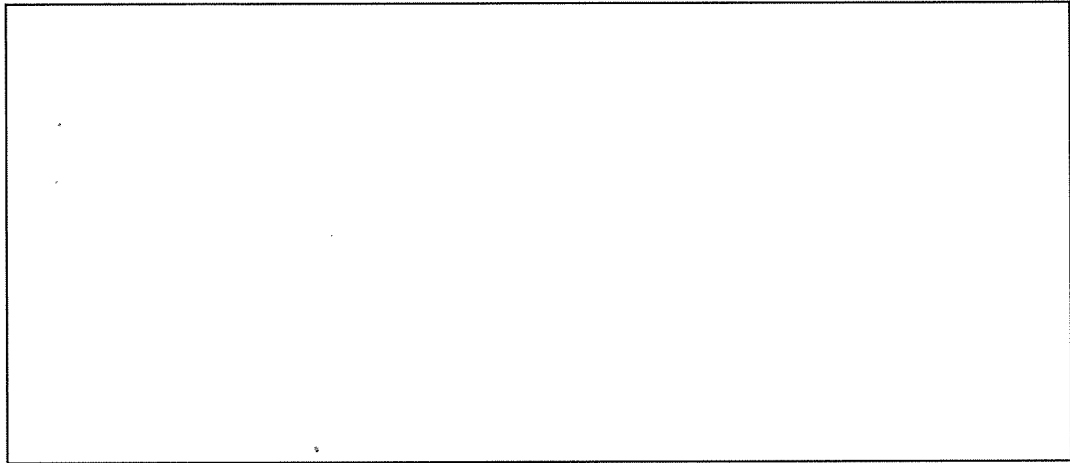
【X2 通り】

添説建 2-VIII. 1. 4-1 図 部材番号図



【Y1 通り】

【X1 通り】



【Y2 通り】

【X2 通り】

添説建 2-VIII. 1. 4-2 図 解析モデル図

1.5.部材一覧

柱、梁、スラブ、壁、基礎梁に関する各部材一覧（配筋図）を、添説建 2-VIII.1.5-1 表～添説建 2-VIII.1.5-5 表に示す。

(1) RC 部材

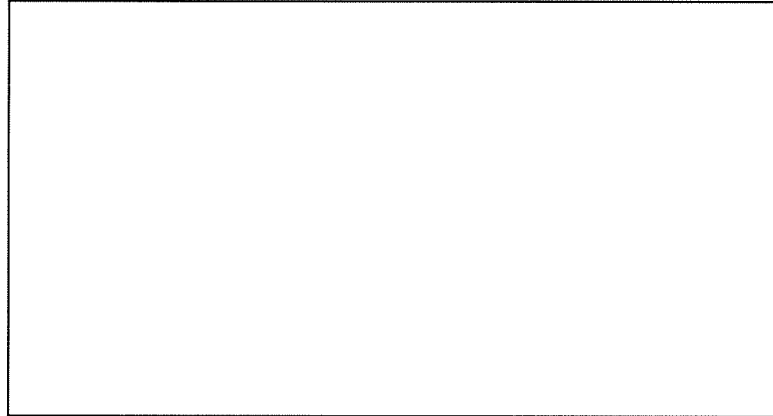
添説建 2-VIII.1.5-1 表 柱一覧

符号	C1	C2
断面		
主筋		
柱頭仕口フープ		
フープ		
柱脚仕口フープ		
材質		
特記		

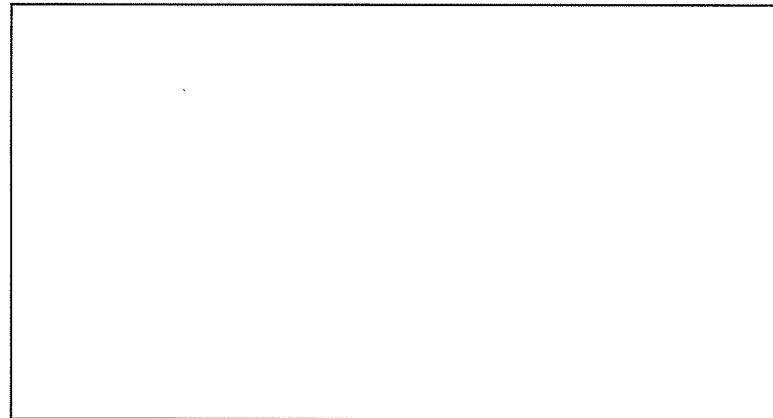
添説建 2-VIII. 1.5-2 表 梁一覧

符号	G1		G11	
位置	全断面		端部	中央
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質				
特記				
符号	G11A		B1	
位置	端部	中央	全断面	
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質				
特記				

添説建 2-VIII. 1. 5-3 表 スラブ一覧



ダブル配筋断面



チドリダブル配筋断面

符号	厚さ	位置	主筋	配力筋	配筋
S1					
CS1					
CS2					
FS1					
土間スラブ					
材質					
特記					

添説建 2-VIII. 1. 5-4 表 壁一覧

	符号	厚さ	主筋	断面
耐震壁	SW20			
雑壁	W20			
材質				
特記				

(2) 基礎部材

添説建 2-VIII. 1. 5-5 表 基礎梁一覧

符号	FG1	FG11	
位置	全断面	端部	中央
断面			
上端筋			
下端筋			
スターラップ			
腹筋			
材質			
特記			

1.6.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお、各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

柱・梁・床・屋根・壁及びその他建物部材の自重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

屋根は隣接する廃棄物一時貯蔵所と同じ積載荷重とした。荷捌室は用途を倉庫とし、建築基準法施行令第 85 条第 3 項及び静岡県建築構造設計指針・同解説を参考に設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-VIII.1.6-1 表に示す。

添説建 2-VIII.1.6-1 表 積載荷重一覧 (N/m^2)

階	室名	床用	小梁用	架構用	地震用
R	屋根				
1	荷捌室				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.02h = 0.02 \times 4.55 = 0.091(\text{sec})$
 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
 せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 : $C_o = 1.0$ (二次設計)
 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$

重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和

地上部分全重量 : W

建築物の高さ : $h = 4.55(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-VIII. 1. 6-2 表に示す。

添説建 2-VIII. 1. 6-2 表 地震時水平力

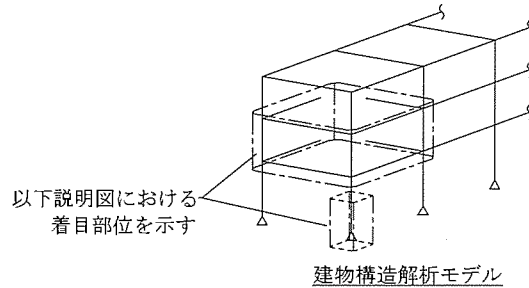
階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	$W_i^{※1}$ (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1 : W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

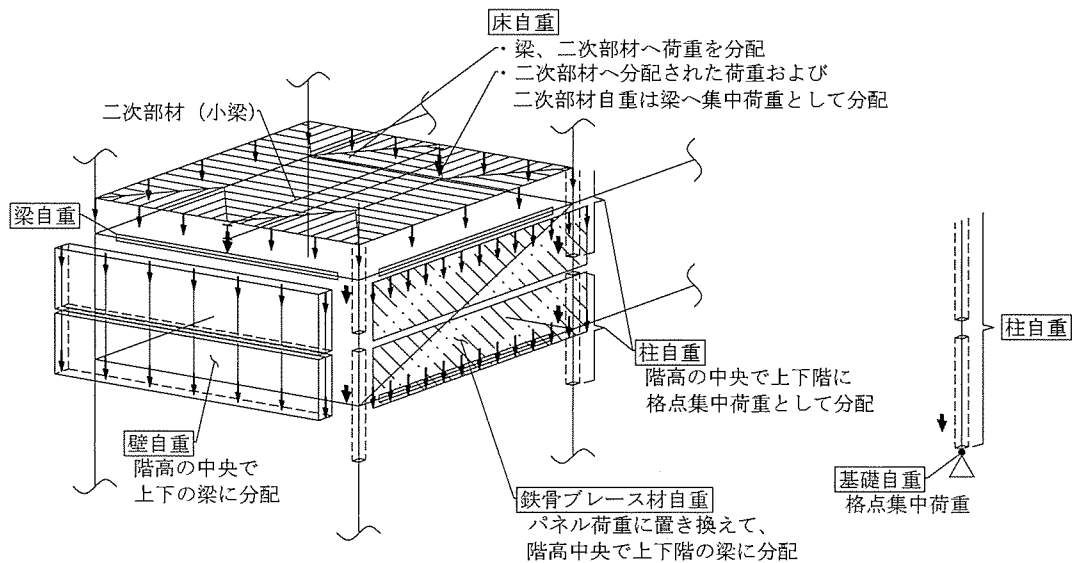
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁、基礎及びその他建物部材の自重は、以下の方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下の方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1.7.使用材料の許容応力度

コンクリート及び鉄筋の基準強度及び許容応力度を添説建2-VIII.1.7-1表～添説建2-VIII.1.7-4表に示す。

(1) コンクリート

添説建2-VIII.1.7-1表 コンクリートの設計基準強度 $[F_c]$ (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建2-VIII.1.7-2表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

添説建2-VIII.1.7-3表 鉄筋の基準強度 $[F]$ (N/mm^2)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建2-VIII.1.7-4表 鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第90条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

1.8.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生じる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生じる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は、各部材に生じる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生じる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

なお、各部材の許容応力度、許容耐力の値は、鉄筋コンクリート部材については「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）」に基づき算定する。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-VIII. 1.8-1 表～添説建 2-VIII. 1.8-8 表に示す。

1) RC 柱の断面検定

添説建 2-VIII. 1.8-1 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/Y2 通り (柱脚) 1C2			X1 通り/Y2 通り 1C2		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1.8-2 表 短期荷重による断面検定

方向	曲げ			せん断		
	X1 通り/Y2 通り (柱脚) 1C2			X1 通り/Y2 通り 1C2		
	Y 方向地震時			Y 方向地震時		
	応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比
X						
Y						

※1： 耐震壁もしくはそれに相当する壁付柱については、壁面内方向の地震時水平力に対し壁が抵抗し、柱には応力が発生しないため記載を省略する。

2) RC 大梁の断面検定

添説建 2-VIII. 1. 8-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X2 通り/Y1-Y2 通り間(中央) 2G11A			X2 通り/Y1-Y2 通り間(Y2 側) 2G11A		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1. 8-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/Y1-Y2 通り間(Y2 側) 2G11			X2 通り/Y1-Y2 通り間(Y2 側) 2G11A		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) 耐震壁の断面検定

添説建 2-VIII. 1. 8-5 表 断面検定 (耐震壁は、短期荷重のみ)

せん断 ^{※2}		
Y2 通り/X1-X2 通り間 SW20		
応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

※2：耐震壁部材は曲げ剛性が非常に大きく、強度評価はせん断耐力にて決定されるため、曲げの断面検定は省略する。

4) 基礎梁の断面検定

添説建 2-VIII. 1. 8-6 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X2 通り/Y1-Y2 通り間 (中央) FG11			X1 通り/ Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-VIII. 1. 8-7 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
X1 通り/ Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11			X1 通り/Y1-Y2 通り間 (Y2 側) FG11		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

5) 基礎

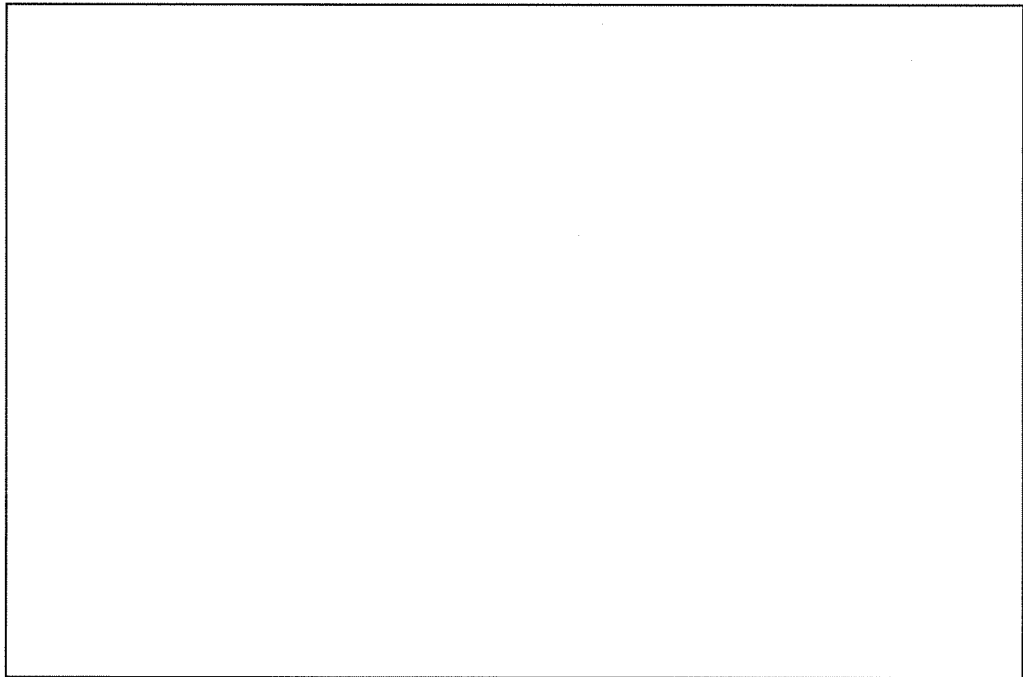
a) 概要

本建物の基礎は、直接基礎（べた基礎）とする。

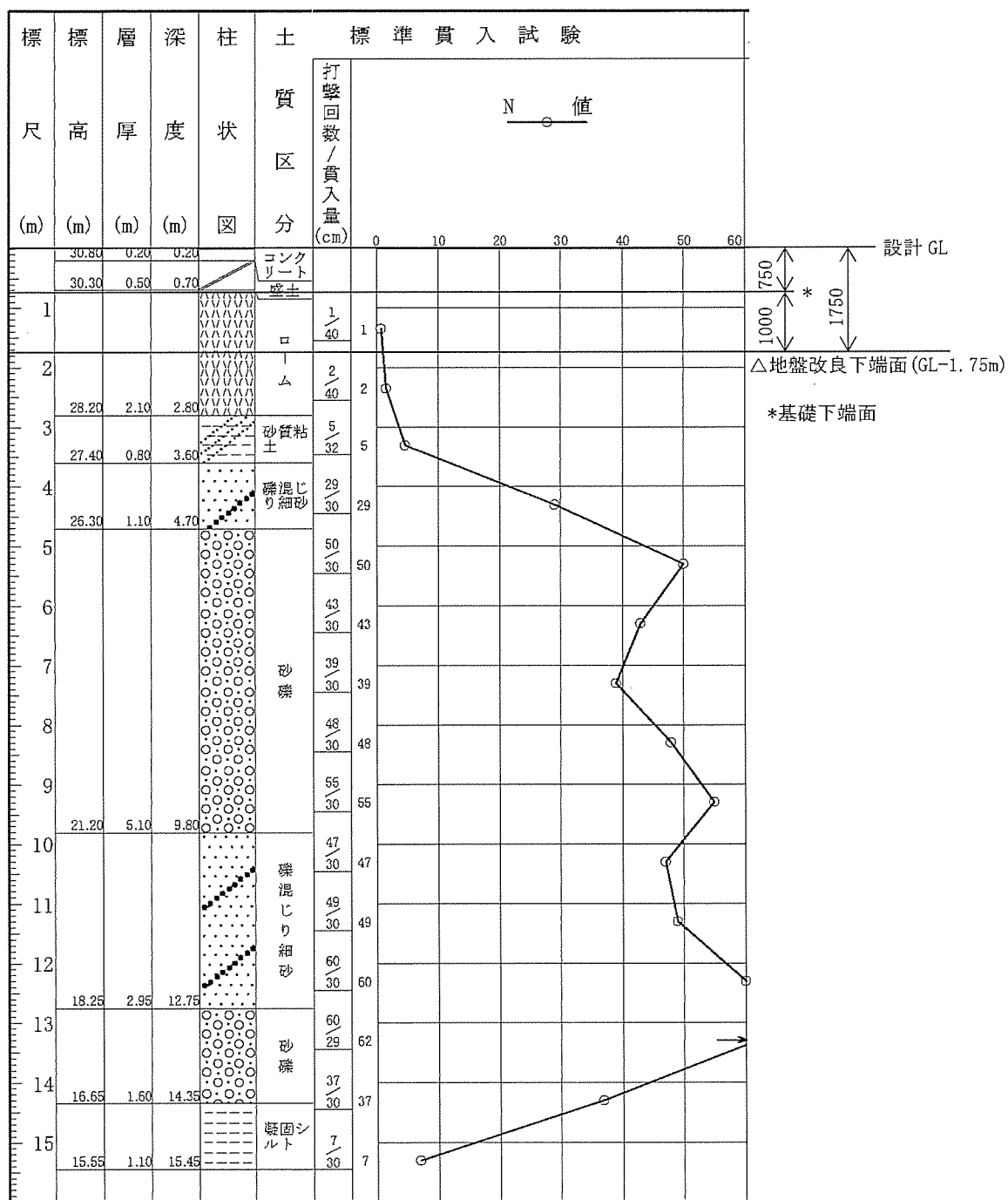
また、基礎下部を地盤改良し、長期地耐力 50kN/m^2 、短期地耐力 100kN/m^2 を支持するものとする。

該当箇所の位置と柱状図を添説建 2-VIII. 1. 8-1 図～添説建 2-VIII. 1. 8-3 図に示し、

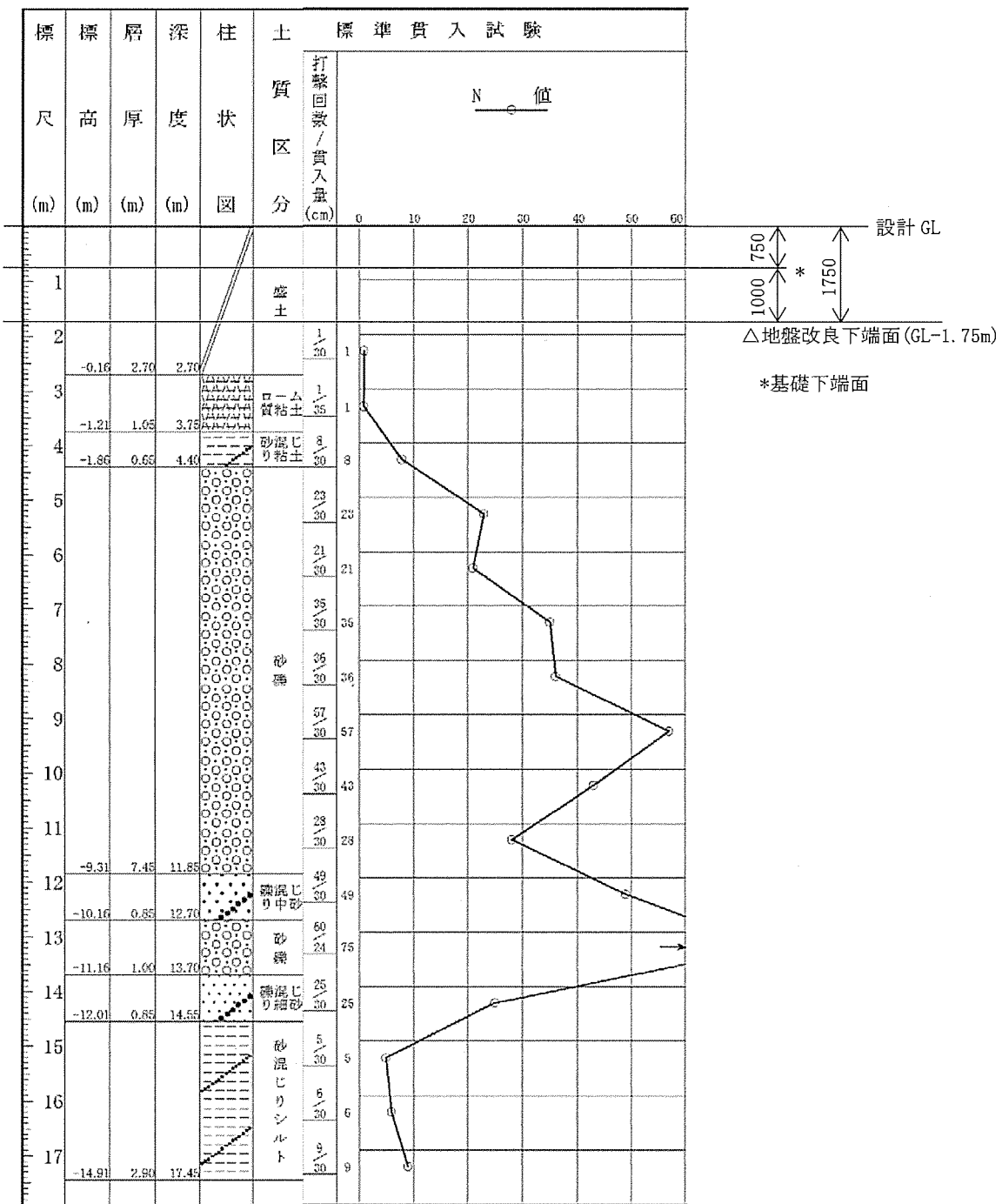
地盤改良の範囲を添説建 2-VIII. 1. 3-2 図、添説建 2-VIII. 1. 3-3 図に示す。地盤改良の範囲は、放射線管理棟前室の構造スラブ外周の 4 辺に配置する基礎梁の外表面で囲まれた範囲（ $\square\text{mm} \times \square\text{mm}$ ）から各辺とも約 $\square\text{mm}$ 外側までの広げた範囲とする。なお、建築基準法施行令第 93 条より、ローム層の長期許容応力度は 50kN/m^2 とされており、設計上は地盤改良は不要であるが、当該建物の建設作業時に地盤面を掘り起こす等の作業で地盤面が荒れることから、地盤地耐力の安定化を図るため基礎梁下端面から深さ約 1m までの範囲を地盤改良する。



添説建 2-VIII. 1. 8-1 図 ボーリング位置図



添説建 2-VIII. 1. 8-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)

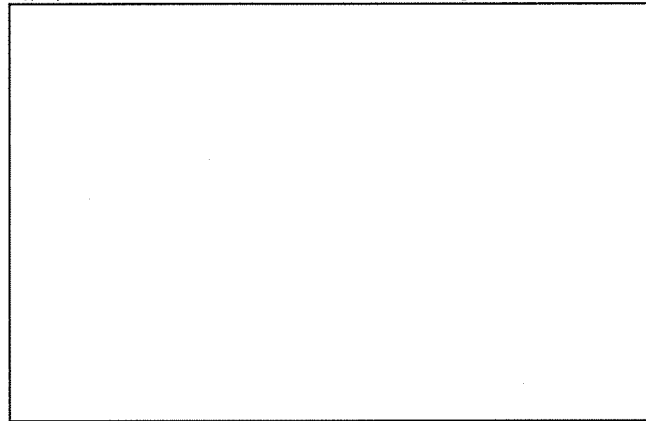


添説建 2-VIII. 1. 8-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

b) 基礎の検定

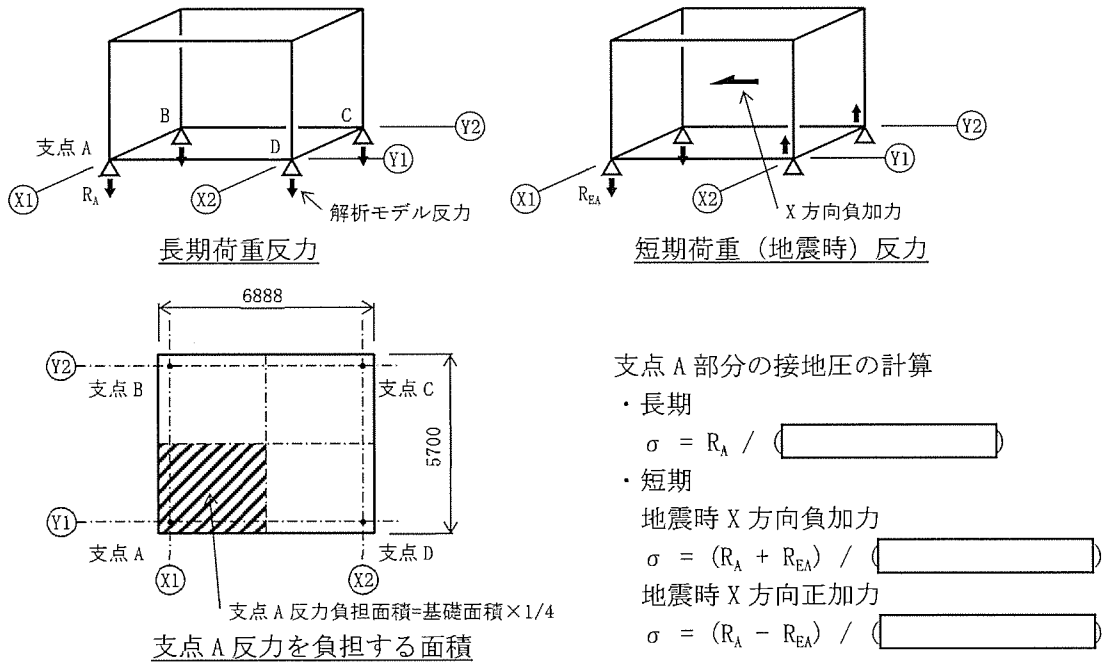
本建物はべた基礎のため、接地圧を算出し、地耐力以下となっていることを確認する。
 検討する負担面積及び検討要領を添説建 2-VIII. 1.8-4 図、添説建 2-VIII. 1.8-5 図に示す。

基礎の検定結果を添説建 2-VIII. 1.8-8 表に示す。



添説建 2-VIII. 1.8-4 図 検討する負担面積

各支点反力を各支点負担面積で除して接地圧を検討する。



添説建 2-VIII. 1.8-5 図 基礎の接地圧検討要領

添説建 2-VIII. 1.8-8 表 基礎の検定結果

荷重の状態	接地圧 σ (kN/m ²)	地耐力 f_o (kN/m ²)	検定比
長期			
X 方向地震			
Y 方向地震			

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X方向、Y方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VIII. 1.8-9 表～添説建 2-VIII. 1.8-12 表及び添説建 2-VIII. 1.8-13 表～添説建 2-VIII. 1.8-16 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u / Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 2. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VIII. 1.8-9 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-10 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-11 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VIII. 1.8-12 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-VIII. 1. 8-13 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VIII. 1. 8-14 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VIII. 1. 8-15 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VIII. 1. 8-16 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN) ※1	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

※1 : $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

IX. 除染室・分析室の耐震計算書

1. 除染室・分析室の概要

1.1 構造概要

(1) 位置

除染室・分析室の設置位置を本文 図イ建-1 に示す。

(2) 建物の概要

除染室・分析室は、作業室、除染室、分析室、薬品庫、事務室、窒素分析室、測定室、物性測定室から構成されている。構造は鉄骨造（S造）平屋建てで、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ約 \square m の整形な建物である。

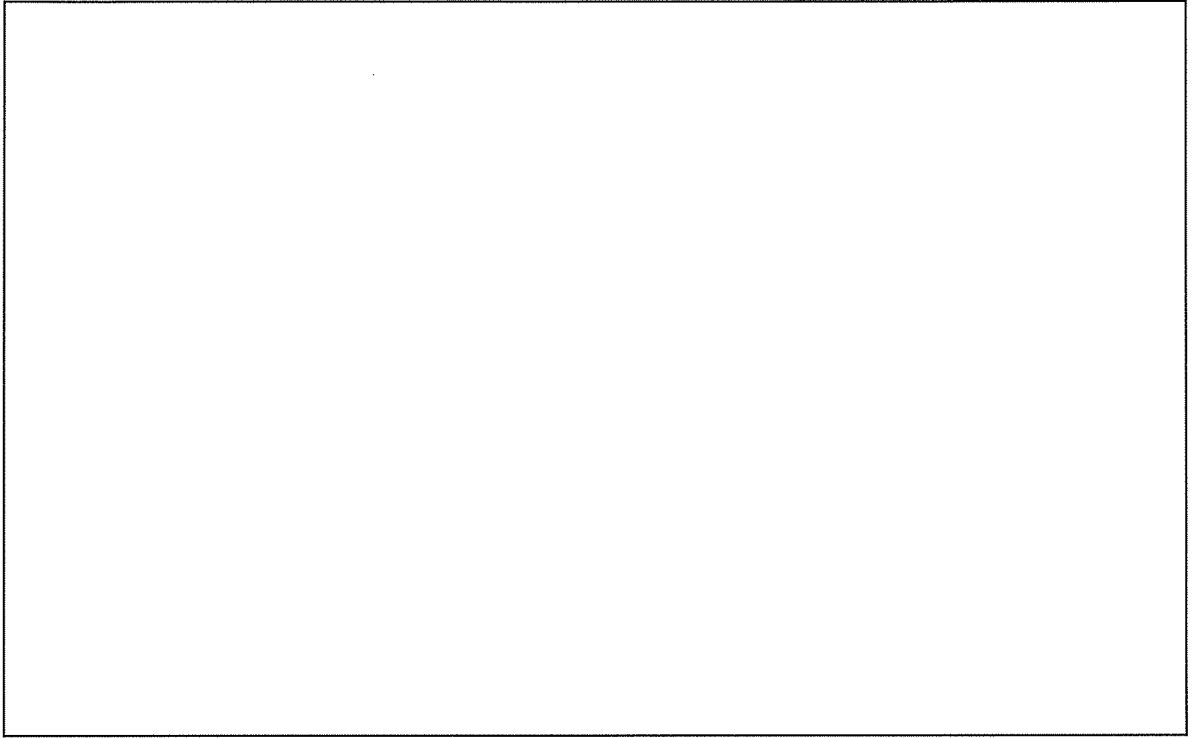
架構形式は X 方向が純ラーメン構造、Y 方向がブレース構造である。

主な構造部材は、柱、梁、方杖、鉛直ブレース、基礎梁及び杭である。

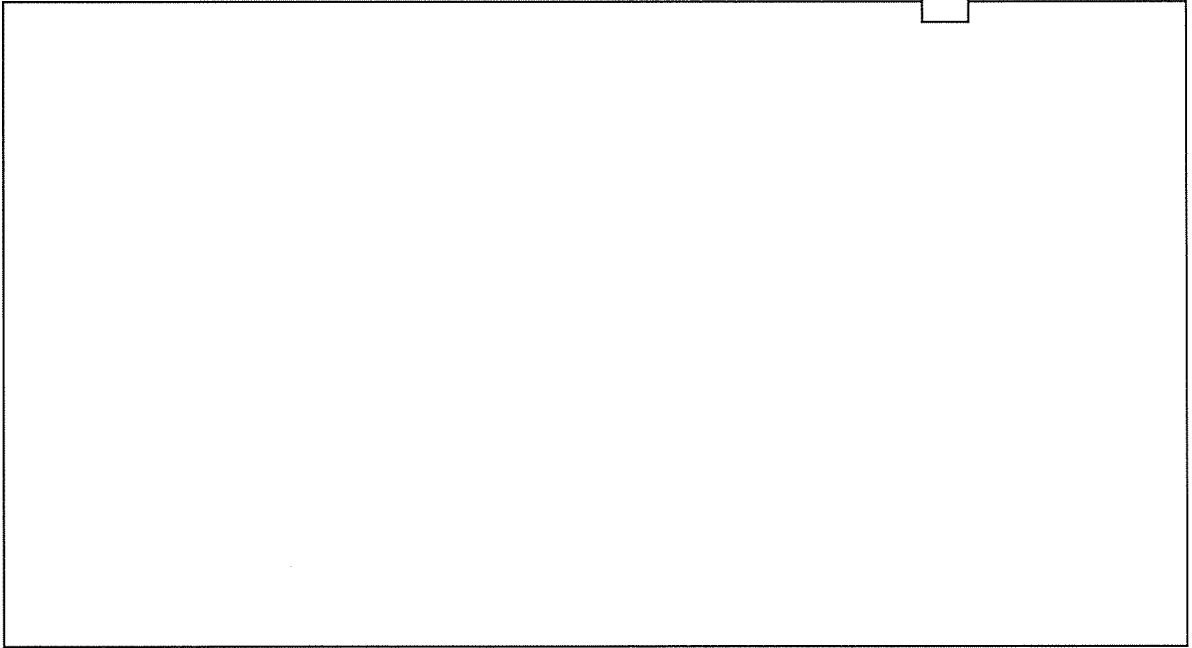
隣接する転換工場及び第 2 核燃料倉庫と除染室・分析室は、エキスパンションジョイントにより分離した構造体であり、屋根は折板である。

本建物の平面図、屋根伏図、立面図及び断面図を添説建 2-IX. 1. 1-1 図～添説建 2-IX. 1. 1-3 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

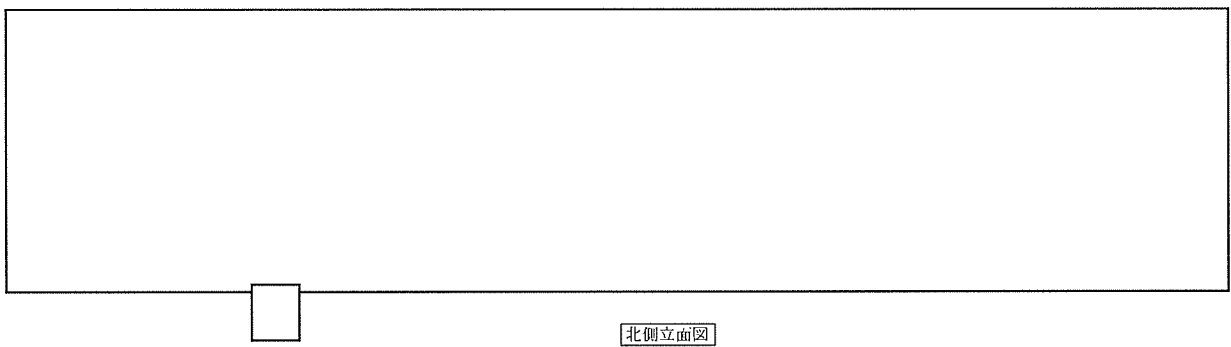
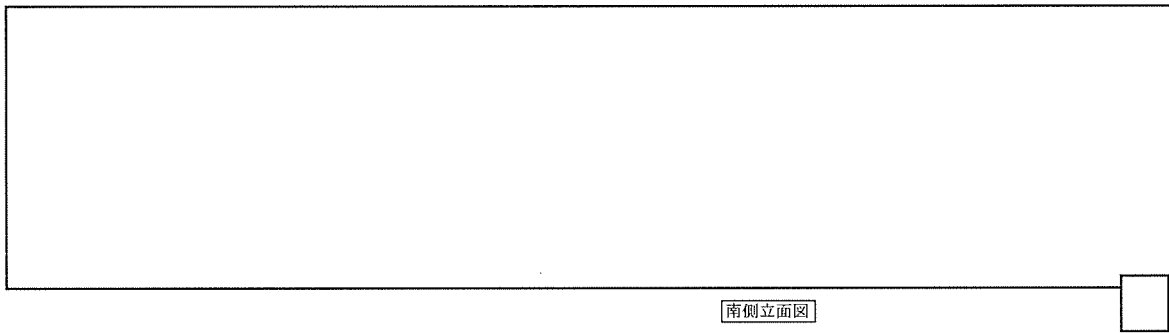
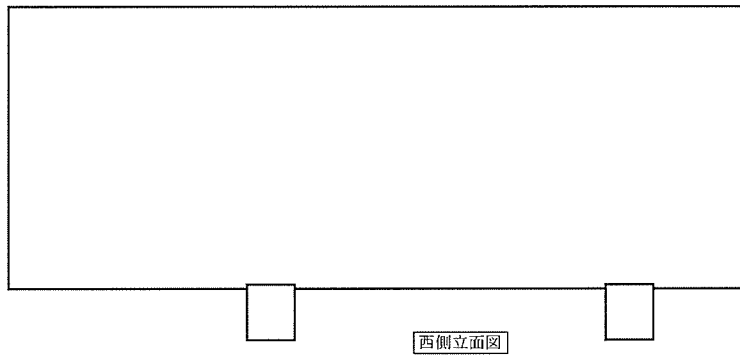
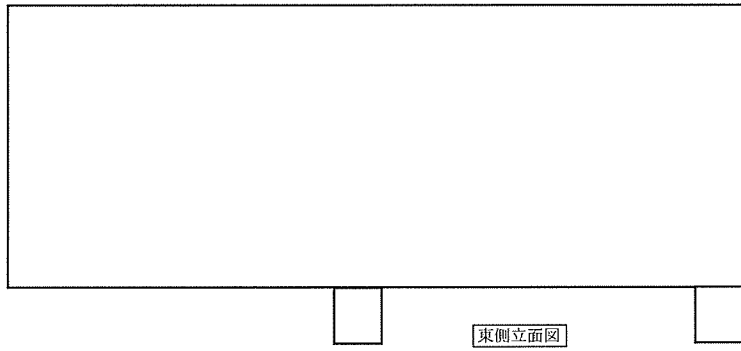


屋根伏図

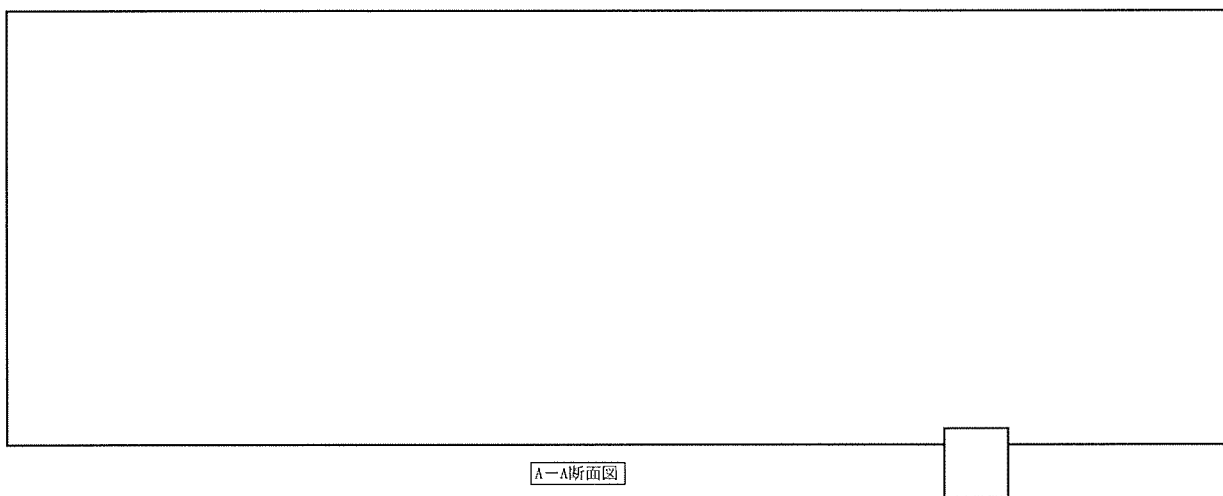
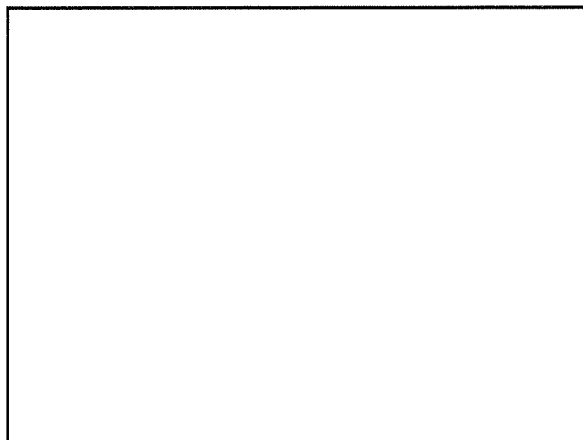


1階平面図

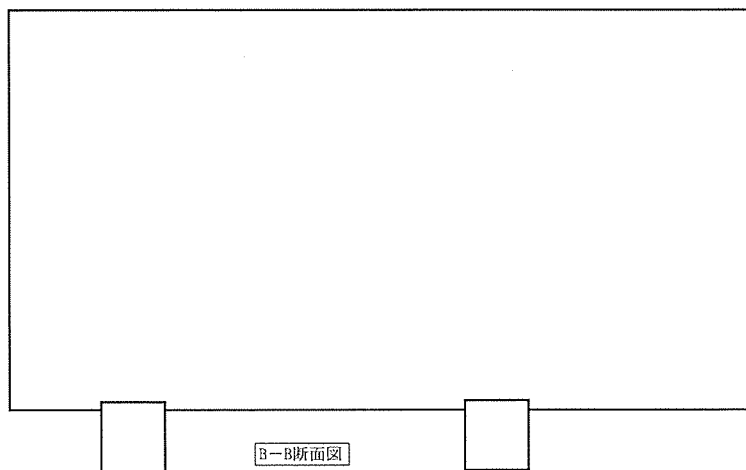
添説建 2-IX. 1. 1-1 図 屋根伏図、1階平面図



添説建 2-IX. 1. 1-2 図 立面図



A-A断面図



B-B断面図

添説建 2-IX. 1. 1-3 図 断面図

1.2.耐震補強の内容

耐震補強の内容を添説建 2-IX. 1.2-1 表に示す。

添説建 2-IX. 1.2-1 表 耐震補強の概要

No.	補強方法	記号 ^{注1}	補強内容	
1	新設高強度折板補強	NL	大地震時の折板の損傷を防ぐ。 屋根面剛性の増強を図る。	
2	屋根面新設鉄骨補強	NHV1 NSB4	屋根面剛性及びせん断耐力の 増強を図る。	
3	外壁サイディング補強	新設サイディング	NSID	外装材の耐力の増強を図る。
		新設胴縁	NGIR	
		新設小梁	NSB1 NSB2	
			新設柱	
		新設間柱	NSP1 NSP2	
		新設壁	NW1	
4	新設基礎補強	NF1	長期支持力の増強を図る。	
5	新設基礎梁補強	NFG1 NFG2 NFCG1 NFCG2	長期支持力の増強を図る。	
6	新設杭補強	NP1	長期支持力の増強を図る。	
7	新設鉄骨鉛直ブレース補強	NBr1 NBr2	耐力の増強を図る。	
8	新設方杖補強	NV1	耐力の増強を図る。	
9	根巻き柱脚増打ち補強	NENC	柱脚耐力の増強を図る。	
10	梁座屈止め補強	Nb1 Nb2	梁耐力の増強を図る。	
11	梁接合部溶接補強	NWEL	接合部耐力の増強と靱性の向上を図る。	

注1：記号の凡例を添説建 2-IX. 1.4-1 図～添説建 2-IX. 1.4-7 図に示す。

1.3.評価方法

(1) 設計方針

評価は補強後について行う。

本建物は、「加工施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」に基づく耐震上の重要度分類において第1類に属している。すなわち、耐震計算における層せん断力係数は、建築基準法施行令第88条に示す該当数値の1.5倍である。一次設計には $C_0=0.2$ として $0.2 \times 1.5=0.3$ 、二次設計には $C_0=1.0$ として $1.0 \times 1.5=1.5$ を採用し、これにより建物に作用する水平方向の静的地震力を想定する。

上記の地震力に対し、一次設計として構造体を構成する鉄骨、鉄筋及びコンクリートの応力が、下記に示す日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に定められた許容応力度以下に留まるように、構造部材断面を算定する。また、二次設計として建築基準法施行令第82条の3に規定する構造計算により、安全性を確認する。

(2) 具体的な解析方針

1) 解析プログラム

解析は「Super Build/SS3 Ver. 1.1.1.42」及び「Super Build/FA1 Ver. 3.50」を使用し算出する。

なお、Super Build/SS3は、国土交通大臣認定プログラムであるSuper Build/SS2をベースとしたプログラムである。

また、Super Build/FA1は、耐震評定（第三者の専門機関）及び計画認定（茨城県の建築指導課）を受ける際に使用したプログラムである。

2) 一次設計

a) 応力解析方法は、立体フレーム弾性解析とする。

b) 地震時はX、Y方向ともに正負加力の解析を行う。

c) 建築基準法施行令第82条に短期に生じる荷重及び外力を想定する状態として、暴風時、積雪時、地震時を想定する。暴風時については、建築基準法施行令第87条に準じて計算した風圧力が建築基準法施行令第88条に準じて計算した地震荷重を超えないことを確認し、また、積雪時については、建築基準法施行令第86条に準じて計算した積雪量を負荷した時に各部材に発生する応力と許容耐力との比が固定荷重及び積雪荷重が負荷された長期荷重時の各部材に発生する応力と許容耐力との比を超えないことを確認の上、本書では耐震計算書として地震時の評価結果のみを示すものとした。

d) 本項においては、保守的に評価するため、許容数値は切り捨て、想定荷重は切上げた。

e) 応力解析の結果より、柱（S造）、大梁（S造）、ブレース（S造）、基礎梁（RC造）、杭の各部位に対して長期荷重、短期荷重それぞれの検定を行う。

断面検定は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」等に準拠して1.8項で定める許容応力度に基づいて行う。

また、耐力の算定時には各規準に基づいて軸力を考慮した。

3) 二次設計（保有水平耐力設計）

建築基準法施行令第 82 条の 3 により保有水平耐力 (Q_{un}) が下式で与えられる必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。保有水平耐力の検討は荷重増分解析を用いて行う。部材の許容限界は終局耐力とし、鋼材の場合は降伏強度（基準強度の 1.1 倍）、コンクリートに対しては圧縮強度（基準強度）とする。保有水平耐力の判定は、層間変形角が 1/100 に達した時点とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

Q_{un} : 必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \Sigma W_i \quad (\text{各記号の説明は 1. 7. 項に示す。})$$

D_s : 構造特性係数

(各階の構造特性を表すものとして、建築物の構造耐力上主要な部分の構造方法に応じた減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 1～第 6 で定められる値)

F_e : 偏心率 (R_e) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の偏心率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_s : 剛性率 (R_s) に応じた数値

(各階の形状特性を算出するための各階の剛性率に応じて、国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

F_{es} : 形状係数 (= $F_e \times F_s$)

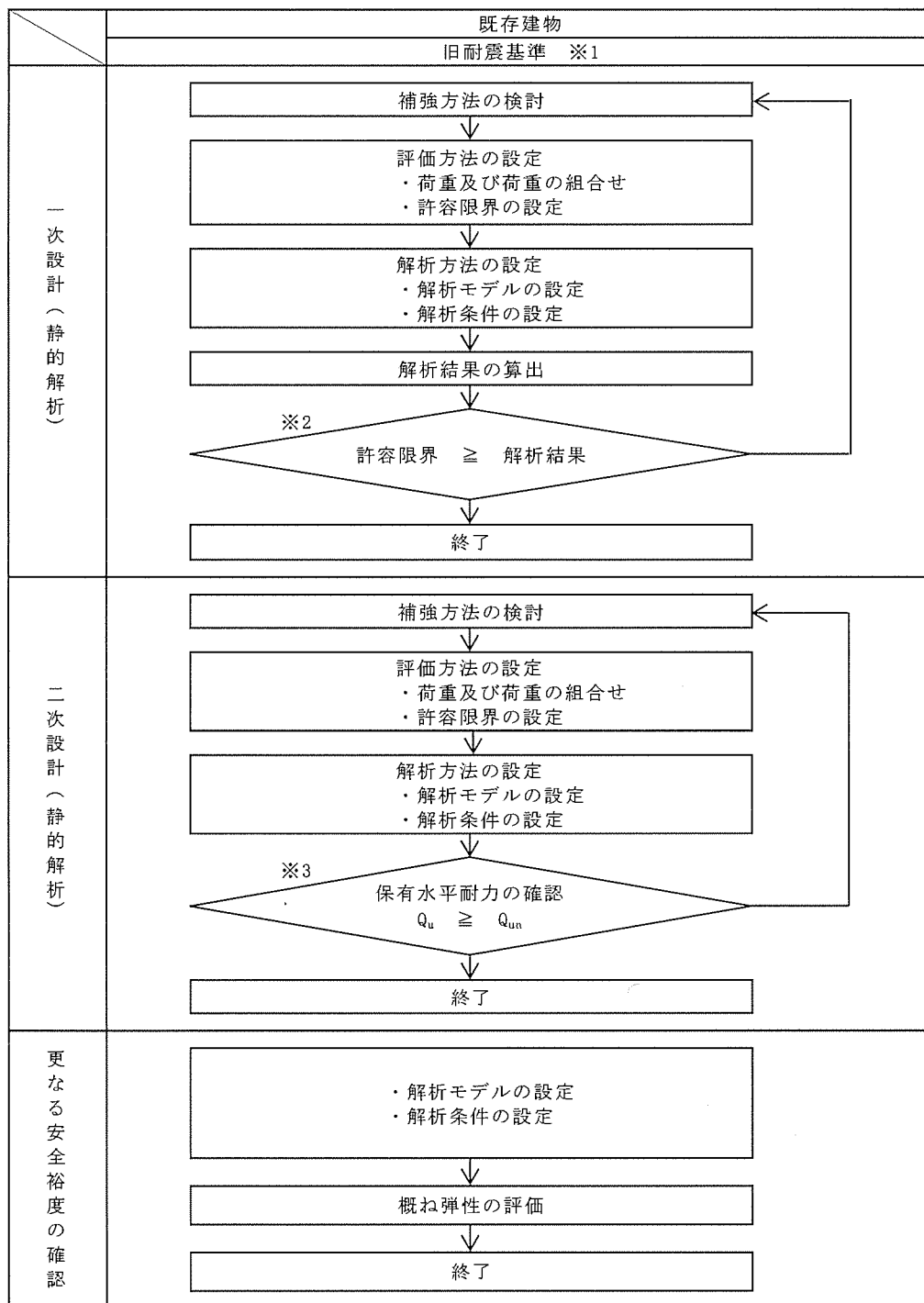
(各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値で、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 で定められる値)

(3) 適用基準

設計は原則として、次の関係基準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格（JIS）（日本規格協会）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

耐震設計のフローチャートは添説建 2-IX. 1. 3-1 図のとおりである。



【記号の説明】

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力 ($=D_s \times F_{e,s} \times Q_{ud}$)

D_s : 構造特性係数 (鉄筋コンクリート造の D_s は0.30~0.55、
鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の D_s は0.25~0.50)

$F_{e,s}$: 形状係数 (1.0~3.0で、偏心が大きい程大きい)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増係数を考慮)

※1 : 1981年 (S56年) 5月31日以前の建物は二次設計が無い旧耐震基準で設計
(除染室・分析室 : 設計S52年)

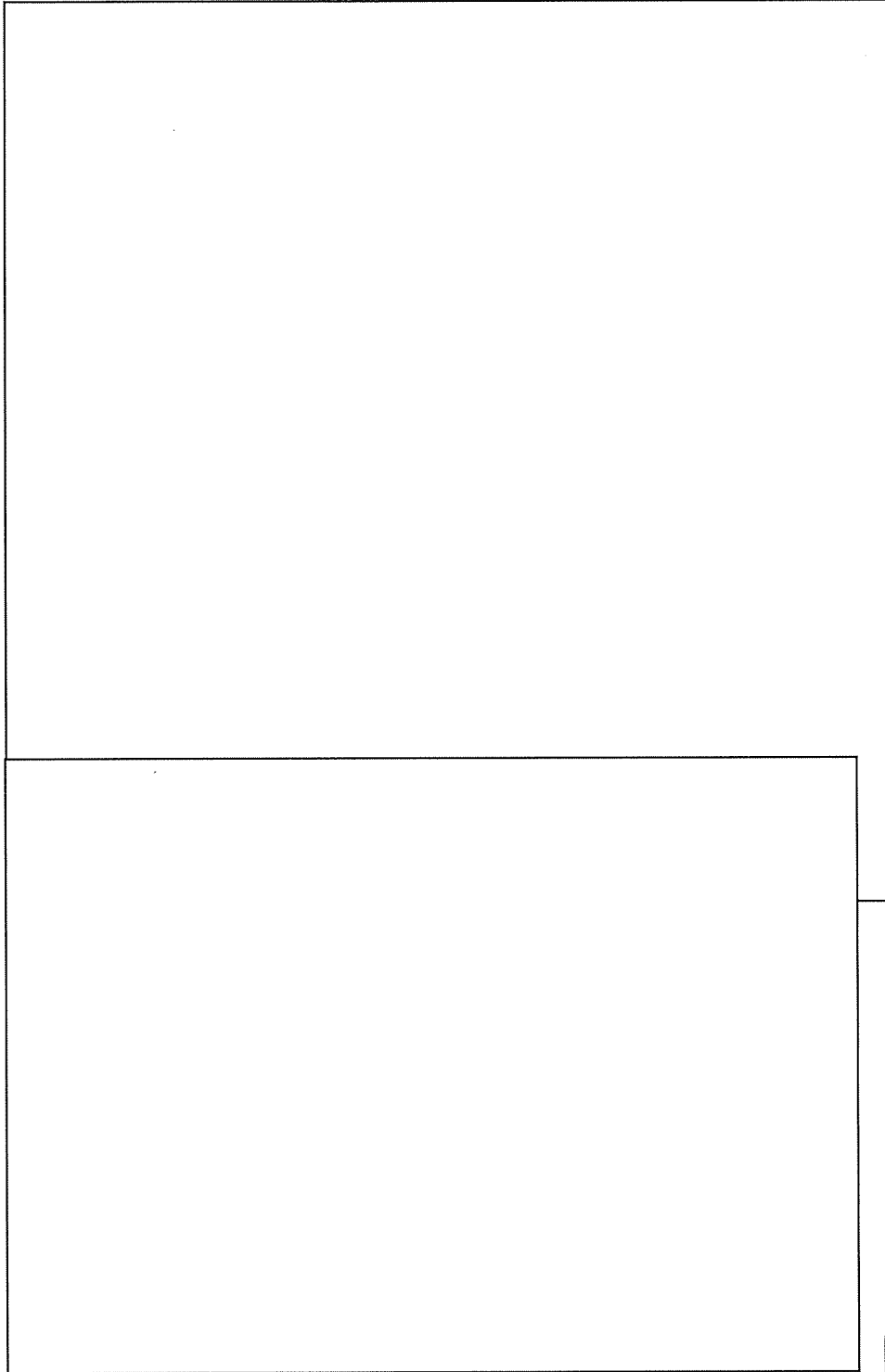
※2 : 許容限界は許容応力度を原則とする。

※3 : 保有水平耐力は増分解析法により求めることを原則とする。

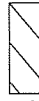
添説建 2-IX. 1.3-1 図 耐震設計フロー

1.4.構造図

平面図、軸組図を添説建 2-IX. 1.4-1 図～添説建 2-IX. 1.4-7 図に示す。

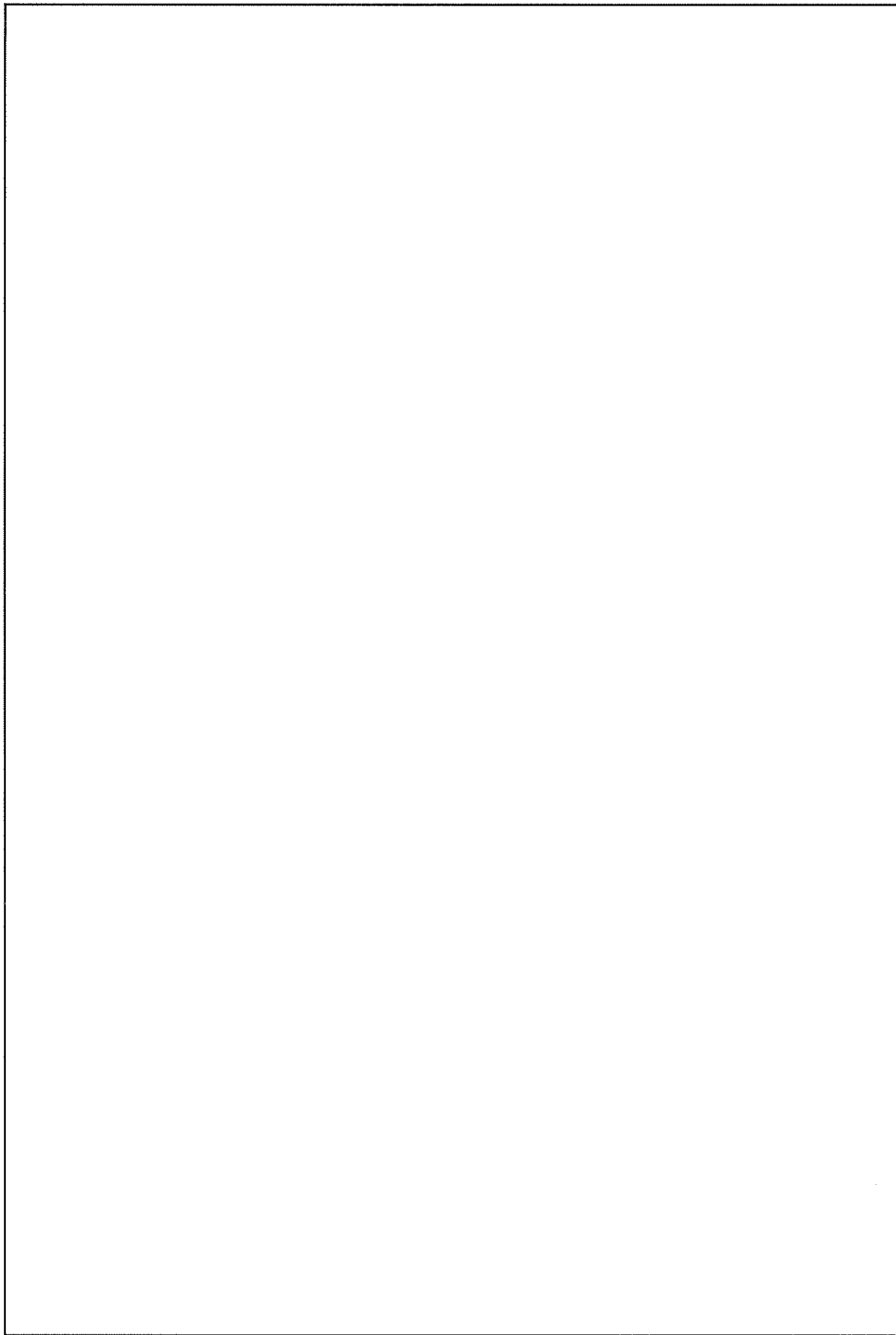


注記


1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。
2. 既設杭寸法は ϕ 、 $L=$ m
3. 新設杭 (NP1) 寸法は ϕ $L=$ m
4. 各基礎の杭本数は添説建 2-IX. 1.9-15 表～添説建 2-IX. 1.9-16 表に示す。

添説建 2-IX. 1.4-1 図 基礎伏図

凡 例	
既設	F1, F2, F1, F2, F1A, F2A : 基礎 FG1, FG2, FG3, FG3A : 基礎梁
新設	NP1 : 新設杭 NFG1, NFG2, NFG1, NFG2 : 新設基礎梁

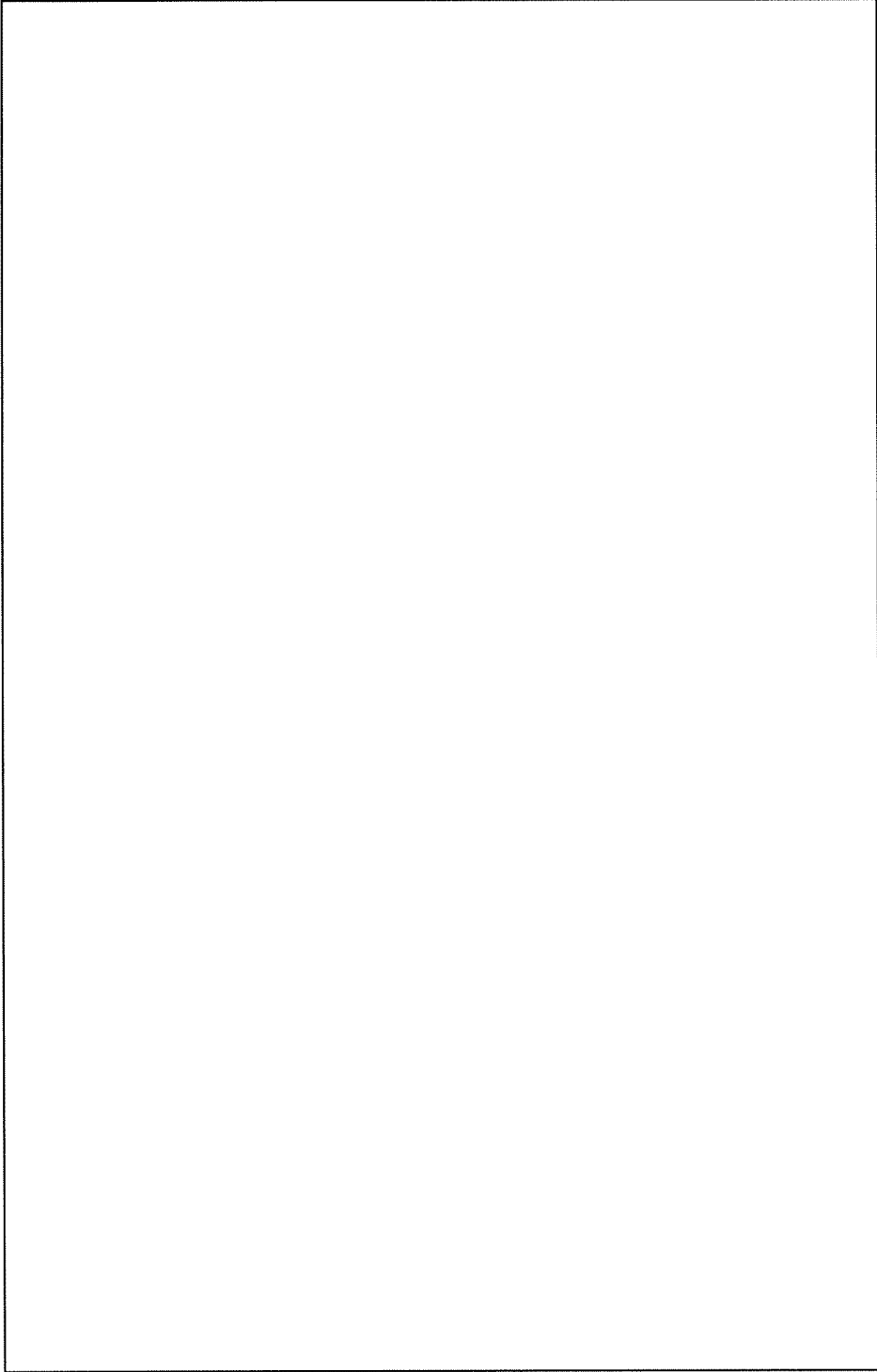


注記


1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

凡 例	
既設	WF1 : 鉄骨大梁
新設	NSD1, NSD2 : 新設鉄骨小梁
	NS2 : 新設鉄骨火打ち材

添説建2ーⅨ.1.4ー2 図 1FL+4100 伏図

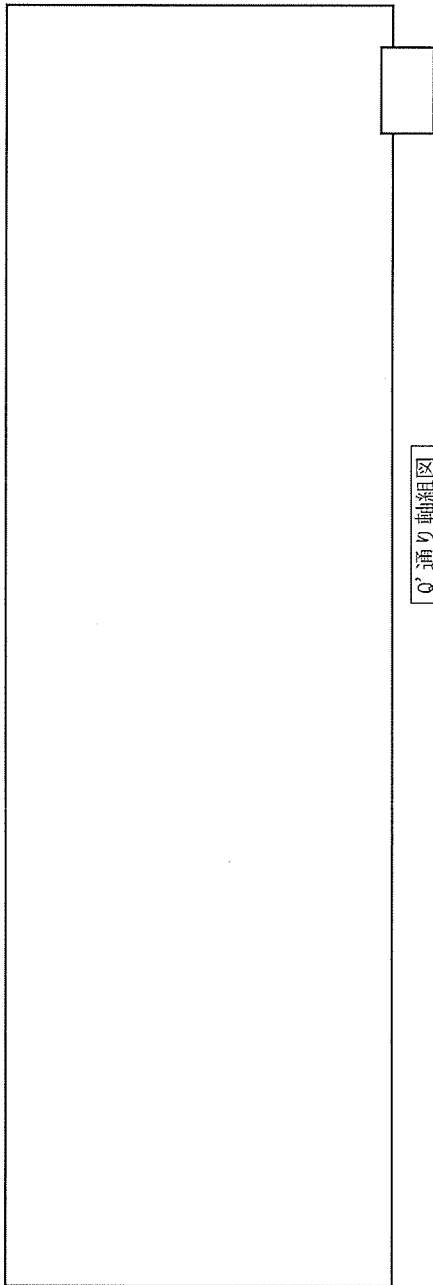


注記

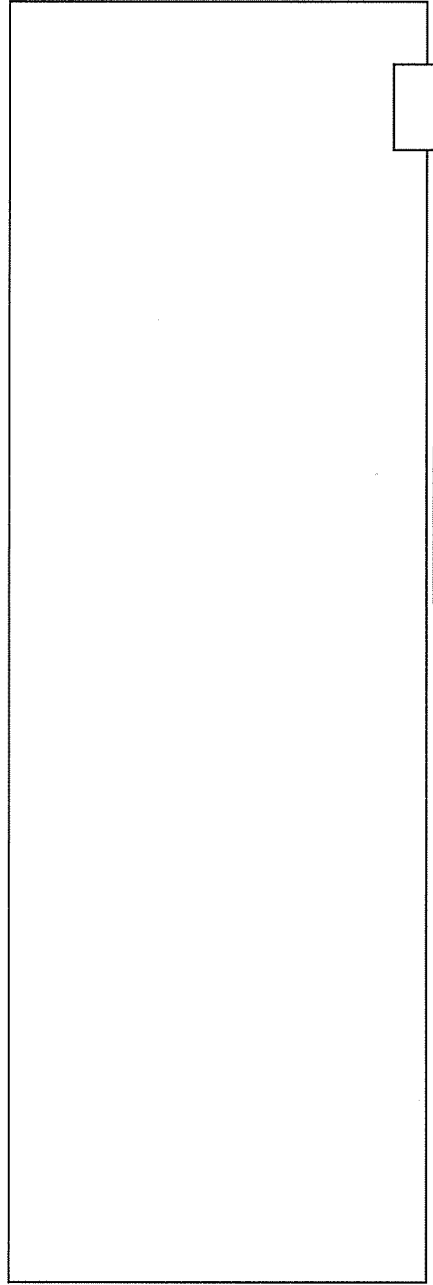
1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建 2-IX. 1. 4-3 図 屋根伏図

凡 例	
GI, G2, G3	: 鉄骨大梁
a, B1, R2	: 鉄骨小梁
CB1	: 鉄骨片持ち梁
V2	: 鉄骨屋根水平ブレース
RPO	: 丸鋼折板ロック
NSB1, NSB2, NSB4	: 新設鉄骨小梁
NIW1	: 新設鉄骨水平ブレース
NI.1, NI.2	: 新設鉄骨大引材
NIEL	: 接合部溶接補強
NI.145	: 新設強度折板




Q'通り軸組図



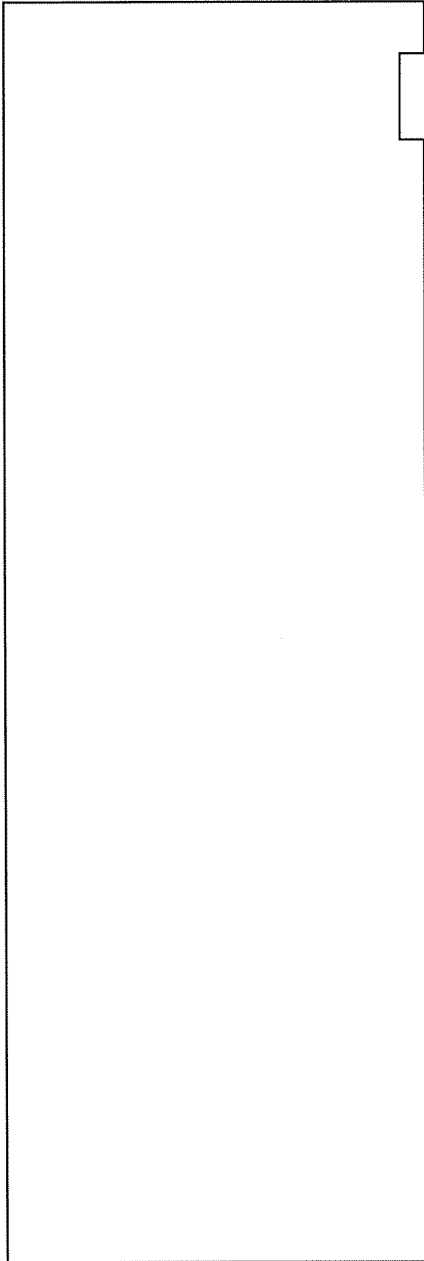
R通り軸組図

注記

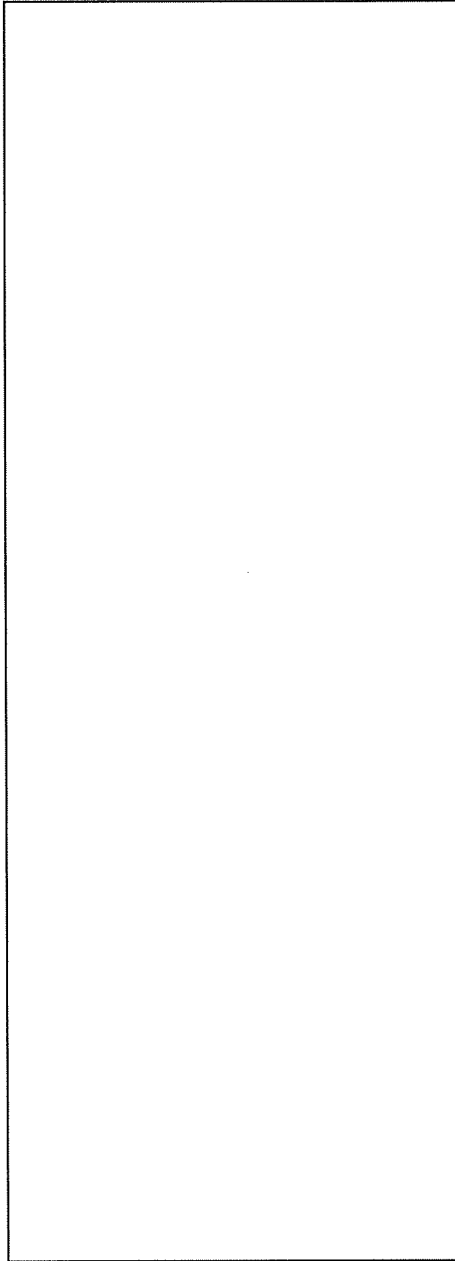
1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建2-IX.1.4-4図 Q'、R通り軸組図

凡 例	
G1, G2	: 鉄骨大梁
C1, C2	: 鉄骨柱
P2	: 鉄骨間柱
F2, F1, F1A, F2, F2A	: 基礎
NSR2	: 新設鉄骨小梁
NSC1	: 新設鉄骨柱
MFCC2	: 新設基礎梁
WF1	: 新設鉄骨方杖
WBNC	: 根巻補強




S通り軸組図



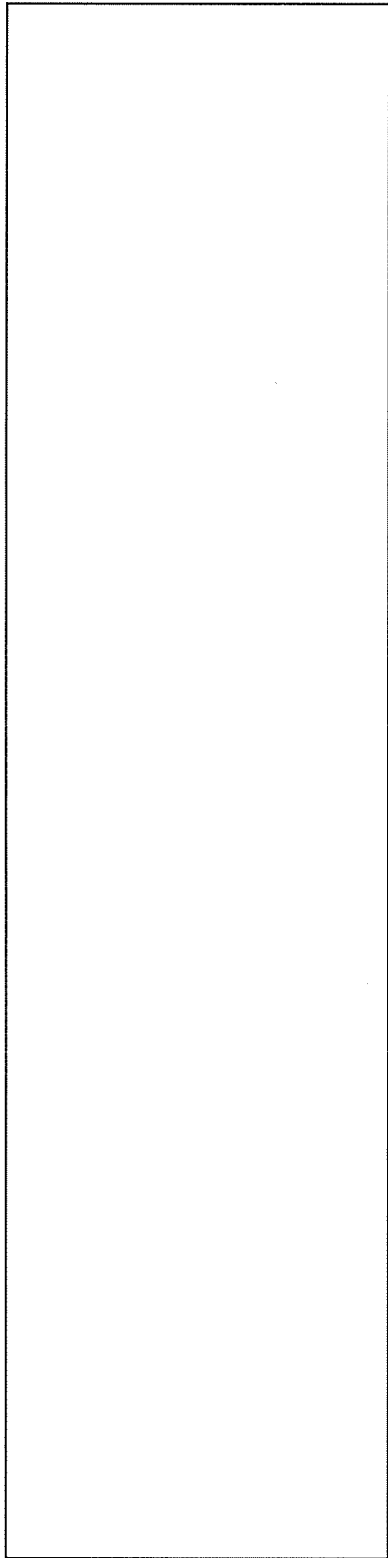
T通り軸組図

注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

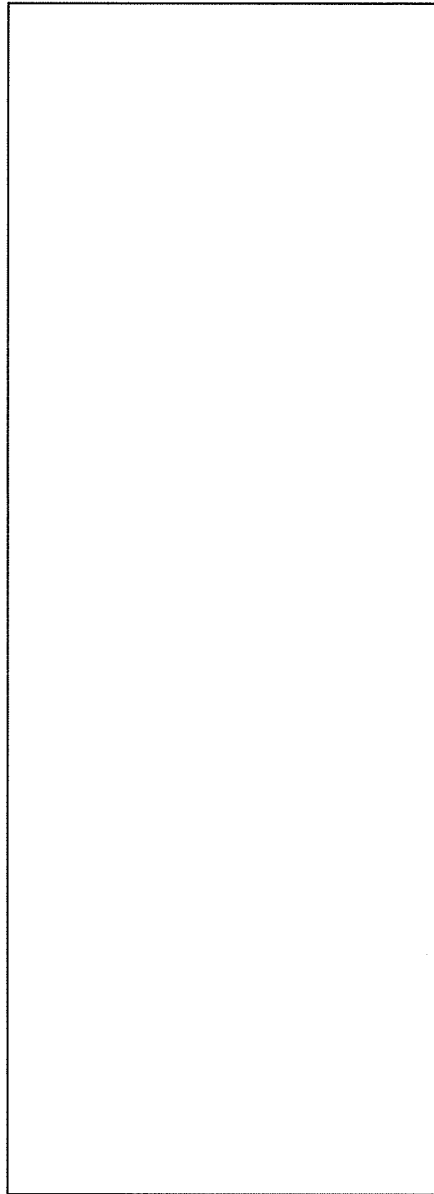
添説建2-IX.1.4-5図 S、T通り軸組図

凡 例	
G1, C2, WB1	: 鉄骨大梁
C1, C2	: 鉄骨柱
P1, P2	: 鉄骨間柱
T2, P2, P2A	: 基礎
RC1, RC2	: 基礎梁
WT2, 5, WT0	: 雑壁
NSC1	: 新設鉄骨柱
NSB1, NSB2	: 新設鉄骨小梁
NFCG2	: 新設基礎梁
NW1	: 新設鉄骨方杖
NENC	: 根巻補強



T' 通り 軸組図


23' 通り -5300 軸組図



20 通り 軸組図

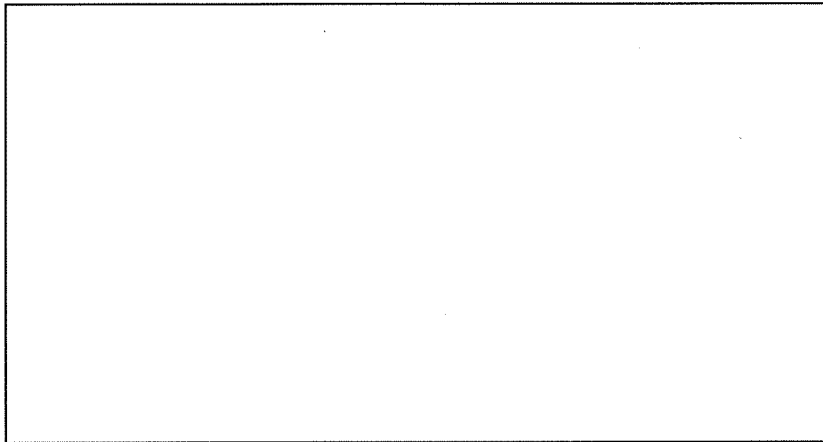
23' 通り -340 軸組図

注記

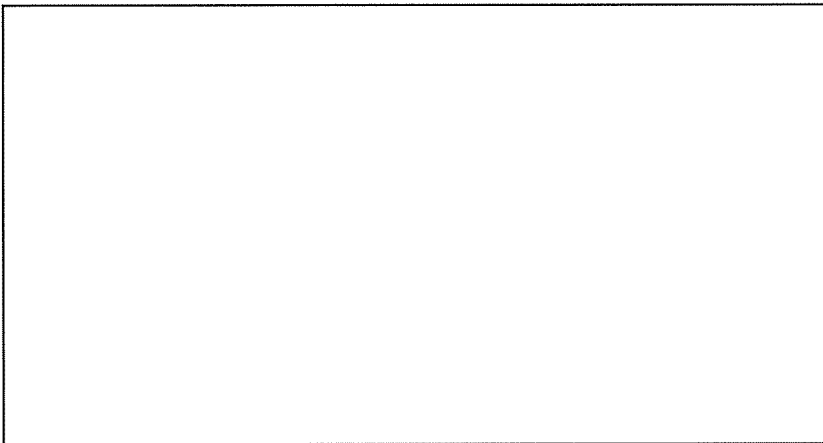
1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

添説建 2-IX. 1. 4-6 図 T'、20、23' -5300、23 7' -340 通り 軸組図

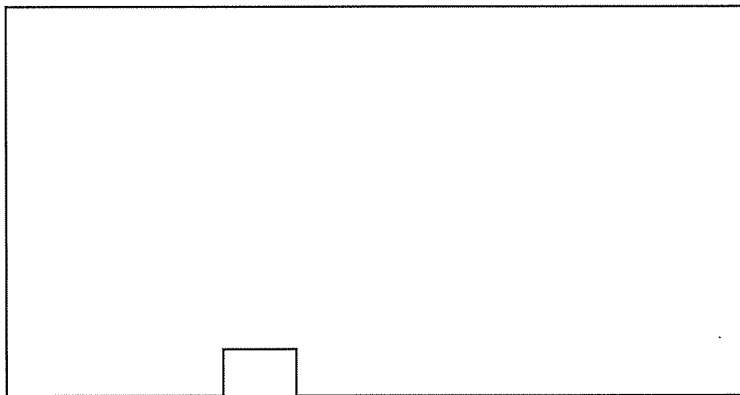
凡 例	
ES	: 鉄骨大梁
wg1	: 鉄骨小梁
CR1	: 鉄骨片持ち梁
C1	: 鉄骨柱
P1, P2	: 鉄骨間柱
F2, F1A, F2A	: 基礎
FG3, FG3A	: 基礎梁
W20	: 腰壁
V1	: 鉄骨ブレース
NSB1, NSB2	: 新設鉄骨小梁
NSC1	: 新設鉄骨柱
NSP1, NSP2	: 新設鉄骨間柱
NF1	: 新設基礎
NFG1, NFG1	: 新設基礎梁
NW1	: 新設腰壁
NB1-2	: 新設鉄骨ブレース
MEHC	: 根巻補強
NS1D	: 外壁サイディング補強
NWEL	: 梁接合部溶接補強



23' 通り軸組図




26' 通り軸組図



26' 通り軸組図

凡 例		
既設	G3	: 鉄骨大梁
	wg1	: 鉄骨小梁
	CB1	: 鉄骨片持ち梁
	C2	: 鉄骨柱
	P1, P2	: 鉄骨間柱
	F1, F2	: 基礎
	FG3, FG3A	: 基礎梁
	W12.5	: 腰壁
	V1	: 鉄骨ブレース
	新設	NSB1, NSB2
NSC1		: 新設鉄骨柱
NSP1		: 新設鉄骨間柱
NF1		: 新設基礎
NFG2, NFCG2		: 新設基礎梁
NW1		: 新設腰壁
NBr1, NBr2		: 新設鉄骨ブレース
NEnc		: 根巻補強
NSID	: 外壁サイディング補強	
NWEL	: 梁接合部溶接補強	

注記

1.  は除染室・分析室以外の建物を示す。

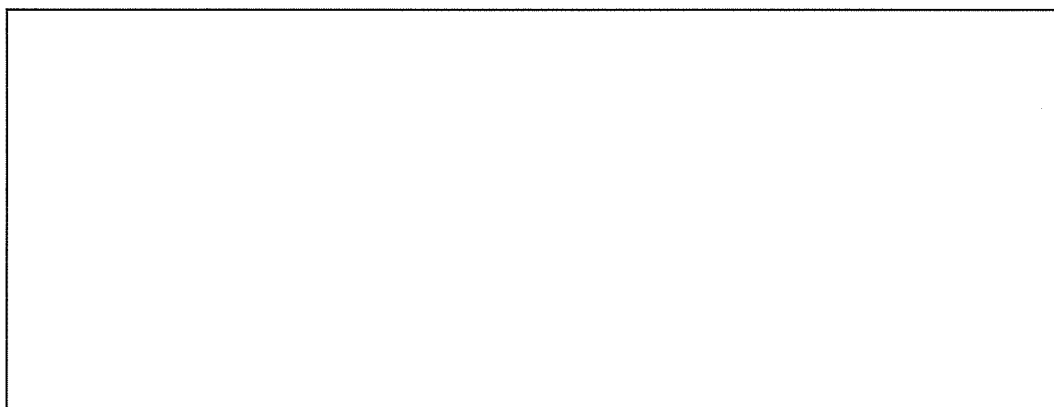
添説建 2-IX. 1.4-7 図 23'、26'、26' 通り軸組図

1.5.構造解析モデル

解析に使用した部材番号を添説建 2-IX.1.5-1 図、添説建 2-IX.1.5-2 図に、解析に使用した解析モデル図を添説建 2-IX.1.5-3 図、添説建 2-IX.1.5-4 図に示す。

モデル図凡例を以下に示す。

部材番号図の階高さは梁天端高さを示し、解析モデル図の階高さは梁芯高さを示す。



※1：鋼製柱脚固定条件

露出柱脚：バネ（半固定）

根巻き柱脚：固定

※2：支点条件

柱脚曲げモーメントを基礎梁で負担：ピン

柱脚曲げモーメントを基礎構造（杭）で負担：剛

※3：剛域

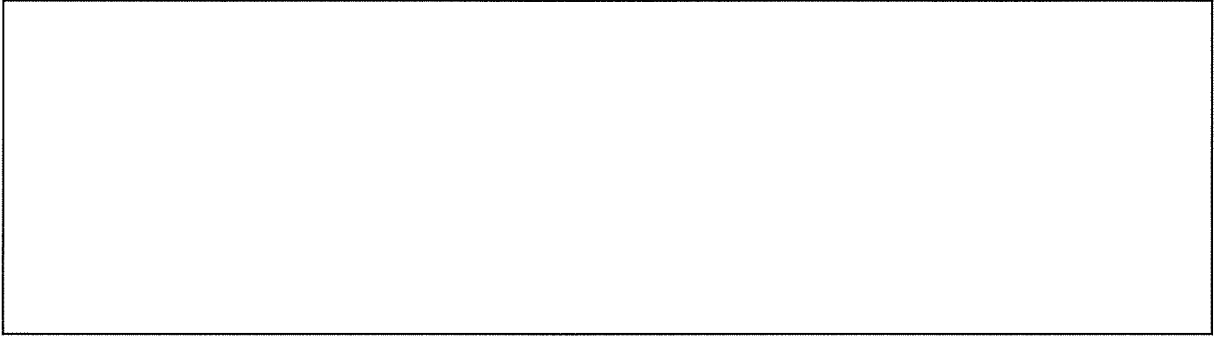
「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による剛域を示す。

数字は節点からの長さを示す。

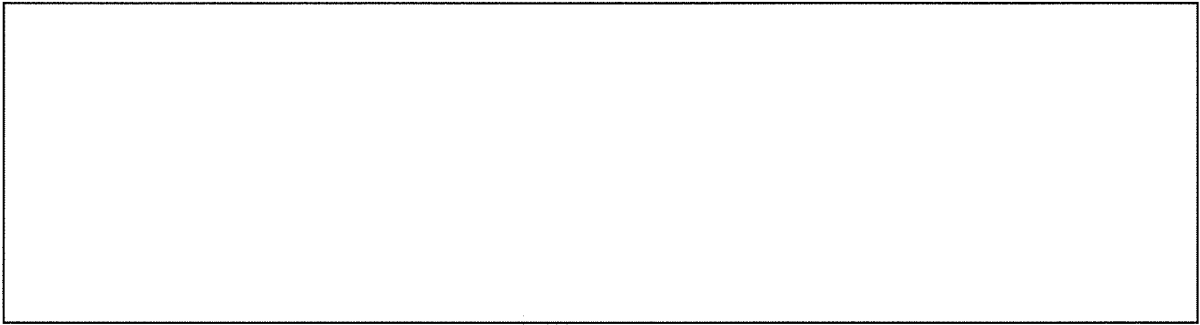
なお、解析部材番号は便宜上、一部構造図と異なる付番としている。読替対応表を添説建 2-IX.1.5-1 表に示す。

添説建 2-IX.1.5-1 表 部材番号読替対応表

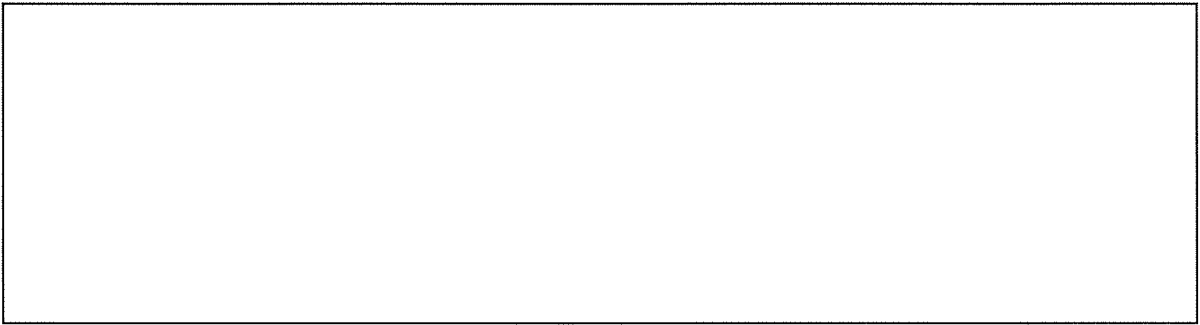
部材	解析 部材番号		構造図 部材番号
大梁			
基礎梁			
柱			



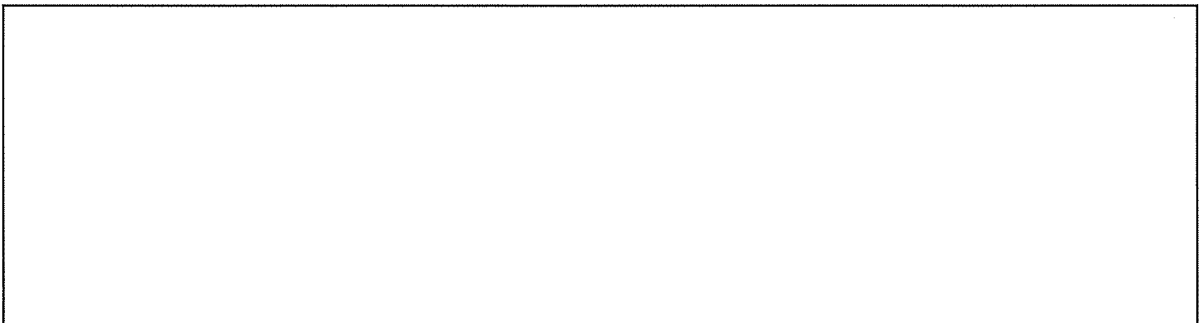
【Q' 通り】



【R 通り】



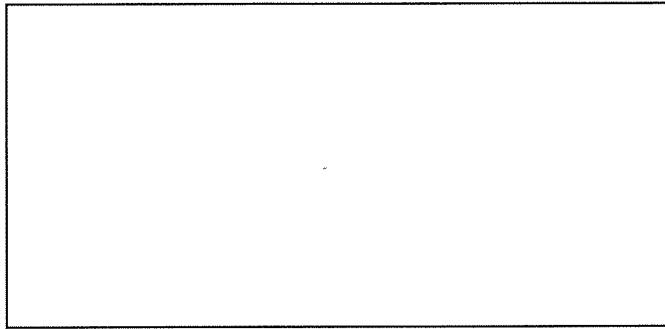
【S 通り】



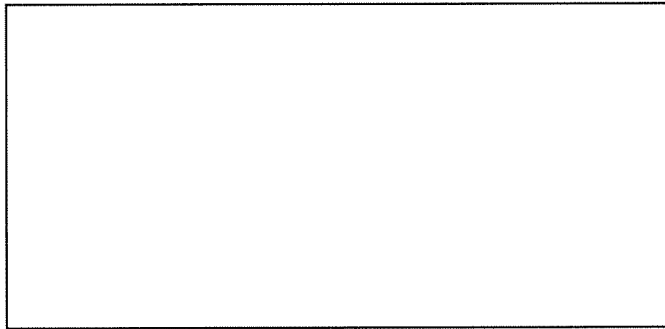
【T 通り】

単位：cm

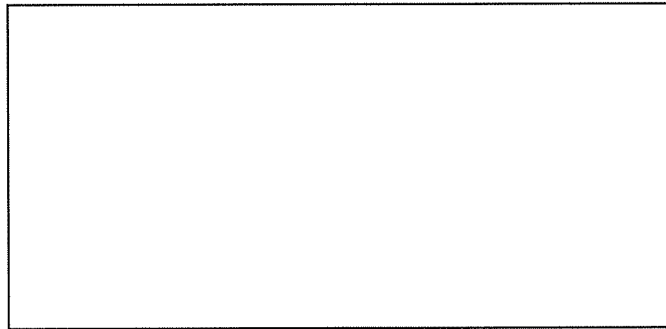
添説建 2-IX. 1. 5-1 図 部材番号図 (1/2)



【20 通り】



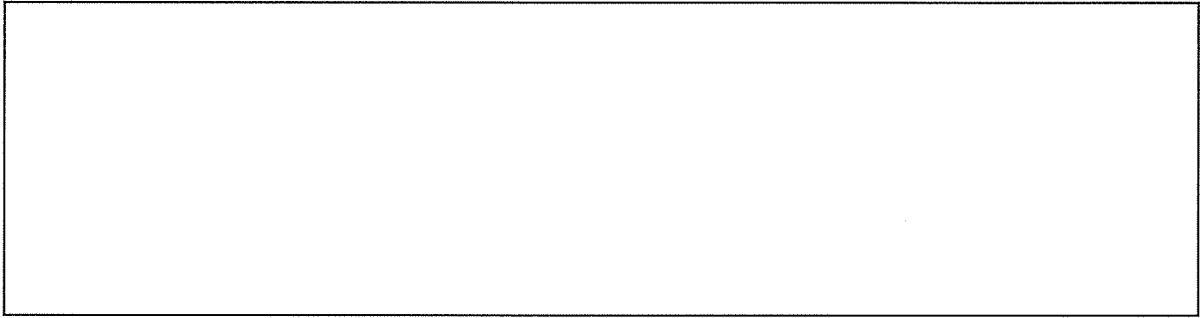
【23' 通り】



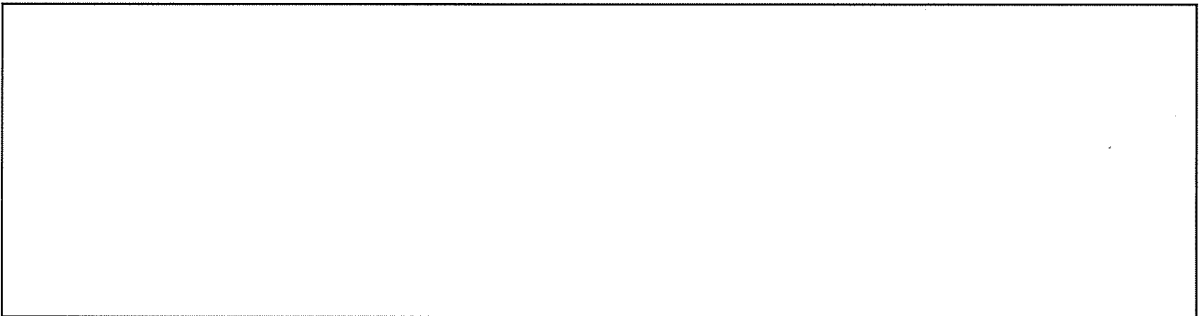
【26 通り】

単位：cm

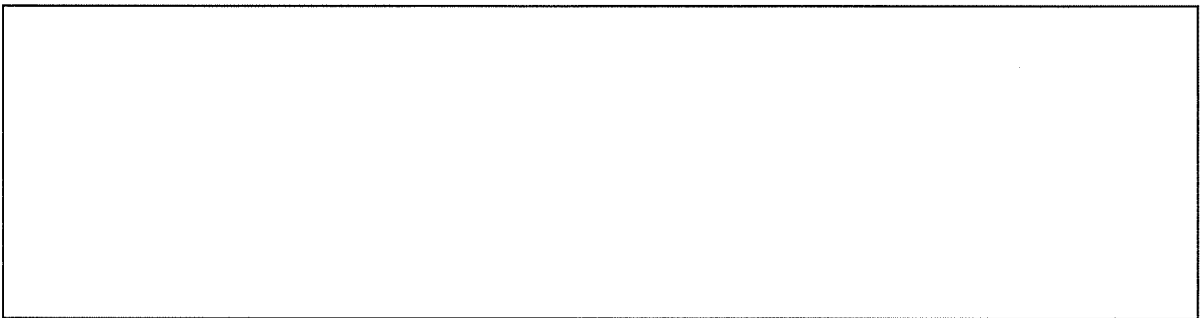
添説建 2-IX. 1. 5-2 図 部材番号図 (2/2)



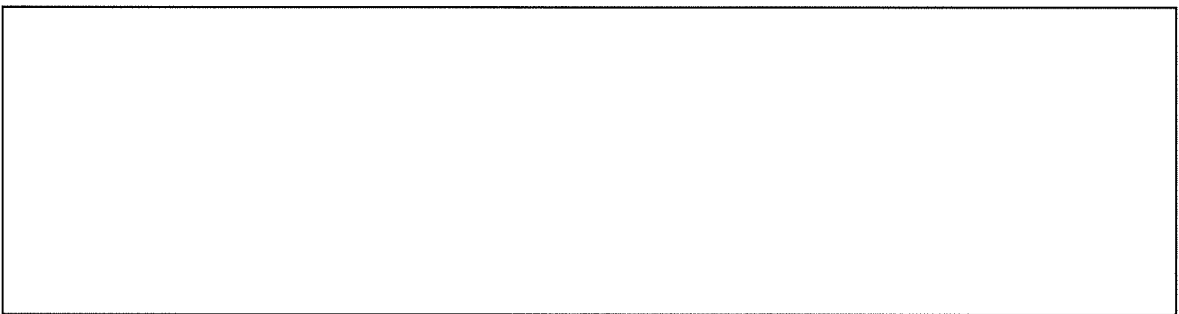
【Q' 通り】



【R 通り】

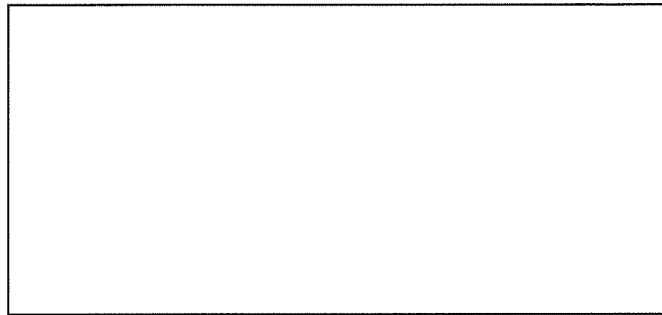


【S 通り】

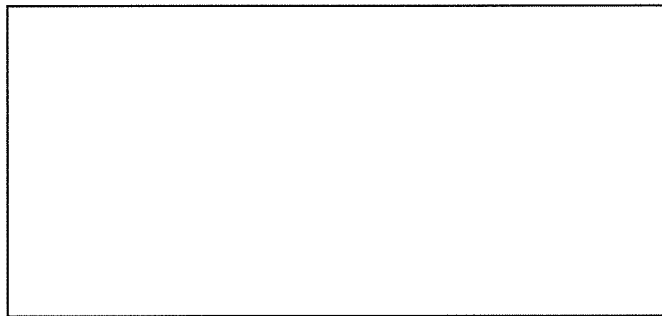


【T 通り】

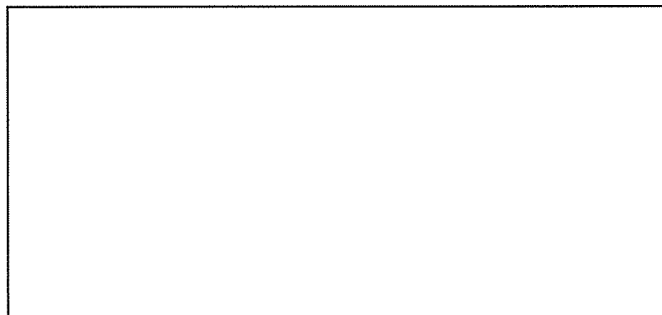
添説建 2-IX. 1. 5-3 図 解析モデル図 (1/2)



【20 通り】



【23' 通り】



【26 通り】

添説建 2-IX. 1. 5-4 図 解析モデル図 (2/2)

1.6.部材一覧

基礎梁、壁、鉄骨部材、基礎、根巻柱脚に関する各部材一覧を、添説建 2-IX.1.6-1 表～添説建 2-IX.1.6-9 表に示す。

(1) RC 部材

添説建 2-IX.1.6-1 表 基礎梁一覧 (1/2)

符号	FG1			FG2		
	外端	中央	内端	外端	中央	内端
断面						
上端筋						
下端筋						
スターラップ						
腹筋						
材質						
特記						

添説建 2-IX. 1. 6-2 表 基礎梁一覧 (2/2)

符号	FG3		FG3A	
位置	両端	中央	両端	中央
断面				
上端筋				
下端筋				
スターラップ				
腹筋				
材質				
特記				

添説建 2-IX. 1.6-3 表 新設基礎梁一覽

符号	NFG1		NFG2					
位置	両端	中央	両端	中央				
断面								
上端筋								
下端筋								
スターラップ								
腹筋								
材質								
特記								
符号					NFCG1		NFCG2	
位置					元端	先端	元端	先端
断面								
上端筋								
下端筋								
スターラップ								
腹筋								
材質								
特記								

添説建 2-IX. 1.6-4 表 壁一覧

区分	既設		新設
符号	W12.5	W20	NW1
断面			
厚さ			
主筋			
配置			
材質			
特記			

(2) 鉄骨部材

添説建 2-IX. 1.6-5 表 鉄骨部材一覧

区分	部材	符号	主材	材質
新設	柱	NSC1		
	間柱	NSP1		
	小梁	NSB1		
		NSB2		
		NSB4		
	鉛直ブレース	NBr1		
		NBr2		
	水平ブレース	NHV1		
	方杖	NV1		
	火打ち材	Nb1		
Nb2				
既設	柱	C1		
		C2		
	間柱	P1		
		P2		
	大梁	G1		
		G2		
		G3		
		WB1		
	小梁	B1		
		B2		
		a		
		wg1		
	片持ち梁	CB1		
	鉛直ブレース	V1		
水平ブレース	V2			

(3) 基礎部材

添説建 2-IX. 1. 6-6 表 基礎一覽

F1 (F1A)	F2 (F2A)

添説建 2-IX. 1. 6-7 表 新設基礎一覽

NF1

(4) 根巻き柱脚補強

添説建 2-IX. 1. 6-8 表 根巻柱脚補強一覧 (1/2)

NENC (F1)
NENC (F2)

添説建 2-IX. 1. 6-9 表 根巻柱脚補強一覽 (2/2)

NENC (F1A)
NENC (F2A)

1.7.設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお、各荷重の後のカッコ付の記号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

固定荷重は、既存建物の柱・梁・壁・屋根及びその他建物部材の自重、新規制基準に対応する耐震補強及び耐竜巻性能向上対策等の各種対策に係る全ての部材の重量を考慮した荷重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁は一貫計算プログラム内での自動計算でそれらの重量を算定し、二次部材である各スラブ、壁、建具等は個別に重量を積算する。

2) 積載荷重(P)

1 階床部分は土間コンクリートの為、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根部分については、基本的に本建物建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 85 条に従い、現地調査による設備機器重量と配置の確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

各階の積載荷重を添説建 2-IX. 1.7-1 表に示す。

添説建 2-IX. 1.7-1 表 積載荷重一覧 (単位: N/m^2)

室名	床用	小梁用	架構用	地震用
屋根				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

- 地震地域係数 : $Z = 1.0$
 地盤種別 : 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
 建築物の設計用一次固有周期 : $T = 0.03h = 0.03 \times 5.07 = 0.152(\text{sec})$
 振動特性係数 : $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
 せん断力分布係数 : $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $\alpha_i = \Sigma W_i / W$

建築基準法施行令第 88 条より

- 地震層せん断力係数 : $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
 標準せん断力係数 : $C_o = 0.2$ (一次設計)
 : $C_o = 1.0$ (二次設計)
 地震層せん断力 : $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

- 耐震重要度に応じた割増し係数 : $n = 1.5$
 重量 : $\Sigma W_i =$ 当該階より上の固定荷重と積載荷重との和
 地上部分全重量 : W
 建築物の高さ : $h = 5.07(\text{m})$

地震時の水平力を添説建 2-IX. 1.7-2 表に示す。

添説建 2-IX. 1.7-2 表 地震時水平力

		共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
方向	階	W_i^{*i} (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) $= n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) $= n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
X	1								
Y	1								

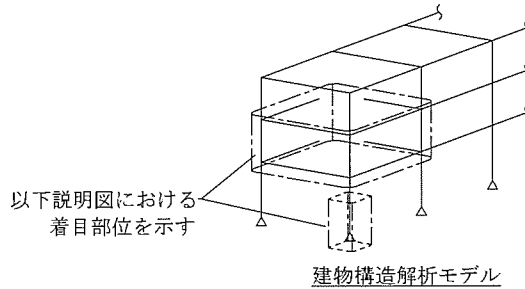
Y 方向重量には Q 通りの遮蔽壁重量 279kN を加算する。

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

※1: W_i : i 階の重量

(2) 解析モデルの荷重設定

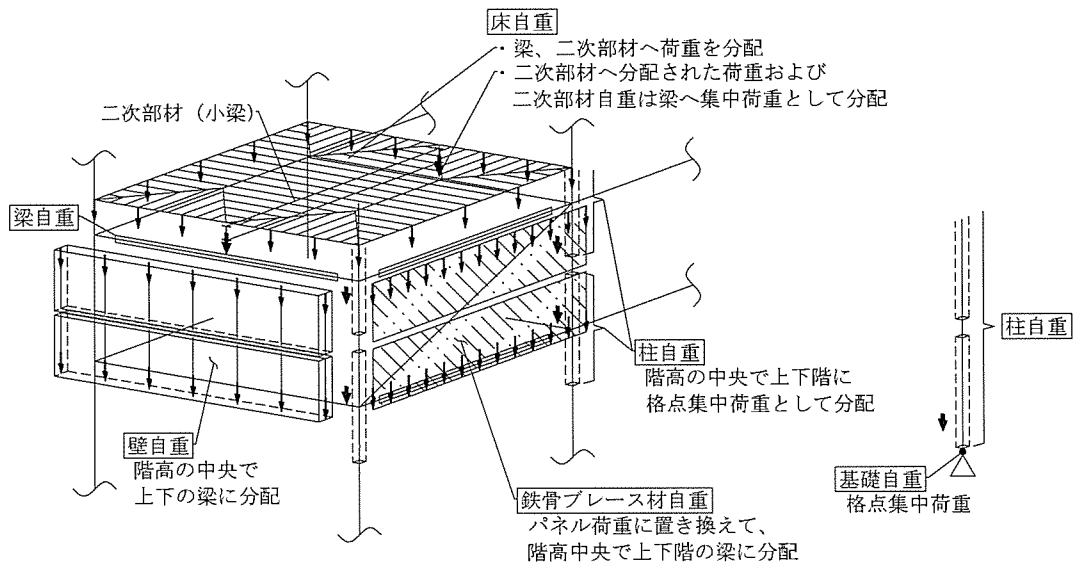
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁、基礎及びその他建物部材の自重は、以下の方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積あたりの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下の方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{11}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{12}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鋼構造設計基準—許容応力度設計法—」に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{um}) 以上であることを確認する。

1.8.使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋及び鉄骨の基準強度及び許容応力度を添説建 2-IX. 1.8-1 表～添説建 2-IX. 1.8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-IX. 1.8-1 表 コンクリートの設計基準強度 [F_c] (N/mm^2)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所

添説建 2-IX. 1.8-2 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

材 料	長 期		短 期	
	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□、□は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って□、□として取り扱う。

添説建 2-IX. 1. 8-3 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類及び品質	基準強度	使用箇所

添説建 2-IX. 1. 8-4 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断

建築基準法施行令第 90 条
建築基準法・同施行令・告示等
日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

□ は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って □ として取り扱う。

添説建 2-IX. 1.8-5 表 鉄骨の基準強度[F] (N/mm²)

鉄骨の種別	基準強度

※1 $t \leq$ □ mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

除染室・分析室においては □ mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-IX. 1.8-6 表 鉄骨の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期				短 期			
	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	圧 縮	引 張	曲 げ	せん断

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ロ 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — (日本建築学会) による

1.9.評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生じる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生じる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は、各部材に生じる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生じる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

なお、各部材の許容応力度、許容耐力の値は、鉄筋コンクリート部材については「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）」、鉄骨部材については「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会）」に基づき算定する。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認した。

評価結果として、構造部位種別ごとの検定比最大箇所の計算結果を添説建 2-IX. 1.9-1 表～添説建 2-IX. 1.9-9 表及び添説建 2-IX. 1.9-15 表～添説建 2-IX. 1.9-18 表に示す。

1) S 柱の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

方向	S 通り/20 通り(柱頭) C1							
	軸力				曲げ			
	応力 NL (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 ML (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

添説建 2-IX. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	T 通り/23' 通り(柱脚) C2							
	X 方向地震時							
	軸力				曲げ			
応力 NS (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 MS (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b	
X (強軸)								
Y (弱軸)								
組合せ								

2) S 大梁の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
23' 通り/R-S 通り間(中央) G3			R 通り/20-23' 通り間(23' 側) G1		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IX. 1.9-4 表 短期荷重による断面検定比

曲げ			せん断		
23' 通り/R-S 通り間(中央) G3			T 通り/23' -26 通り間(23' 側) G2		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

3) S 鉛直ブレースの断面検定

添説建 2-IX. 1.9-5 表 短期荷重による断面検定

荷重種類	23' 通り/S-T 通り間		
	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比

4) S 方杖の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-6 表 長期荷重による断面検定

荷重種類	S 通り/23' 通り		
	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比

添説建 2-IX. 1.9-7 表 短期荷重による断面検定

荷重種類	S 通り/23' 通り		
	軸力 (kN)	耐力 (kN)	検定比

5) RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-IX. 1.9-8 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A			20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A		
応力 ML (kN・m)	耐力 MAL (kN・m)	検定比	応力 QL (kN)	耐力 QAL (kN)	検定比

添説建 2-IX. 1.9-9 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
T 通り/20-23' 通り間 (20 側) FG1			20 通り/Q' -R 通り間 (R 側) FG3A		
応力 MS (kN・m)	耐力 MAS (kN・m)	検定比	応力 QS (kN)	耐力 QAS (kN)	検定比

6) 基礎

a) 概要

除染室・分析室の基礎は、建設地の十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に杭先端深度約 9.4m (新設杭は約 8.0m) まで達する杭による杭基礎とし、建設地における柱状図を用いて基礎の設計を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。土間コンクリートの支持性能の評価は、添付説明書一建 2 付録 1 に示す。

除染室・分析室の基礎及び建物を支持する地盤について、自重及び通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物・構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 4m から約 14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

b) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

既設杭については、平成13年国土交通省告示第1113号第5「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計した。

新設杭については、国土交通大臣認定工法（国土交通大臣認定番号 TACP-0126）による施工を適用する。

該当箇所の位置と柱状図を添説建2-IX.1.9-1図～添説建2-IX.1.9-3図に示し、杭の許容支持力と許容引抜き力を添説建2-IX.1.9-10表、添説建2-IX.1.9-11表に示す。

c) 杭の種類

既設杭

杭体の長期許容支持力

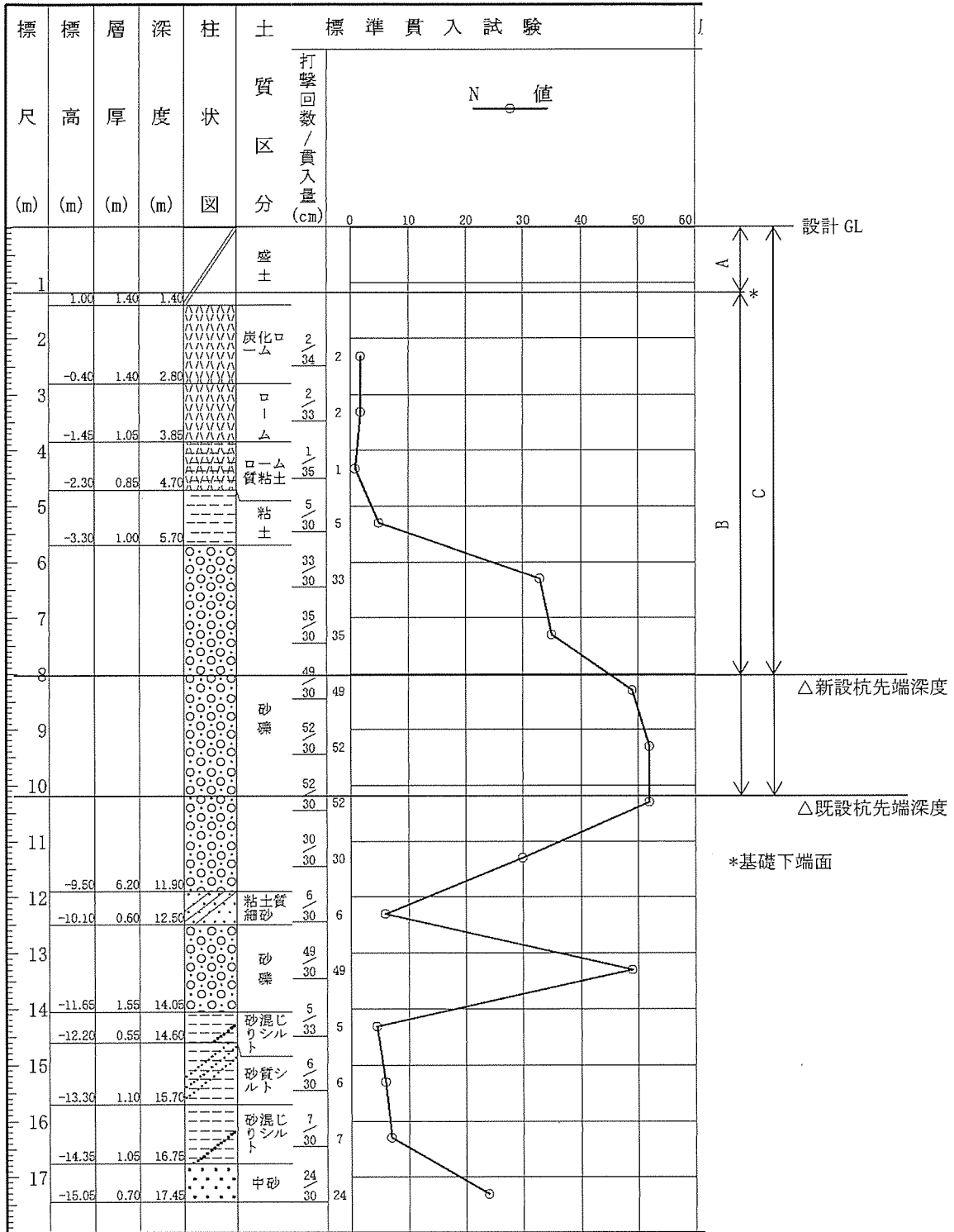
新設杭

杭体の長期許容支持力 884 kN/本（国土交通大臣認定）

d) 杭頭条件

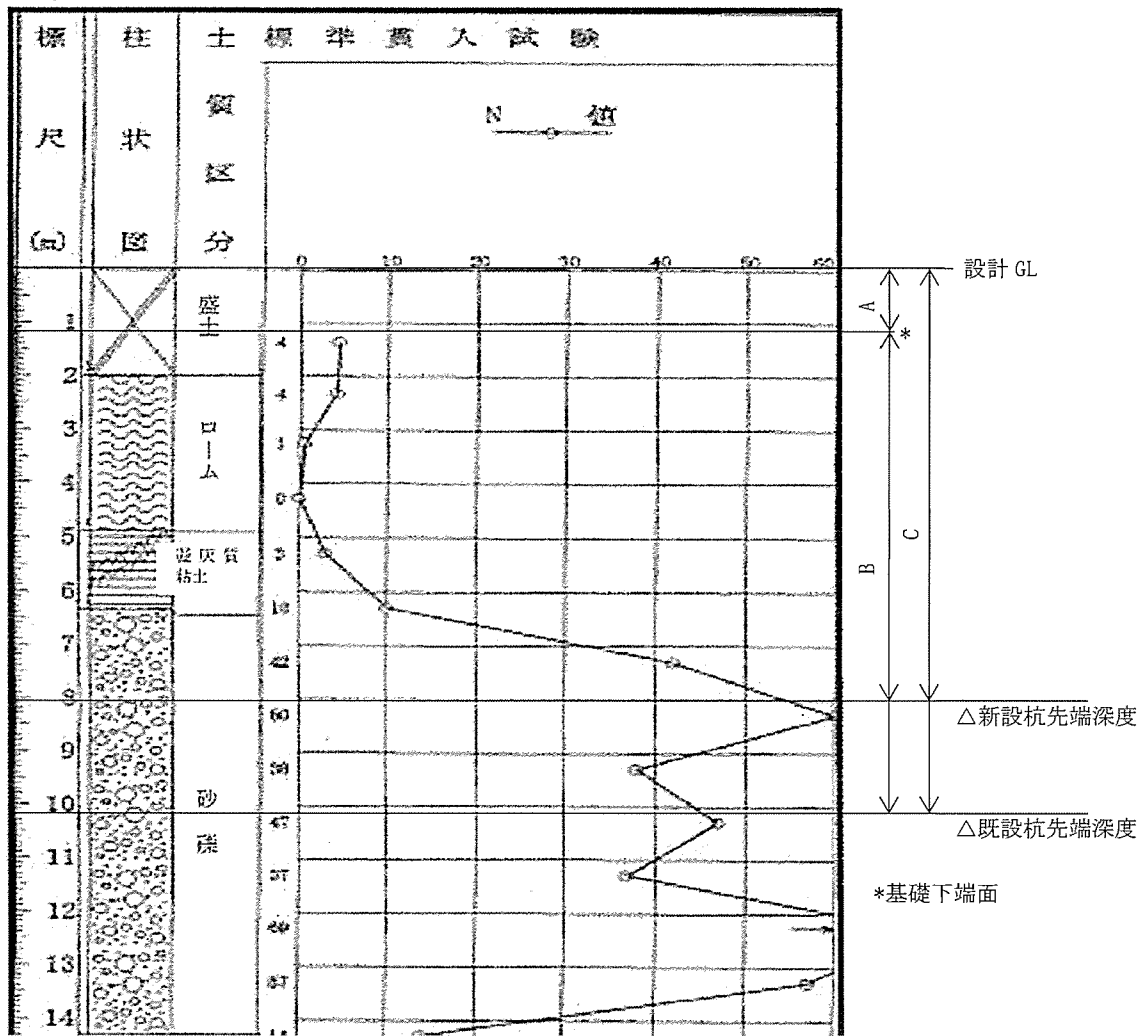


添説建2-IX.1.9-1図 ボーリング位置図



	A	B	C	杭先端深度
既設杭	1200	9000	10200	10.20m
新設杭	1200	6850	8050	8.05m

添説建 2-IX. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



	A	B	C	杭先端深度
既設杭	1200	9000	10200	10.20m
新設杭	1200	6850	8050	8.05m

添説建 2-IX. 1. 9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

e) 杭の許容支持力と許容引拔力

添説建 2-IX. 1. 9-10 表 既設杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

添説建 2-IX. 1. 9-11 表 新設杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

※新設杭部分では引拔力は発生しない

・杭の許容支持力及び許容引拔力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-IX. 1. 9-12表～添説建2-IX. 1. 9-14表から、

既設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

既設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

既設杭の短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) :

新設杭の長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) :

新設杭の短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) :

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果（ボーリング調査、標準貫入試験）を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期：} {}_L R_a (\text{kN/本}) = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_F$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度

(場所打ち杭 (既設杭) の場合 = $150 / 3 \times \bar{N}$ 、

埋め込み杭 (新設杭) の場合 = $250 / 3 \times \bar{N}$)

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎既設杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

A_{p1} (m²) : 基礎新設杭の先端の有効断面積

$$(\text{= } \pi \times d^2 / 4 + 0.5 (\pi \times d_w^2 / 4 - \pi \times d^2 / 4))$$

d (m) : 杭の直径

d_w (m) : 翼の直径

R_F (kN) : 基礎既設杭とその周囲の地盤との摩擦力

$$(\text{= } (10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi)$$

R_{F1} (kN) : 基礎新設杭とその周囲の地盤との摩擦力

$$(\text{= } (0.7 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 0.15 / 3 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi)$$

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-IX. 1.9-2図、添説建2-IX. 1.9-3図より算出する。

添説建2-IX. 1.9-12表 既設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_F	${}_L R_a$
①												
②												

添説建2-IX. 1.9-13表 新設杭の長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	d_w	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_{F1}	${}_L R_a$
①													
②													

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_a = (8 / 15) \times R_f$$

ここに、

R_f (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \Phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (= $12.5 \times \bar{N}_c$)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

Φ (m) : 杭周長

添説建2-IX. 1. 9-14表 既設杭の短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	Φ	R_f	${}_tR_a$
①								
②								

f) 支持力の照査

長期作用軸力及び短期作用軸力に対する杭の許容軸力の検討結果を添説建 2-IX. 1.9-15 表及び添説建 2-IX. 1.9-16 表に示す。

本建物既設杭においては、短期作用軸力に引抜力が発生している。

添説建 2-IX. 1.9-15 表 既設杭の支持力確認結果

位置	杭本数	杭の許容軸力 (kN/本) ^{※1}			作用軸力 (kN/本) ^{※1}				検定比 ^{※2}					
		許容支持力		許容引抜力	長期	短期(地震時)				長期	短期(地震時)			
		長期	短期			X方向加力		Y方向加力			X方向加力		Y方向加力	
				正		負	正	負	正		負	正	負	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	④/①	⑤/② or⑤/③	⑥/② or⑥/③	⑦/② or⑦/③	⑧/② or⑧/③		
Q'-20														
Q'-23'														
Q'-26														
S-20														
S-23'														
S-26														
R-20														
R-23'														
R-26														
T-20														
T-23'														
T-26														

※1: 杭の許容軸力、作用軸力: (+) 押込力、(-) 引抜力

※2: 検定比 = 作用軸力 / 許容軸力

ただし、短期作用軸力が (-) 引抜力の場合は、許容軸力は短期許容引抜力とする。

検定比max

添説建 2-IX. 1.9-16 表 新設杭の支持力確認結果

位置	杭本数	杭の許容軸力 (kN/本) ^{※1}			作用軸力 (kN/本) ^{※1}				検定比 ^{※2}					
		許容支持力		許容引抜力	長期	短期(地震時)				長期	短期(地震時)			
		長期	短期			X方向加力		Y方向加力			X方向加力		Y方向加力	
				正		負	正	負	正		負	正	負	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	④/①	⑤/② or⑤/③	⑥/② or⑥/③	⑦/② or⑦/③	⑧/② or⑧/③		
Q'-26'														
R-26'														
S-26'														
T-26'														
T'-20														
T'-20-23'														
T'-23'														
T'-23'-26														
T'-26														

※1: 杭の許容軸力、作用軸力: (+) 押込力、(-) 引抜力

※2: 検定比 = 作用軸力 / 許容軸力

ただし、短期作用軸力が (-) 引抜力の場合は、許容軸力は短期許容引抜力とする。

検定比max

g) 杭の水平抵抗力の照査

建物に作用する地震時水平力に対し、建物全体の既設杭が抵抗できる水平力の検討を行う。

地震時水平力の算出にあたっては、基礎部重量を考慮するものとし、基礎部に作用する水平震度 (k) は建築基準法施行令第 88 条に従い、0.1 とする。

検討結果を添説建 2-IX. 1.9-17 表に示す。

建物全体の杭が抵抗できる水平耐力が基礎部を含めた建物に作用する地震時水平力を上回ることを確認した。

添説建 2-IX. 1.9-17 表 既設杭の水平耐力の検討結果

建物一次設計用 地震力 Q_i (kN)	基礎部 重量 W (kN)	基礎部 水平震度 k	耐震重要度 割増し係数 n	地震時水平力 Q_p (kN) $=Q_i+n \times k \times W$	杭の 水平耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_p / Q_a

※1：添説建 2-IX. 1.7-2 表より

新設杭の水平抵抗力の検討結果を添説建 2-IX. 1.9-18 表に示す。

添説建 2-IX. 1.9-18 表 新設杭の水平耐力の検討結果

地震時水平力 Q_p (kN)	許容水平耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_p / Q_a

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) を満足していること ($Q_u/Q_{un} \geq 1.0$) を確認した。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-IX. 1.9-19 表～添説建 2-IX. 1.9-22 表及び添説建 2-IX. 1.9-23 表～添説建 2-IX. 1.9-26 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u/Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力

(ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令82条の6の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和55年建設省告示第1792号第7より、剛性率 (R_s) が0.6以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が0.15以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1. 3. (2) 3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-IX. 1.9-19 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-20 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-21 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-IX. 1.9-22 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	剛性率 R_s	F_s	偏心率 R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-IX. 1. 9-23 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1. 9-24 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1. 9-25 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-IX. 1. 9-26 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u [kN]	D_s	F_{es}	Q_{ud} [kN] ※1	Q_{un} [kN]	Q_u/Q_{un}
1						

※1 : $Q_{ud} = Q_{i2}$ (二次設計用地震時水平力)

1.10. 更なる安全裕度の確認

建物の更なる安全裕度の向上策として、耐震重要度分類第1類の建物である除染室・分析室の耐震強度は、Sクラス相当の割増係数3.0を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、Sクラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認する。

(1) 評価方法

概ね弾性の評価は、一次設計及び二次設計、竜巻補強が反映された評価モデルを用いて建物に作用する水平地震力(Q)と変形量(δ)の関係を示す関係図(以下、Q- δ 曲線という。)を前述の耐震計算に用いた応力解析ソフトウェアによる荷重増分解析にて作成し、Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での状態を「I.耐震設計の基本方針 5.2.概ね弾性の考え方」に基づいて評価し、概ね弾性の範囲にあることを確認する。また、静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) で降伏する主要な構造部材(柱、梁、ブレース)の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合を解析し建物全体の中で最も厳しい箇所を特定すると共に概ね弾性への影響を評価する。なお、降伏強度は各構造部材の終局強度とする。

(2) 概ね弾性の評価に用いる地震時水平力

除染室・分析室のSクラスに属する施設に求められる程度の地震時水平力(Q_i)を添説建2-IX.1.10-1表に示す。

添説建2-IX.1.10-1表 $3C_i$ での地震時水平力

方向	階	W_i^{*1} (kN)	ΣW_i^{*2} (kN)	A_i	n	C_i^{*3} = $C_o A_i$	Q_i (kN) = $n C_i \Sigma W_i$
X	1						
Y	1						

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

*1) W_i : i 階の重量

*2) ΣW_i : i 階より上の重量

*3) C_o : 0.2 (一次設計の標準せん断力係数)

注) 各記号の説明は「1.7.設計用荷重」項を参照

(3) 層間変形角の算定

概ね弾性の評価に用いる層間変形角の計算を以下に示す。

・階高さ h : 482.0 (cm)

・X方向 (正加力) の変形量 δx : (cm)

・X方向 (負加力) の変形量 δx : (cm)

・Y方向 (正加力) の変形量 δy : (cm)

・Y方向 (負加力) の変形量 δy : (cm)

・X方向 (正加力) の層間変形角 = $\delta x/h$

=

・X方向 (負加力) の層間変形角 = $\delta x/h$

=

・Y方向 (正加力) の層間変形角 = $\delta y/h$

=

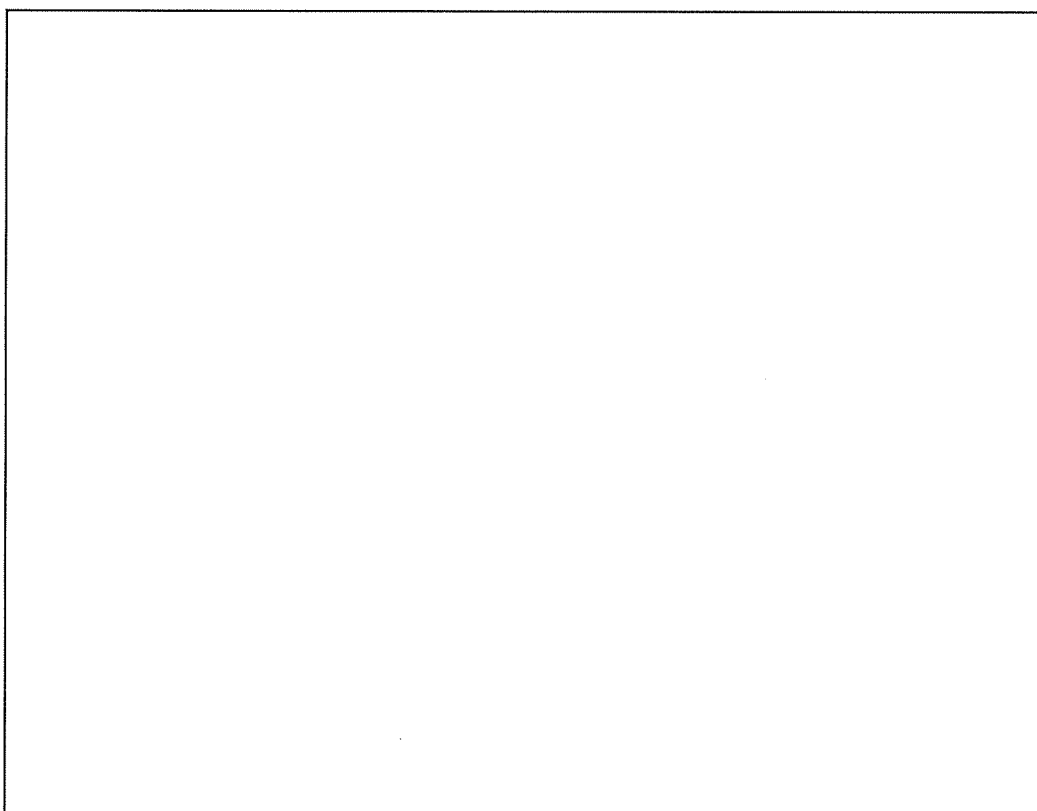
・Y方向 (負加力) の層間変形角 = $\delta y/h$

=

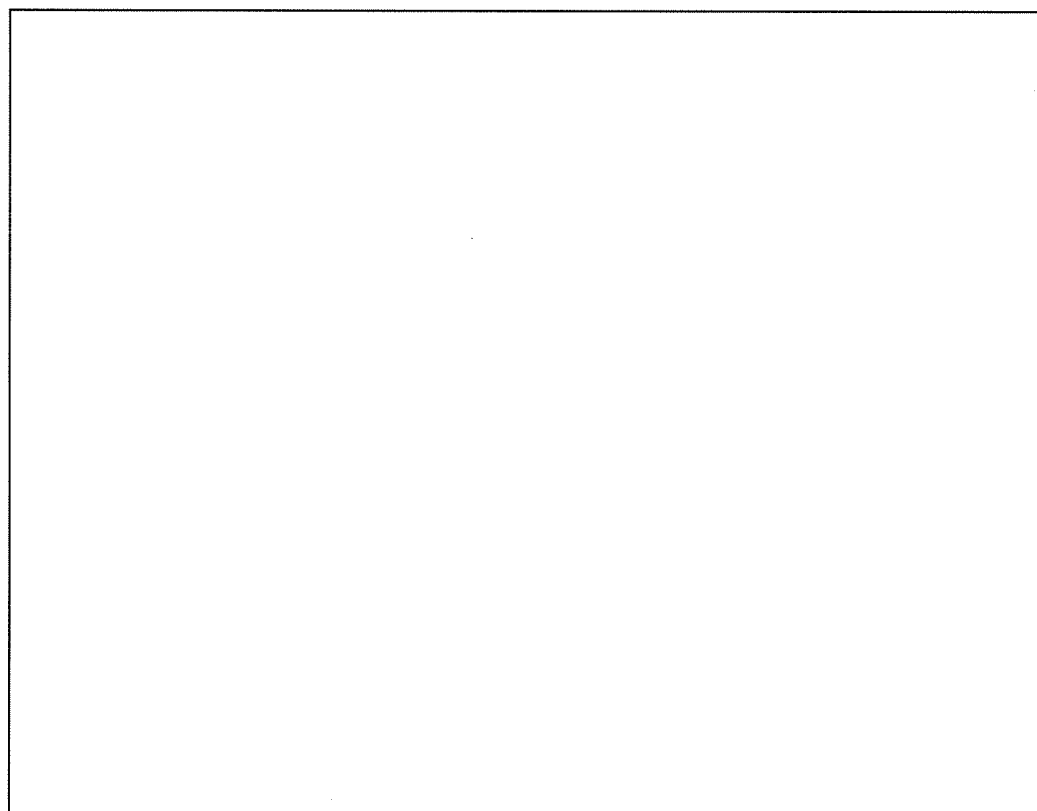
(4) 概ね弾性の評価結果

補強後の $Q-\delta$ 曲線における $3C_i$ (0.6G) での水平地震力 (Q_i) 及び変形量 (δ) の位置を添説建 2-IX. 1. 10-1 図～添説建 2-IX. 1. 10-4 図に示す。各 $Q-\delta$ 曲線の XY 方向は「図ト建-25」に示す。

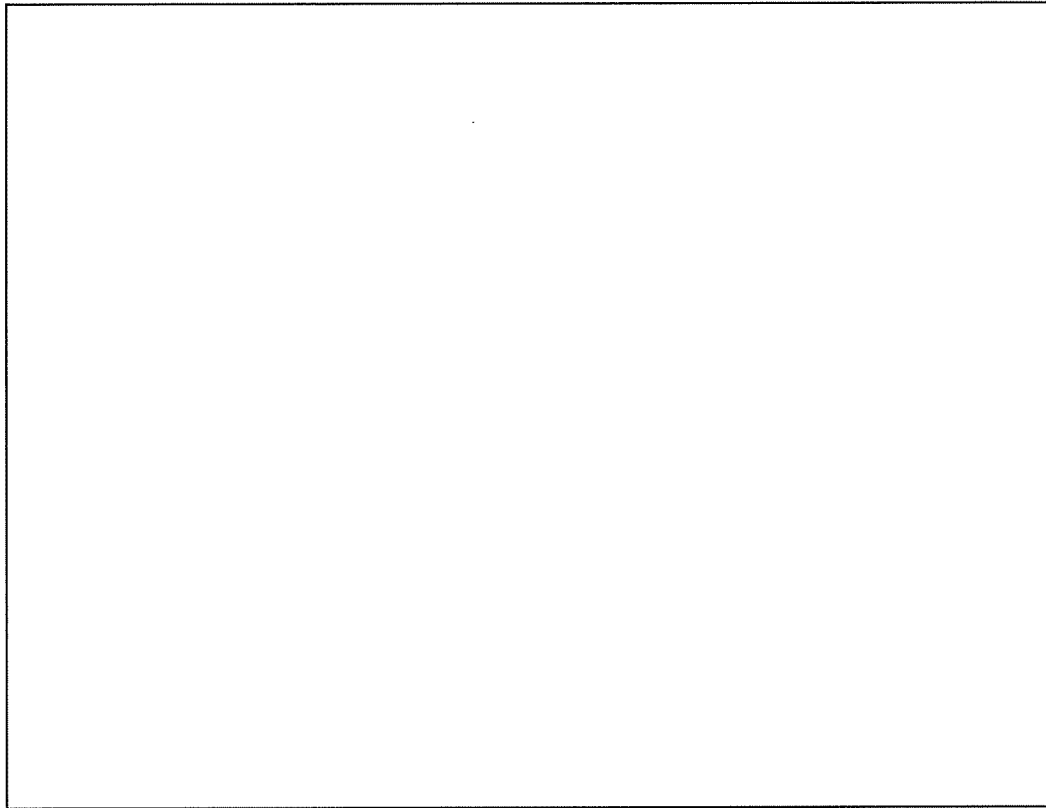
また、概ね弾性の評価結果を添説建 2-IX. 1. 10-2 表に示す。



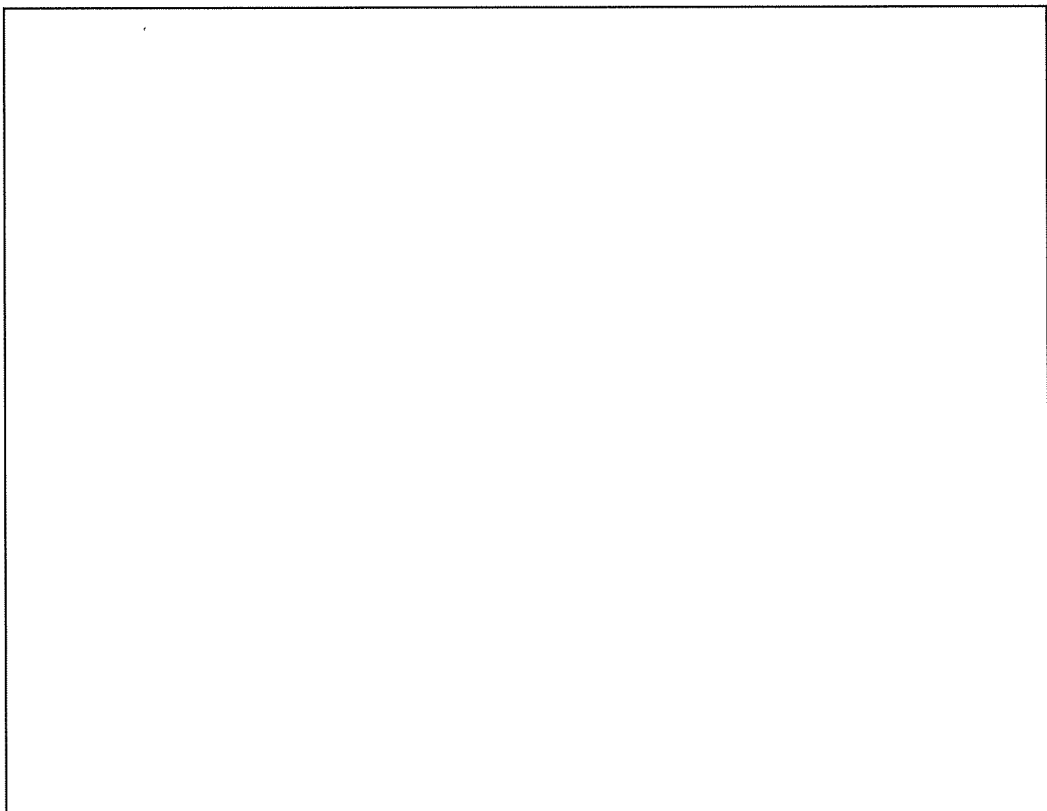
添説建 2-IX. 1. 10-1 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向正加力)



添説建 2-IX. 1. 10-2 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (X 方向負加力)



添説建 2-IX. 1. 10-3 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向正加力)



添説建 2-IX. 1. 10-4 図 Q- δ 曲線と 3Ci 水平地震力 (Q_i) の位置 (Y 方向負加力)

添説建 2-IX. 1. 10-2 表 概ね弾性評価結果

Q- δ 曲線評価 モデルへの 加力方向	概ね弾性範囲の考え方	3Ci 地震時水平力での評価	判定 結果
X 方向正加力	地震力 3Ci (0. 6G) に対して層間変形角が、1/200 (地震力による構造耐力上主要な部分の変形によって建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれのない場合にあつては、1/120) 以内にある場合	層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内であることから変形曲線の弾性域にある。	適
X 方向負加力		層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内であることから変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向正加力		層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内であることから変形曲線の弾性域にある。	適
Y 方向負加力		層間変形角が <input type="text"/> となり 1/200 以内であることから変形曲線の弾性域にある。	適

(5) 静的水平地震力 3Ci (0.6G) で最も厳しい箇所の評価

Sクラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 3Ci (0.6G) が加力した場合に降伏する主要な構造部材 (柱、梁、ブレース) の数量と割合を加力方向別に整理した表を添説建 2-IX. 1. 10-3 表に示す。また、1階の降伏した構造部材の箇所を明示した図を添説建 2-IX. 1. 10-5 図に示す。屋上階には降伏する構造部材は無いので当該の図は省略する。

添説建 2-IX. 1. 10-3 表
3Ci 地震時水平力で降伏する主要構造部材の数量と割合

地震力の 加力方向	X 方向			Y 方向		
	部材数	正加力	負加力	部材数	正加力	負加力
柱 C						
梁						
ブレース						
合計						
割合 (%)						

(注) 表中の記号は降伏する構造部材の箇所を示す添説建 2-IX. 1. 10-5 図の図中の記号と対応する。

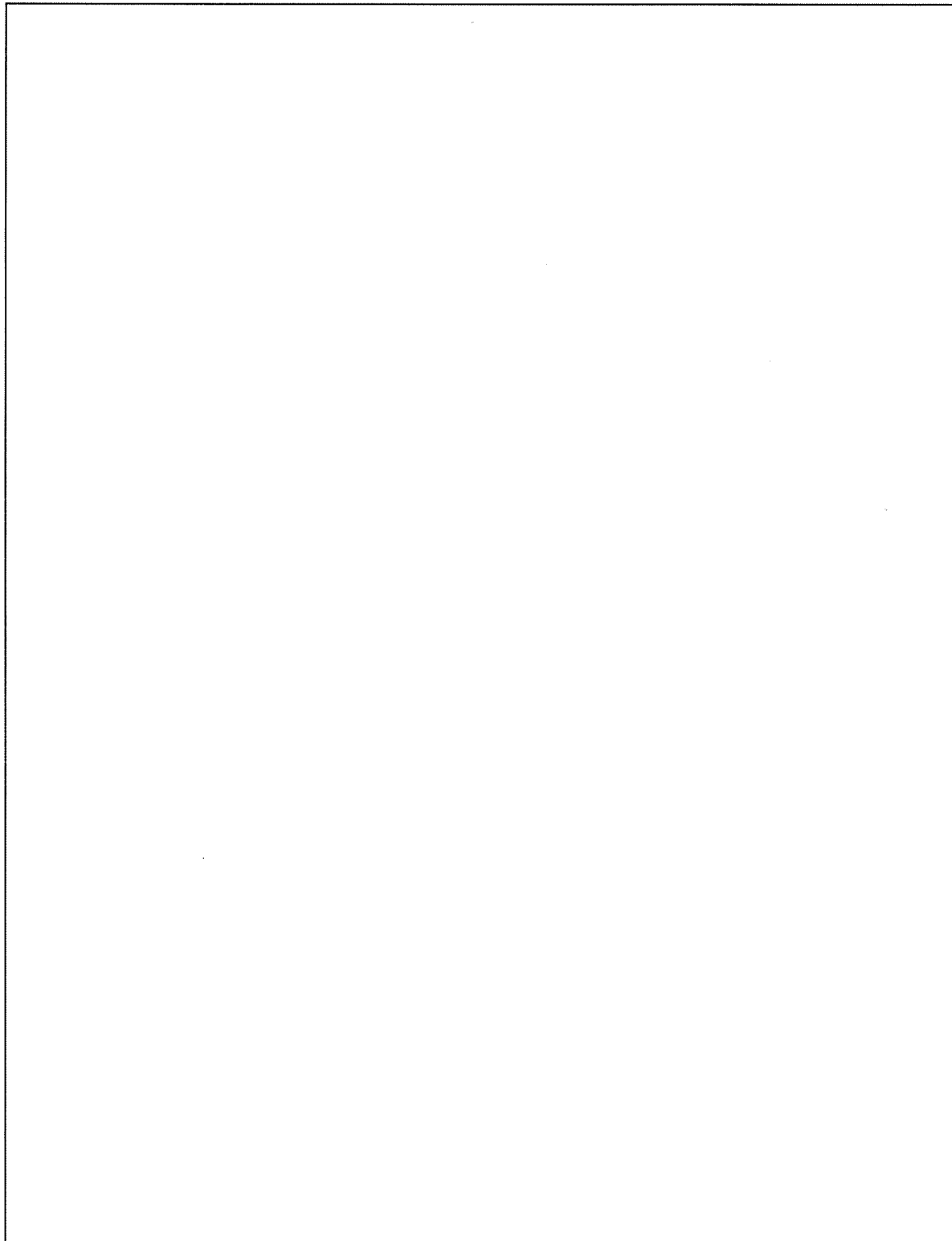
<記号の見方>

CX+ : 柱、X 方向の正加力

CX- : 柱、X 方向の負加力

添説建 2-IX. 1. 10-3 表より、X 方向で降伏した構造部材は正加力及び負加力の各々の方向で、それぞれ柱が□箇所降伏し、X 方向全体に対する割合は最大で□%であるが、Y 方向で降伏する構造部材はない。Q-δ 曲線の評価では全ての方向及び階層で層間変形角が 1/200 以下であり、建物全体としては概ね弾性の範囲であることから、降伏により部分的に部材剛性は低下するが建物の耐力に大きく影響することはない。

なお、すべての構造部材の中で最も早期に降伏する箇所は添説建 2-IX. 1. 10-5 図に示す□
□及び□であり、□が最も厳しい箇所と考える。



添説建 2-IX. 1. 10-5 図 1 階で降伏する構造部材の箇所

(6) まとめ

除染室・分析室は、 $Q-\delta$ 曲線を用いた S クラスに属する施設に求められる程度の静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) での概ね弾性の評価及び同地震力で降伏する主要な構造部材（柱、梁、ブレース）の種類と場所及び降伏する順番、構造部材全体に対する降伏する構造部材の数量割合の解析より、構造部材が降伏することにより部分的に構造部材の剛性が低下する箇所は数か所あるが構造部材全体に対する数量割合は少量であり、全体の耐力に大きく影響することはないことから、耐震強度は S クラス相当の割増係数 3.0 を乗じた静的水平地震力 $3C_i$ (0.6G) に対して概ね弾性範囲にあり、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力に対しても十分な強度を有していることを確認した。

X. 独立遮蔽壁（※組立工場）の耐震計算書

1. 一般事項

構築物概要

- (1) 用途 : 遮蔽壁
- (2) 構造概要 : 構造種別 : RC 造
: 基礎種別 : 直接基礎
- (3) 耐震重要度 : 第一類 : 割増係数 = 1.5

2. 適用基準類

- ・ 建築基準法、同施行令、国交省告示、通達等
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築研究所）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 建築基礎構造設計指針（日本建築学会）

3. 使用材料及び材料の許容応力度

鉄筋及びコンクリートの許容応力度を以下の表に示す。

(1) 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

材 質	長 期			短 期		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断

(2) コンクリートの許容応力度(N/mm²)

材 料	長 期			短 期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断

(3) 地耐力の許容応力度

- ・ 支持地盤の種別 : ローム層
- ・ 基礎形式 : 布基礎
- ・ 設計地耐力 σ_a (kN/m²) : 長期 50、短期 100（建基法施行令第 93 条）

4. 設計条件

4. 1. 設計方針

遮蔽壁に地震荷重が作用した時に生じる各部応力に対する部材強度の評価、接地圧に対する地盤強度の評価を行い、遮蔽壁が地震荷重に対して安全であることを確認する。基礎底板接地圧は、固定荷重、地震荷重に対して地盤の短期許容地耐力で評価する。また、壁基部、基礎底板部は固定荷重、地震荷重に対して短期曲げ耐力で評価する。

4. 2. 地震力

地震層せん断力係数

地上部分 : 0.2

地下部分 : 0.1 (建築基準法施行令第 88 条)

水平地震力

地上部 K_{H1} : $0.20 \times 1.5 = 0.30$

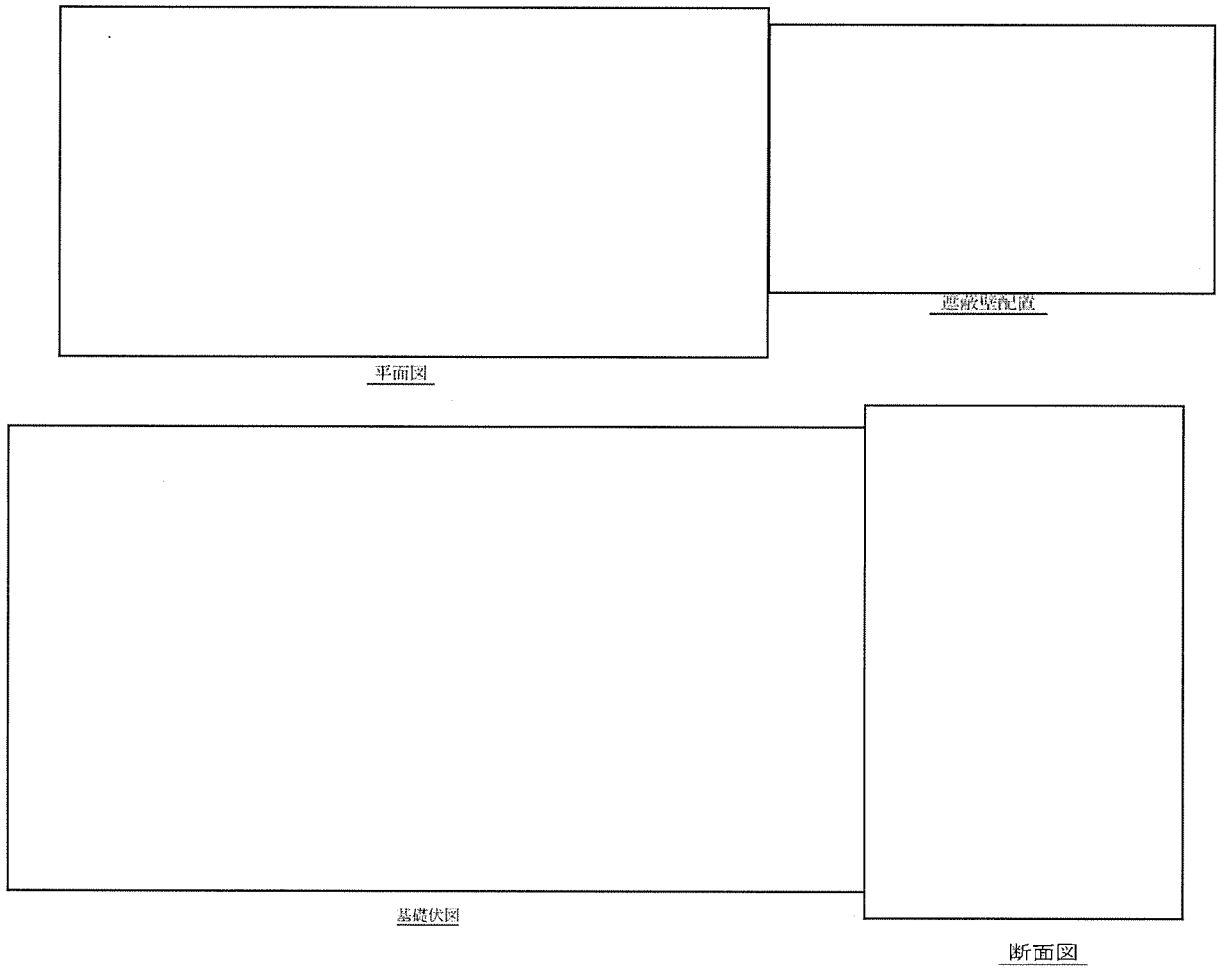
地下部 K_{H2} : $0.10 \times 1.5 = 0.15$

4. 3. 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) : 24

5. 配置図

添説建 2-X.5-1 図に独立遮蔽壁の配置図を示す。



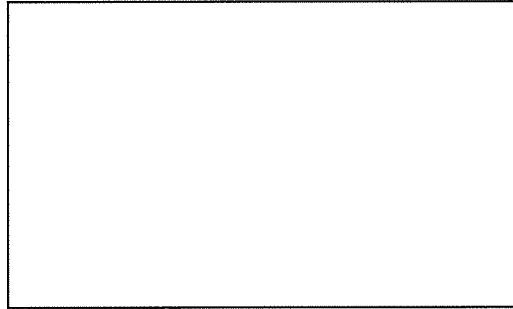
単位：mm

添説建 2-X.5-1 図 独立遮蔽壁配置図

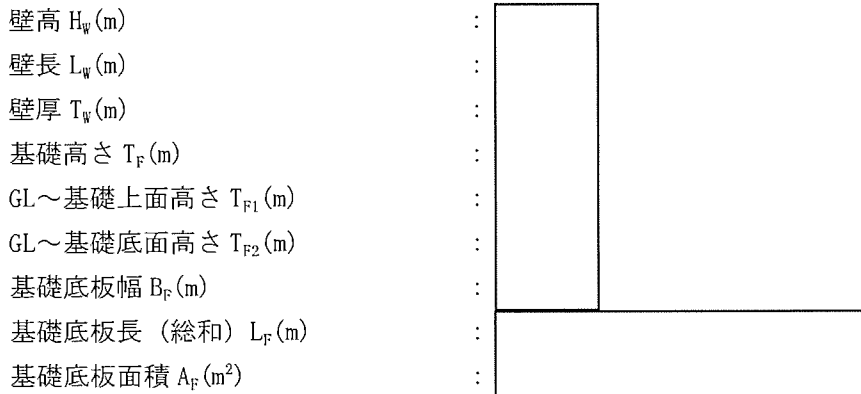
6. 遮蔽壁基礎部の検討（短期：地震時）

遮蔽壁全体構造について、地震時転倒モーメントに対し、接地圧、基礎底板及び壁基部の断面の検討を行う。

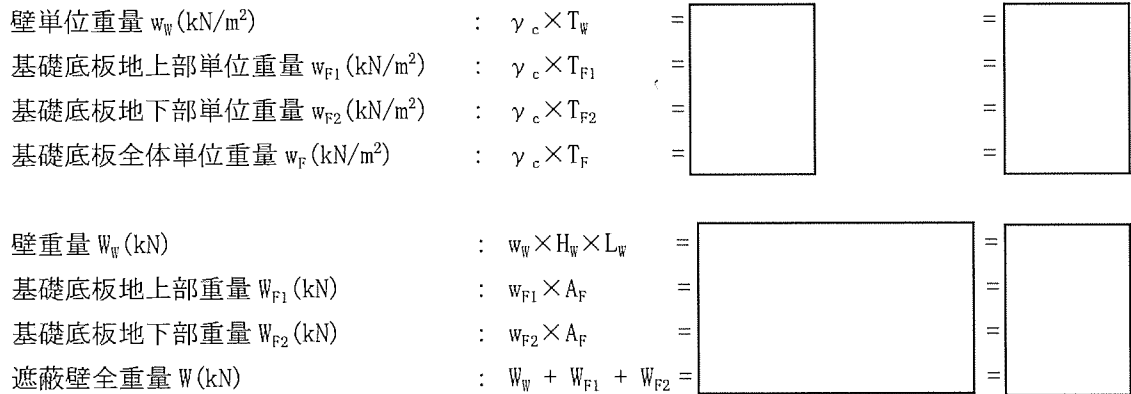
6. 1. 検討諸元



(単位：mm)



6. 2. 各部固定荷重



6. 3. 地震時転倒モーメント

地震時転倒モーメント M_{Fy} は以下の通りとなる。

$$M_{Fy} = K_{H1} \times W_w \times (H_w / 2 + T_f) + K_{H1} \times W_{F1} \times (T_{F1} / 2 + T_{F2}) + K_{H2} \times W_{F2} \times T_{F2} / 2$$



6. 4. 接地圧の検討

遮蔽壁全重量 W (kN) :

地震時転倒モーメント M_{Fy} (kN・m) :

壁直角 (y) 方向偏心距離

$$e_y = M_{Fy} / W = \text{} = \text{} \text{ m (安全側に数値切上げ)}$$

$$e_y / B_f = \text{} \Rightarrow 1/6 < (e_y / B_f) < 1/3$$

基礎底部接地圧の倍率

$$\alpha = 2 / \{3 \times (1 / 2 - e_y / B_f)\} = \text{} = \text{}$$

圧縮縁端より中立軸までの距離

$$x_n = B_f \times 3 \times (1 / 2 - e_y / B_f) = \text{} = \text{} \text{ m}$$

接地圧

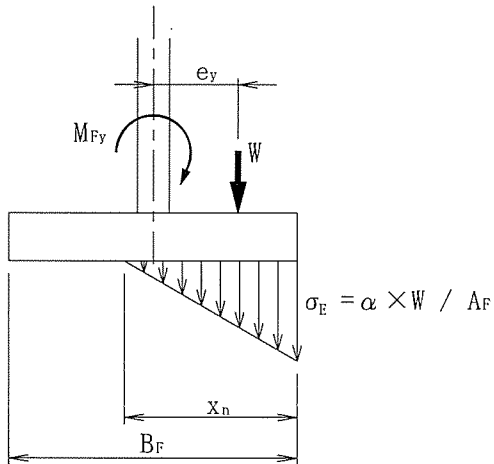
$$\sigma_E = \alpha \times W / A_f = \text{} = \text{} \text{ kN/m}^2$$

地盤の短期許容地耐力

$$\sigma_a = \text{} \text{ kN/m}^2$$

検定比

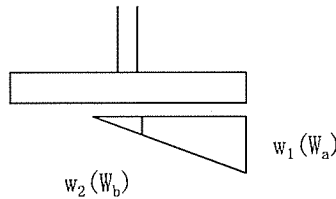
$$R = \sigma_E / \sigma_a = \text{} = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$



6. 5. 基礎底板断面の検討

基礎底板鉄筋においては、基礎重量を含まない荷重によって生じる張出し部の曲げモーメントを求め応力検討を行う。

(1) 基礎底板に作用する曲げモーメント



$$\begin{aligned}
 \text{遮蔽壁基礎底板張出長} \quad B_{F1} &= (B_F - T_{\Psi}) / 2 = \boxed{} = \boxed{} \text{ m} \\
 w_1 &= \sigma_E = \boxed{} \text{ kN/m}^2 \\
 w_2 &= w_1 \times (x_n - B_{F1}) / x_n = \boxed{} \text{ kN/m}^2 \\
 W_a &= (w_1 - w_F) \times L_F = \boxed{} \text{ kN/m} \\
 W_b &= (w_2 - w_F) \times L_F = \boxed{} \text{ kN/m} \\
 W_c &= W_a - W_b = \boxed{} \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

基礎底板検討曲げモーメント M_F

$$\begin{aligned}
 M_F &= W_b \times (B_{F1})^2 / 2 + W_c \times (B_{F1})^2 / 3 = \boxed{} \\
 &= \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(2) 基礎底板の短期曲げ耐力

$$\begin{aligned}
 \text{引張縁より引張鉄筋重心までの距離 } d_{Ft}(\text{mm}) &: \boxed{} \\
 \text{圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離 } d_f(\text{mm}) &: T_F - d_{Ft} = \boxed{} = \boxed{} \\
 \text{応力中心距離 } j_f(\text{mm}) &: d_f \times 7 / 8 = \boxed{} = \boxed{} \\
 \text{使用鉄筋 (D13) 1本当たりの鉄筋断面積 } a_t(\text{mm}^2) &: \boxed{} \\
 \text{鉄筋ピッチ } p_F(\text{mm}) &: \boxed{} \\
 \text{区間長 } L_F(\text{mm}) &: \boxed{} \\
 \text{引張鉄筋本数 } n_F(\text{本}) &: L_F / p_F = \boxed{} = \boxed{} \\
 \text{引張鉄筋断面積 } a_{tF}(\text{mm}^2) &: a_t \times n_F = \boxed{} = \boxed{} \\
 \text{鉄筋 } (\boxed{}) \text{ 短期許容引張応力度 } f_t(\text{N/mm}^2) &: \boxed{}
 \end{aligned}$$

短期曲げ耐力 M_{Fa}

$$M_{Fa} = f_t \times a_{tF} \times j_f = \boxed{} = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm} \rightarrow \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

検定比

$$R = M_F / M_{Fa} = \boxed{} = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

7. 壁の検討 (短期:地震時)

(1) 壁基部に作用する曲げモーメント

壁長さ L_w (m) :

壁単位高さ荷重 W_H (kN/m) : $K_{H1} \times W_H \times L_w =$ $=$

壁曲げモーメント M_w (kN/m) : $W_H \times H_w^2 / 2 =$ $=$

(2) 壁基部の短期曲げ耐力

引張縁より引張鉄筋重心までの距離 d_{wt} (mm) :

圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離 d_w (mm) : $T_w - d_{wt} =$ $=$

応力中心距離 j_w (mm) : $d_w \times 7 / 8 =$ $=$

使用鉄筋 (D13) 1本当たりの鉄筋断面積 a_t (mm²) :

区間ごとの鉄筋本数

W_a 区間 鉄筋ピッチ p_{wa} (mm) :

区間長 L_{wa} (mm) : $=$

鉄筋本数 n_{wa} (本) : $L_{wa} / p_{wa} =$ $=$

W_b 区間 鉄筋ピッチ p_{wb} (mm) :

区間長 L_{wb} (mm) : $=$

鉄筋本数 n_{wb} (本) : $L_{wb} / p_{wb} =$ $=$

W_c 区間: 基礎部が無いため、基部断面の計算には本区間の鉄筋は考慮しない。

総引張鉄筋本数 n_w (本) : $n_{wa} + n_{wb} =$ $=$

引張鉄筋断面積 a_{tw} (mm²) : $a_t \times n_w =$ $=$

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

短期曲げ耐力 M_{wa}

$M_{wa} = f_t \times a_{tw} \times j_w =$ $=$ N·mm \rightarrow kN·m

検定比

$R = M_w / M_{wa} =$ $=$ < 1.0 OK

以上により独立遮蔽壁が地震時に安全であることが確認された。

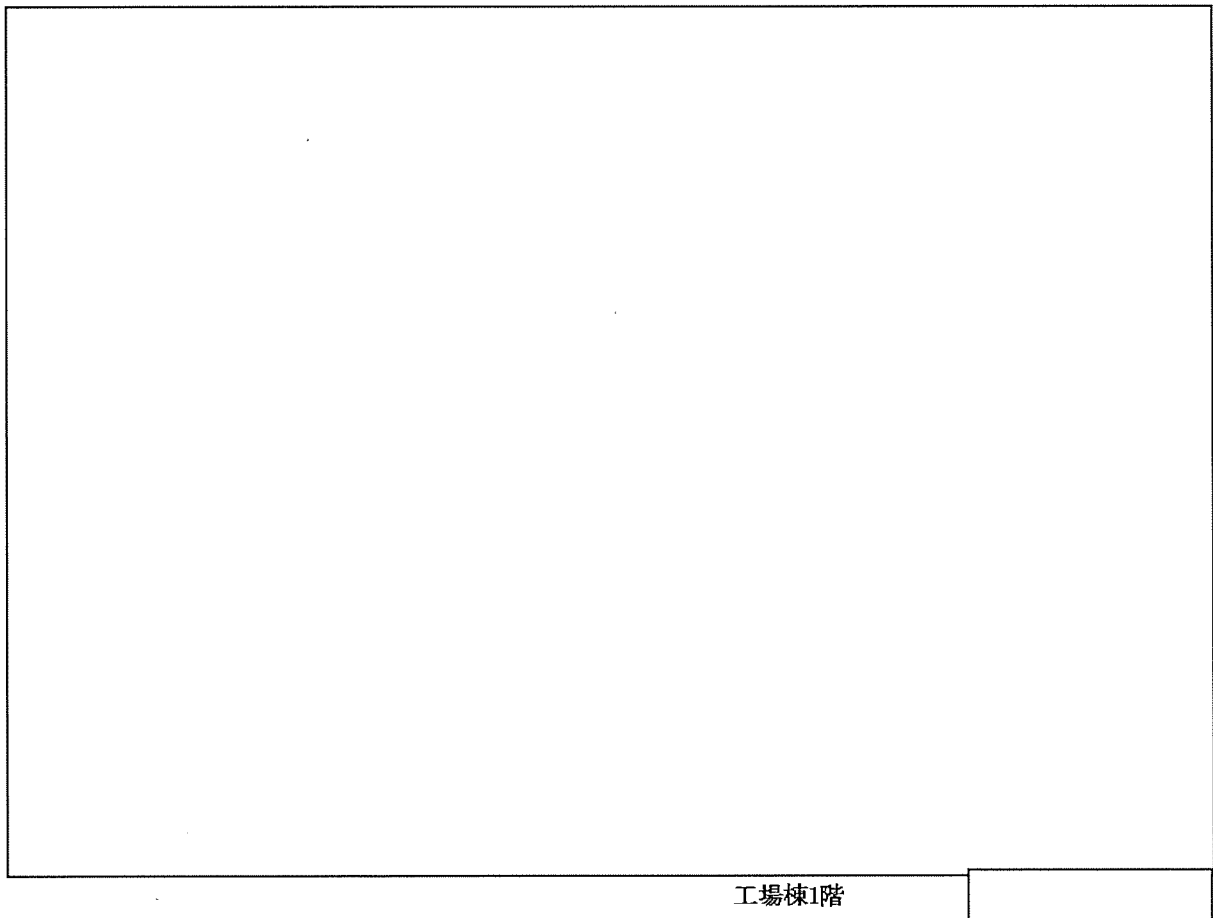
XI. 工場棟の内部溢水漏えい防止用堰に関する説明書

1. 概要

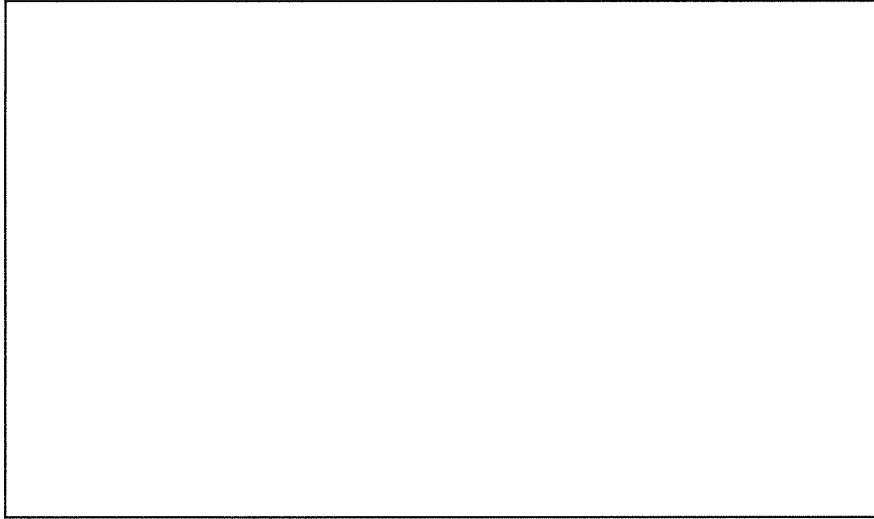
工場棟の第1種管理区域から屋外への溢水の流出を防止するため、第1種管理区域を境界とする区画を設定し、その境界の開口に対し、溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さ以上の堰を設置する。なお、一部の堰は、物資の運搬の支障となるため、運搬に必要な範囲を脱着可能な堰で設計する。

2. 堰の設置箇所

工場棟に設置する堰の場所を添説建 2-XI. 2-1 図～添説建 2-XI. 2-3 図に示す。堰は、1階に 26 箇所、2階に 4 箇所、3階に 5 箇所、合計 35 箇所に設置する。なお、添説建 2-XI. 2-1 図に示す転換工場（原料倉庫）の①の堰及び転換工場（転換加工室）の⑤の堰、除染室・分析室（除染室（2））の⑩の堰、成型工場（ペレット加工室）の⑬、⑭の堰、放射線管理棟（廃棄物一時貯蔵所）の⑳の堰は、当該箇所を、物資の運搬に堰が影響するため、運搬のために必要な幅の部分の脱着式とした堰（以下、脱着式という。）とする。

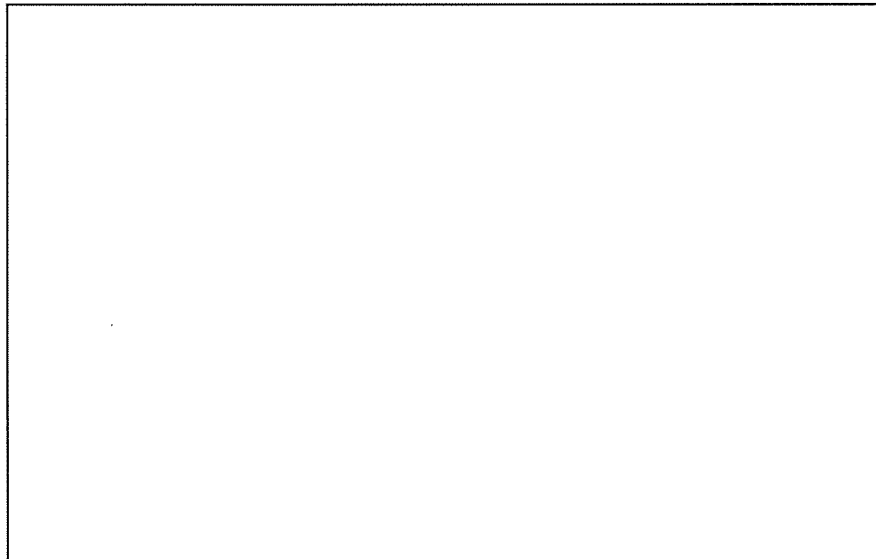


添説建 2-XI. 2-1 図 工場棟 1 階の堰の設置場所



工場棟2階

添説建 2-XI. 2-2 図 工場棟 2 階の堰の設置場所



工場棟3階

添説建 2-XI. 2-3 図 工場棟 3 階の堰の設置場所

3. 溢水の水位高さ

溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さとして、添説建2-XI.3-1表に示す溢水による水位を建物内に閉じ込めることが可能な堰とする。

添説建2-XI.3-1表 溢水による水位と堰の高さ

建物名称	部屋名称	堰 No.	溢水による水位 (mm)	堰の高さ (mm) *1	取付け方式
転換工場 1 階	原料倉庫	①	100		
		②	160		
		③	160		
	付帯設備室	④	160		
	転換加工室	⑤	160		
		⑥	160		
		⑦	160		
		⑧	160		
第 2 燃料倉庫	貯蔵庫	⑨	160		
	前室	⑩	160		
除染室・分析室	除染室 (2)	⑪	160		
		⑫	160		
	分析室	⑬	160		
		⑭	160		
		⑮	160		
成型工場 1 階	燃料棒溶接室	⑯	60		
		⑰	60		
	ペレット加工室	⑱	160		
		⑲	160		
		⑳	160		
		㉑	60		
		㉒	60		
放射線管理棟	廃棄物一時貯蔵所	㉓	119+60		
	洗濯室	㉔	60		
	前室	㉕	60		
	来客更衣室	㉖	60		

建物名称	部屋名称	堰 No.	溢水による水位 (mm)	堰の高さ (mm) *1	取付け方式
転換工場 2 階	通路	㉓	200		
		㉔	200		
	計器室	㉕	200		
成型工場 2 階	機械室	㉖	70		
転換工場 3 階	フィルタ室	㉗	140		
		㉘	140		
		㉙	140		
成型工場 3 階	フィルタ室	㉚	30		
		㉛	30		

*1 部屋にまたがる堰の高さは、溢水による水位の高い方に合わせる。

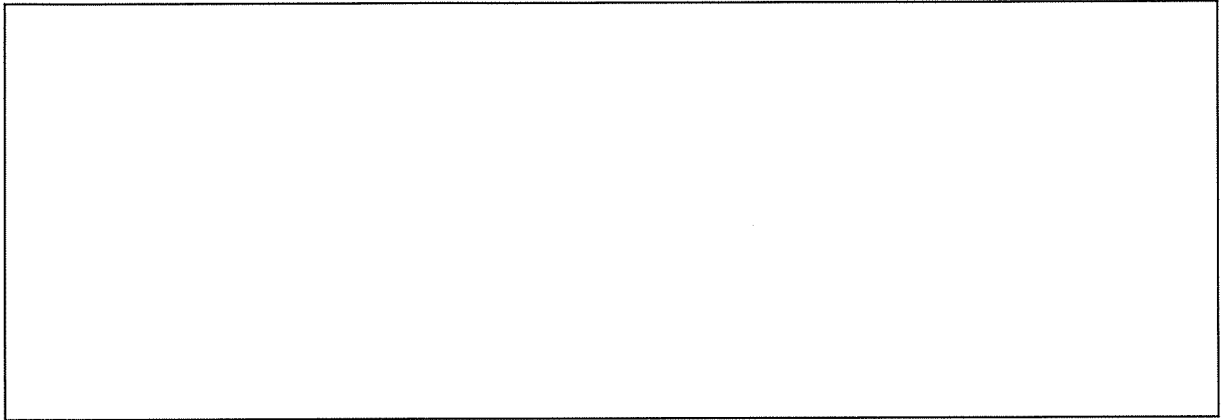
4. 固定式堰の構造と仕様

固定式堰の概要図を添説建 2-XI. 4-1 図に示す。堰の材料は [] として、堰の高さに合わせて [] を床に設ける金属系拡張アンカーボルトで固定し、鋼材と床や壁等との隅間は、[] でコーキングする。現場の状況に合わせて加工した鋼材は千鳥溶接で接合し、隙間は、同コーキング材でコーキングする。

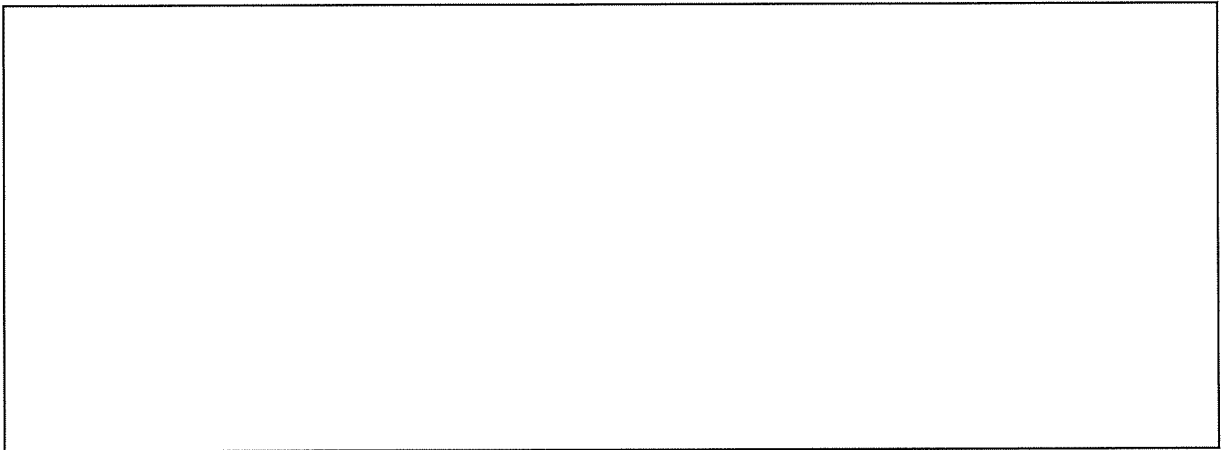
- ・堰の材料 : 添説建 2-XI. 4-1 表に示す。
- ・アンカー : []、埋込長さ []
- ・アンカー固定のピッチ : [](mm) 以内
- ・コーキング材 : []

添説建 2-XI. 4-1 表 固定式堰の材料

堰の高さ (mm)	材質	鋼材の構成

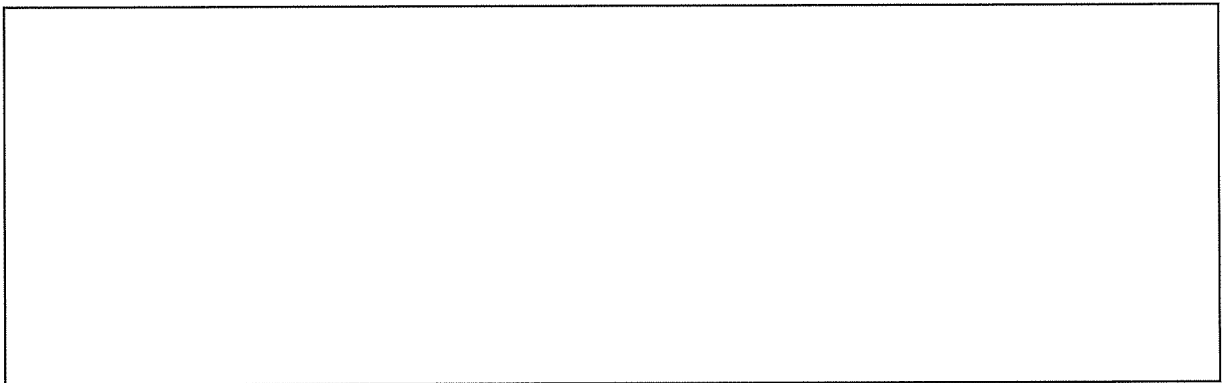


壁や柱、床、側柱との隙間は、コーキングで隙間を埋める



側柱部詳細（止水板をセット前）

側柱部詳細（止水板をセット後）



側柱と止水板の取合い

添説建 2-XI. 4-1 図 固定式堰及び脱着式堰の概要図

5. 脱着式堰の構造と仕様

堰の一部を脱着する方式の堰の概略構造を添説建 2-XI. 4-1 図に示す。運搬で必要な開口幅を確保するため、堰の一部を開口する堰は、その部分が脱着可能な構造とする。脱着構造の脱着する部分は、強度と軽量化を考慮し、厚さ [] (mm) の [] 板にシール材を付けた板（以下、止水板という。）と、止水板を支え、かつ、垂直及び水平方向からシール材を介して締付ける機構を備えた柱（以下、側柱という。）で構成する。

シール材は、厚さ [] (mm) の [] を床及び側柱と接触する部分に被せて [] 板に固定する。なお、脱着構造部分以外の固定式堰の部分は、固定式の堰と同じ仕様とする。

ただし、①の堰は止水板を 2 分割とし、開口部中央に設けた取外し型側柱にて連結させる構造とする。取外し型側柱は、運搬時には止水板と共に取外し出来る構造とする。概要図を添説建 2-XI. 5-1 図に示す。

側柱は、[] の板材から成るパーツを溶接で組立て製作する。

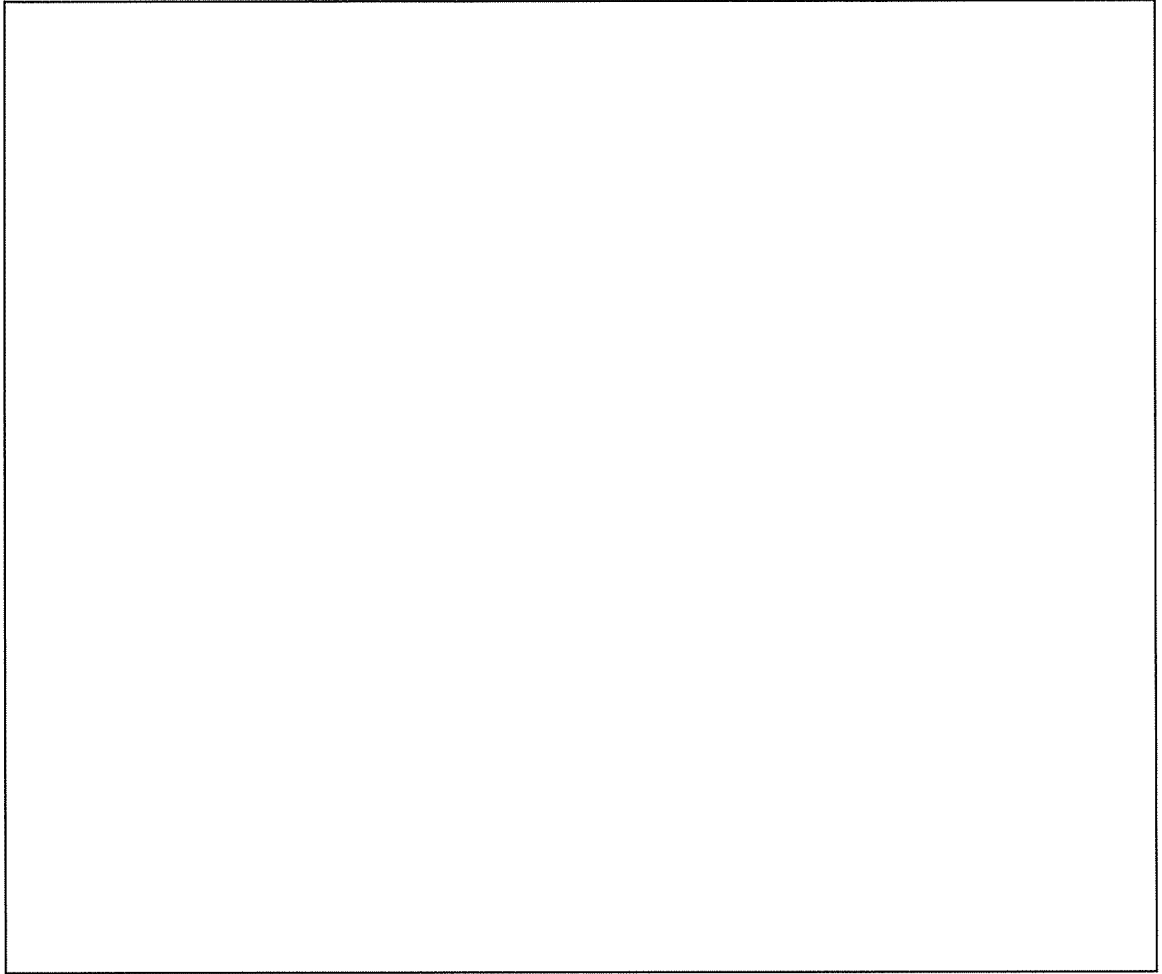
床への据え付けは、[] で固定し、固定式堰との接続部は千鳥溶接とし、隙間はコーキングする。また、固定後、床との接触部は、固定式堰と同様にコーキングする。

取外し型側柱は、[] で固定し、また、取外しができる構造とする。2 枚の止水板と床との間に隙間なきよう、[] を介して垂直及び水平方向から締付ける。

- ・側柱の材料 : [] の板材（主な構成パーツの板厚 [] (mm)）
- ・アンカー : []、[]、埋込長さ [] mm、[]
- ・止水板の材料 : 添説建 2-XI. 5-1 表に示す。
- ・止水板シール材 : [] (難燃性材料)

添説建 2-XI. 5-1 表 脱着式堰の仕様

建物名称	部屋名称	堰 No.	堰の高さ (mm)	開口部幅 (mm)	止水板の材料 (A5052P)
転換工場 1 階	原料倉庫	①			
	転換加工室	⑤			
除染室・分析室	除染室 (2)	⑫			
成型工場 1 階	ペレット	⑰			
	加工室	⑳			
放射線管理棟	廃棄物一時貯蔵所	㉓			

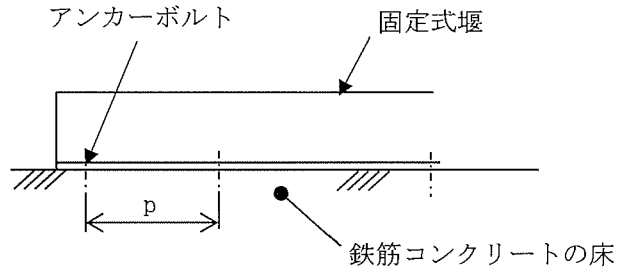


添説建 2-XI.5-1 図 脱着式堰の取外し型側柱（中央柱）の概要図

6. 堰の据付け強度の検討

堰の据付けに対する耐震評価として、固定式堰を固定するアンカーボルト、脱着式堰の止水板及び堰を固定するアンカーボルトの強度評価を行う。

6.1. 固定式堰のアンカーボルトの検討



アンカーボルトの評価はボルトのせん断力の評価とし、以下の計算式にて行う。

$$Q = q \times p \times F_h$$

$$P = f_s \times A_b$$

$$\text{検定比} = \frac{Q}{P}$$

ここで、

Q : 地震荷重 (N)

q : 鋼材の単位荷重 (N/m)

p : アンカーボルトによる固定ピッチ (最大) (m)

F_h : 水平震度 (耐震重要度分類1類)

P : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

f_s : アンカーボルトの短期せん断応力度 (kN/cm²)

A_b : アンカーボルトの断面積 (cm²)

ここで、 f_s は「建築設備耐震設計・施工指針」のステンレスボルトの許容応力表より 9.12kN/cm²となる。

アンカーボルトの仕様を添説建2-XI.6.1-1表、アンカーボルトの強度評価結果を添説建2-XI.6.1-2表に示す。

添説建2-XI.6.1-1表 アンカーボルト (M8) の仕様

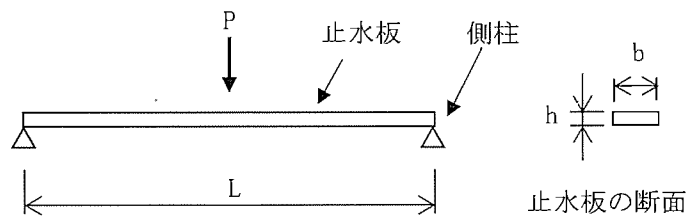
断面積 A_b (cm ²)	短期許容せん断応力度 f_s (kN/cm ²)	短期許容せん断荷重 P (kN)	固定ピッチ p (m)

添説建2-XI. 6. 1-2表 堰の高さ別アンカーボルトの強度評価結果

堰の高さ (mm)	堰の鋼材の 単位荷重 q (N/m)	水平震度 F _h	地震荷重 Q (N)	検定比

6. 2. 止水板の曲げ応力の検討

地震で止水板に水平荷重が作用した場合の評価を行う。なお、止水板は、床に押しつけられた状態で保持されているが、床との摩擦力は無いものとして行う。



止水板の評価は以下の計算式によって行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$M = P \times \frac{L}{4}$$

$$P = W \times F_h$$

$$W = (W_A + W_B + W_C) \times 9.80665$$

$$W_A = b \times h \times L \times \rho$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$\text{検定比} = \frac{\sigma}{\sigma_f}$$

ここで、

σ : 止水板の最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 止水板の最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 止水板の断面係数 (mm³)

P : 地震荷重 (N)

W : 止水板の総重量 (N)

W_A : 止水板の重量 (kg)
 W_B : の重量 (kg)
 W_C : の重量 (kg)
 b : 止水板の幅 (mm)
 h : 止水板の厚さ (mm)
 L : 止水板の長さ (mm)
 ρ : 止水板の密度 (g/cm³)
 F_h : 水平震度 (耐震重要度分類第1類)
 σ_f : 止水板の短期許容応力度 (N/mm²)

計算結果を添説建2-XI.6.2-1表に示す。なお、堰No.⑤、⑫、⑬、⑭については、堰の高さ185mmのうち、曲げ応力が最大となる⑫の堰を代表として計算結果を示す。

添説建2-XI.6.2-1表 堰の高さ別止水板の曲げ応力の検討結果

		堰 No.		
		①	⑫	⑬
堰の高さ (mm)				
止水板	幅 b (mm)			
	厚さ h (mm)			
	長さ L (mm)			
	密度 ρ (g/cm ³) *1			
	重量 W_A (kg)			
<input type="text"/> の重量 W_B (kg)				
<input type="text"/> の重量 W_C (kg)				
止水板の総重量 W	算出した値 (kg)			
	計算上の値 (N)			
水平震度 F_h				
地震荷重 P (N)				
止水板の断面係数 Z (mm ³)				
止水板の短期許容応力度 σ_f (N/mm ²) *2				
止水板の最大曲げモーメント M (N・mm)				
止水板の最大曲げ応力度 σ (N/mm ²)				
検定比				

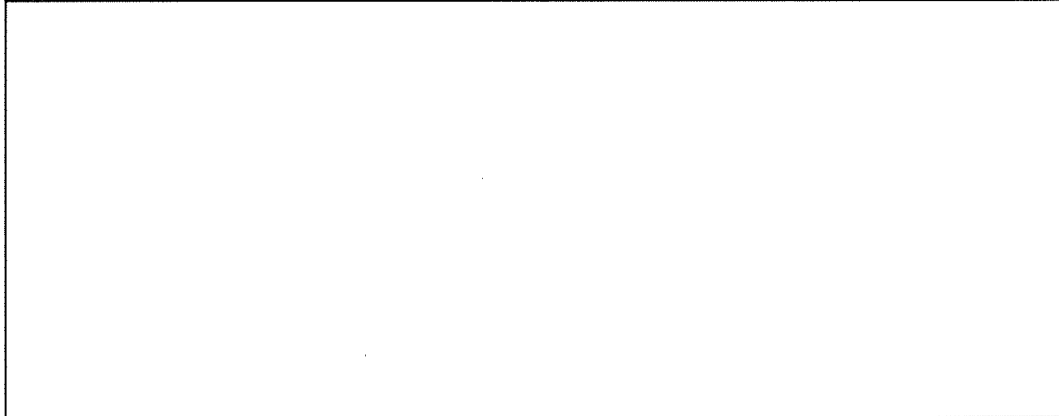
*1 の密度

*2 JIS H4000 A5052P-H112

6.3. 脱着式堰のアンカーボルトの検討

脱着式堰のアンカーボルトの強度評価を堰 No. ①、②、③について実施する。

評価にあたっては、地震時水平力は柱部で抵抗するものとし、柱部アンカーボルトに作用する引抜き力とせん断力について照査する。



アンカーボルトの評価は以下の計算式によって行う。

$$W = W_S + \frac{W_A}{2} \quad (\text{側柱})$$

$$(\text{=} W_S + W_A \quad (\text{中央柱}))$$

$$P = W \times F_h$$

$$M = P \times h_G$$

$$T = \frac{M}{\ell} \times \frac{2}{n}$$

$$Q = P \times \frac{1}{n}$$

$$\text{検定比} = \frac{T}{N_{as}}, \frac{Q}{Q_a}$$

ここで、

W_S : 側柱 (中央柱) の重量 (N)

W_A : 止水板の重量 (N)

W : 側柱 (中央柱) の地震時水平力負担重量 (N)

F_h : 水平震度 (耐震重要度分類 第1類)

P : 地震荷重 (N)

h_G : 地震荷重作用高 (mm)

ℓ : アンカーボルト引抜き力計算用距離 (mm)

M : 地震時転倒モーメント (N・mm)

T : アンカーボルト引抜き力 (N/本)

Q : アンカーボルトせん断力 (N/本)

n : アンカーボルト本数 (本)

アンカーボルト仕様

、、埋込長さ mm、

N_{as} : 短期許容引抜き荷重 kN *1

A_s : アンカーボルトのせん断面積 cm²

f_s : 短期許容せん断応力度 kN/cm² *1

Q_a : 短期許容せん断荷重 N

*1 許容値は、「建築設備耐震設計・施工指針 2014 年版」日本建築センターによる。

計算結果を添説建 2-XI. 6. 3-1 表に示す。

添説建 2-XI. 6. 3-1 表 堰別アンカーボルトの強度評価結果

部位	堰 No.				
	①	中央柱	②	③	
側柱	側柱	中央柱	側柱	側柱	
柱重量 W_s (N)					
止水板重量 W_A (N)					
各柱の地震時水平力負担重量 W (N)					
水平震度 F_h					
地震荷重 P (N)					算出した値 (N)
					計算上の値 (N)
作用高さ h_G (mm)					
引抜き力距離 l (mm)					
アンカーボルト本数 n (本)					
アンカーボルト引抜き力 T (N/本)					
検定比					
アンカーボルトせん断力 Q (N/本)					
検定比					

工場棟及び隣接付属建物の 1 階床の支持性能に関する説明書

1. はじめに

工場棟（転換工場、成型工場、組立工場）及び隣接する付属建物（除染室・分析室、第 2 核燃料倉庫、容器管理棟、放射線管理棟増築部）の 1 階床の土間コンクリートについて、自重及び通常時の荷重等に加え、耐震重要度分類第 1 類又は第 3 類（容器管理棟のみ）の地震力が作用した場合においても、十分な支持性能を有する地盤に設置していることを以下の評価により確認した。なお、各建物の基礎及び支持地盤については、「添付説明書一建 2」の各建物の耐震計算書にて耐震重要度分類第 1 類又は第 3 類の地震力が作用した場合においても許容応力度を満足し健全であることを説明しており、本書では各建物の 1 階床の土間コンクリートについて説明する。

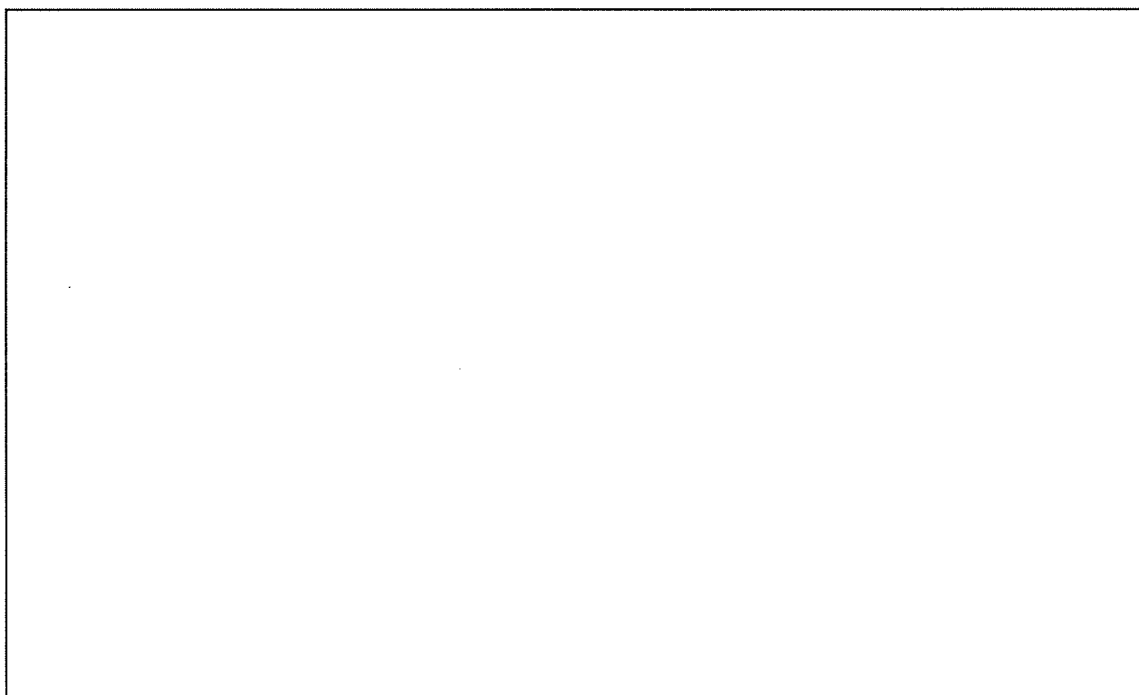
2. 加工施設地盤の概要

- ・ 加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。
- ・ 加工施設敷地内の建物・構築物の支持層とする砂礫層は、深さ約 -4m から約 -14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土層の地盤構成となっており、基礎荷重の小さい建物・構築物については、地表近くのローム層で支持することが可能な地盤である。
- ・ 加工施設の敷地内及び周辺には活断層はなく、一番近い陸域の活断層（高萩付近）までは、約 30km 以上離れている。
- ・ 加工施設の建物・構築物の支持地層である砂礫層から表土の間の地層は、ローム層や粘土層であり、液状化発生の可能性が低い細粒度含有率が高い地層で構成されている。洪積層は一般に N 値が高く、続成作用（堆積物から固結した堆積岩が形成される作用）により液状化に対する抵抗が高いことを踏まえ、液状化の判定は沖積層の土層が対象であり、洪積層の場合には原則として液状化の判定は不要とされているが、念のため実施した敷地内の廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際の液状化危険度の調査において、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、液状化の問題がないことを確認している。

3. 工場棟及び隣接付属建物の建設地地盤の概要

工場棟及び隣接付属建物の建設の際に調査したボーリング柱状図を「添付説明書一建 2」の各建物の耐震計算書に示す。各建物のボーリング柱状図より、深さ約-4.5m から-6.8m 付近には N 値 30 以上の砂礫層が分布しており、地表近くの地層は地表から深さ約-1.7m から 5.0m 付近までがローム層である。

各建物の基礎及び 1 階床と地盤との構成概要図を添説建 2-付 1-1 図に示す。各建物の基礎は、十分な支持性能を有する N 値 30 以上の砂礫層に達する杭による杭基礎とする。また、1 階の床は土間コンクリートとし、床の自重及び通常時の荷重に加え地震荷重が作用した場合でも、転圧した砕石を介し十分な支持性能を有する地表近くのローム層により支持する設計とする。



*1 ローム層の許容応力度（出典：建築基準法施行令 93 条）

- ・長期に生じる力に対する許容応力度 σ_{c1} : 50 kN/m²
- ・短期に生じる力に対する許容応力度 σ_{c2} : 100 kN/m²

添説建 2-付 1-1 図 4 次申請対象施設の 1 階床と地盤構成概要図

4. 評価方法

- ・土間コンクリートは、地面に支えられた鉄筋コンクリート（以下、RC という）の床であり、床の自重及び通常時の荷重（固定荷重及び積載荷重）を支点となる地盤へ直接伝える構造である。
- ・土間コンクリートの支持性能の評価は、床上に設置する設備・機器の据付面（以下、ベースプレートという）に作用する長期及び短期の鉛直荷重と土間コンクリートの許容圧縮荷重との比較により行う。
- ・ローム層の支持性能の評価は、ローム層上に作用する長期及び短期の鉛直荷重とローム層の許容荷重との比較により行う。

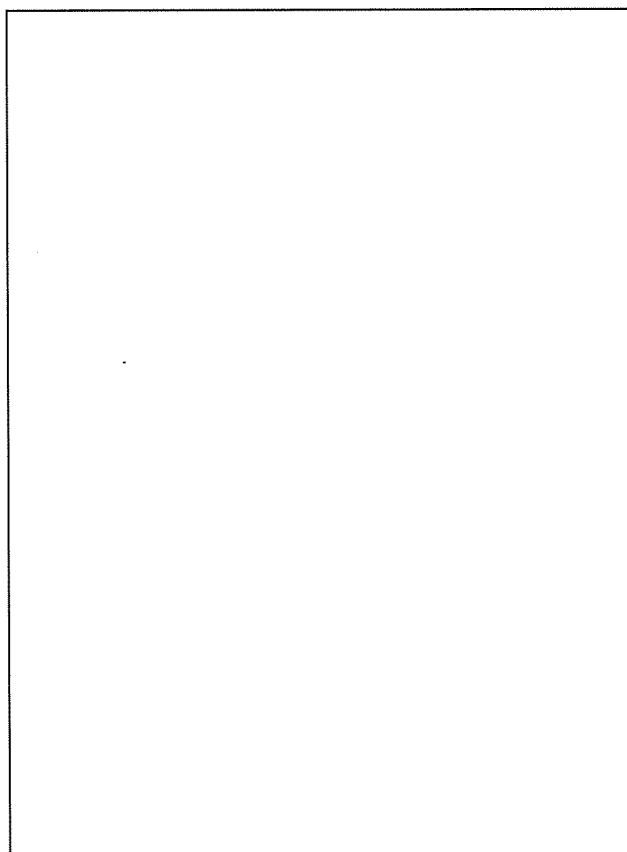
5. 土間コンクリートの強度検討

5.1. 強度検討の対象設備機器

土間コンクリートの強度評価に用いる各工場の対象設備機器及び土間コンクリート、砕石に係る諸元を添説建 2-付 1-1 表に示す。なお、評価対象の設備機器は設置に用いるベースプレートの接触面から土間コンクリートに作用する圧縮力が最大となる設備機器とした。

添説建 2-付 1-1 表 設備機器の概要

工場名	設備機器名	設計用 水平震度 K_H	重量 W (kN)	高さ方向 重心位置 h_G (mm)	水平方向 重心位置 l_G (mm)	支持 スパン l (mm)	仕上 モルタル 厚さ t_U (mm)	土間コンクリート (捨コン含む) 厚さ t_C (mm)	砕石 厚さ t_S (mm)	土間コンクリート 支持深さ (mm)	土間コンクリート 設計基準強度 F_C (N/mm ²)
転換工場	粗成型プレス機										
成型工場	粗成型プレス機										
組立工場	ジブクレーン(1)										
除染室・分析室	ブラスト装置										
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1										
容器管理棟	燃料集合体輸送容器										
放射線管理棟	洗濯排水チェックタンク										
放射線管理棟増築部	無停電電源装置										



A-A 断面図

5.2. 長期荷重による評価

ここでは、転換工場の土間コンクリートに対する長期荷重による評価を評価方法の一例として示す。同様に評価を実施したその他の各建物の評価結果については添説建2-付1-2表に示す。

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

粗成型プレス機のベースプレート設置面に作用する長期荷重と土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す

・粗成型プレス機 設備重量 W : kN

・ベースプレート個数 n :

・ベースプレート面積

$$A = a \times b = \text{} \text{ mm}^2$$

・ベースプレート1箇所当りの作用荷重 V_s

$$V_s = W \times (\ell - \ell_g) / \ell / (n / 2)$$

$$= \text{}$$

$$= \text{} \text{ kN}$$

・土間コンクリート設計基準強度 F_c : N/mm²

・土間コンクリートの長期許容圧縮応力度

$$f_{c1} = F_c / 3 = 17.6 / 3 \text{ }$$

・仕上モルタル厚さ t_M : mm

・仕上モルタル単位体積重量 γ_M : kN/m³

・仕上モルタル重量

$$W_{M1} = A \times t_M \times \gamma_M = \text{} \text{ kN}$$

・土間コンクリート上面作用荷重

$$V_s' = V_s + W_{M1} = \text{} \text{ kN}$$

・土間コンクリートの長期許容圧縮荷重

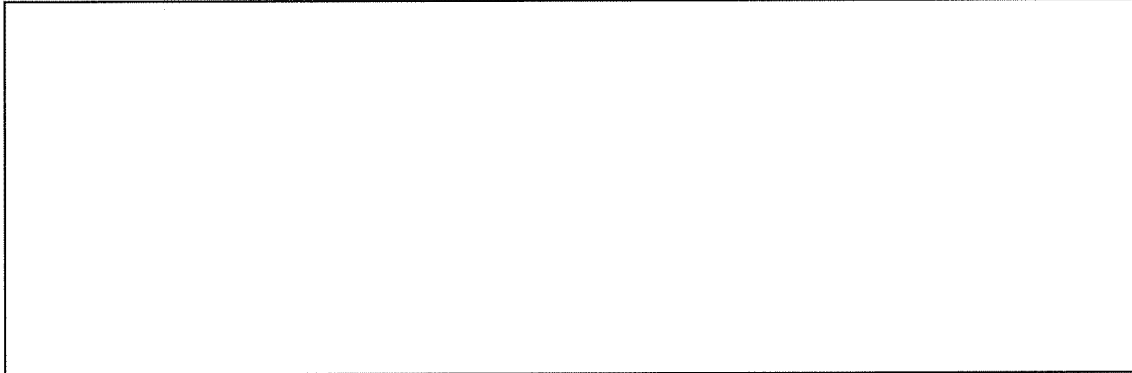
$$Q_{s1} = f_{c1} \times A = \text{} \text{ kN}$$

$$V_s' / Q_{s1} = \text{}$$

以上より、土間コンクリートの長期許容圧縮荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート1箇所当りの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。



※1: 鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 日本建築学会
※2: 建築基礎のための地盤改良設計指針案 日本建築学会

土間コンクリート荷重分散図

- ・ コンクリート単位体積重量 $\gamma_c : \square \text{ kN/m}^3$
 - ・ 土間コンクリート厚さ $t_c : \square \text{ mm}$
 - ・ 土間コンクリート単位面積重量 $\gamma_{ca} = \gamma_c \times t_c = \square \text{ kN/m}^2$
 - ・ 砕石単位体積重量 $\gamma_s : \square \text{ kN/m}^3$ (建築物荷重指針・同解説 日本建築学会)
 - ・ 砕石厚さ $t_s : \square \text{ mm}$
 - ・ 砕石単位面積重量 $\gamma_{sa} = \gamma_s \times t_s = \square \text{ kN/m}^2$
 - ・ ローム層評価対象面積 $S_\theta = \ell_x \times \ell_y = \square \text{ m}^2$
 - ・ 仕上モルタル単位面積重量 $\gamma_{ma} = \gamma_M \times t_M = \square \text{ kN/m}^2$
 - ・ 仕上モルタル重量 $W_M = S_\theta \times \gamma_{ma} = \square \text{ kN}$
 - ・ 土間コンクリート重量 $W_C = S_\theta \times \gamma_{ca} = \square \text{ kN}$
 - ・ 砕石重量 $W_S = S_\theta \times \gamma_{sa} = \square \text{ kN}$
 - ・ 評価対象面積に作用する設備ベースプレート個数 $n_\theta : 1$
 - ・ 評価対象面積に作用する設備重量 $W' = W / n \times n_\theta = \square \text{ kN}$
 - ・ ローム層の評価対象面積に作用する長期荷重 $V_{\theta S} = W' + W_M + W_C + W_S = \square \text{ kN}$
 - ・ ローム層の長期荷重による圧縮応力度 $\sigma_s = V_{\theta S} / S_\theta = \square \text{ kN/m}^2$
 - ・ ローム層の長期に生じる力に対する許容応力度 $\sigma_{c1} : \square \text{ kN/m}^2$
 - ・ ローム層の長期に生じる力に対する許容荷重 $Q_{S2} = \sigma_{c1} \times S_\theta = \square \text{ kN}$
- $V_{\theta S} / Q_{S2} = \square$

以上より、ローム層の長期に生じる力に対する許容荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を上回っていることを確認した。

5.3. 短期荷重による評価

ここでは、転換工場の土間コンクリートに対する短期荷重による評価を評価方法の一例として示す。同様に評価を実施したその他の各建物の評価結果については添説建2-付1-3表に示す。

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

前項で用いた粗成型プレス機のベースプレート設置面に作用する短期荷重と土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

・設計用水平震度	K_H :	<input type="text"/>
・高さ方向重心位置	h_G :	<input type="text"/> mm
・支持スパン	ℓ :	<input type="text"/> mm
・水平地震力	$P = W \times K_H$	
	=	<input type="text"/>
	=	<input type="text"/> kN
・転倒モーメント	$M = P \times h_G$	
	=	<input type="text"/>
	=	<input type="text"/> kN・mm
・ベースプレート1箇所当りの作用荷重 V_E	$V_E = M / (\ell \times n / 2) + V_G'$	
	=	<input type="text"/>
	=	<input type="text"/> kN
・土間コンクリート短期許容圧縮応力度	$f_{c2} = f_{c1} \times 2.0 =$	<input type="text"/> N/mm ²
・土間コンクリート短期許容圧縮荷重	$Q_{E1} = f_{c2} \times A =$	<input type="text"/> kN
	$V_E / Q_{E1} =$	<input type="text"/>

以上より、土間コンクリート短期許容圧縮荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による荷重）に加え、設備に耐震重要度分類第1類の地震力(1.0G)又は第3類(0.2G：容器管理棟のみ)が作用した場合の圧縮荷重を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート1箇所当りの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。
作用荷重の伝達に対しては、長期荷重の検討時と同等の荷重分散効果を考慮する。

- ・ ローム層評価対象面積 $S_0 = l_x \times l_y =$ m^2
 - ・ 仕上モルタル重量 $W_M = S_0 \times \gamma_{Ma} =$ kN
 - ・ 土間コンクリート重量 $W_C = S_0 \times \gamma_{Ca} =$ kN
 - ・ 砕石重量 $W_S = S_0 \times \gamma_{Sa} =$ kN
 - ・ 評価対象面積に作用する地震荷重
 $V_E' = M / (l \times n / 2) =$ kN
 - ・ ローム層の地震荷重による圧縮応力度
 $\sigma_E' = V_E' / S_0 =$ kN/m^2
 - ・ ローム層の短期荷重による圧縮応力度
 $\sigma_E = \sigma_S + \sigma_E' =$ kN/m^2
 - ・ ローム層の評価対象面積に作用する短期荷重
 $V_{0E} = \sigma_E \times S_0 =$ kN
 - ・ ローム層の短期に生じる力に対する許容応力度
 $\sigma_{C2} =$ kN/m^2
 - ・ ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重
 $Q_{E2} = \sigma_{C2} \times S_0 =$ kN
- $V_{0E} / Q_{E2} =$

以上より、ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重(設備機器重量による作用荷重)に加え、設備に耐震重要度分類第1類の地震力(1.0G)又は第3類(0.2G:容器管理棟のみ)が作用した場合の圧縮荷重を上回っていることを確認した。

添説建 2-付 1-2 表 各建物土間コンクリートの長期荷重による評価

土間コンクリート単位体積重量 γ_c : kN/m^3 仕上モルタル単位体積重量 γ_u : kN/m^3
 対象設備機器概要 砕石単位体積重量 γ_s : kN/m^3 コーム層の長期に生じる力に対する許容応力度 σ_{cl} : kN/m^2

工場名	設備名	設計用 水平震度 K_H	設備重量 W (kN)	高さ方向 重心位置 h_c (mm)	水平方向 重心位置 l_c (mm)	支持スパン l (mm)	ベース プレート 個数 n	ベースプレート サイズ		仕上 モルタル 厚さ t_u (mm)	土間コンクリート (捨コン含む) 厚さ t_c (mm)	砕石 厚さ t_s (mm)
				縦 a (mm)	横 b (mm)							
転換工場	粗成型プレス機											
成型工場	粗成型プレス機											
組立工場	ジブクレーン(1)											
除染室・分析室	プラスト装置											
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1											
容器管理棟	燃料集合体輸送容器											
放射線管理棟	洗濯排水チェックタンク											
放射線管理棟増築部	無停電電源装置											

土間コンクリートの評価

工場名	土間コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	土間コンクリートの 長期許容圧縮応力度 $f_{cl}=F_c/3$ (N/mm^2)	ベースプレートの 面積 $A=a \times b$ (mm^2)	仕上 モルタル 重量 $W_u=$ $A \times t_u \times \gamma_u$ (kN)	ベースプレート 1箇所当り作用荷重 $V_s=$ $W \times (l-l_c)/l / (n/2)$ (kN)	土間コンクリート 上面作用荷重 $V_s'=V_s+W_u$ (kN)	土間コンクリートの 長期許容圧縮荷重 $Q_{s1}=f_{cl} \times A$ (kN)	V_s'/Q_{s1}	判定
転換工場									OK
成型工場									OK
組立工場									OK
除染室・分析室									OK
第2核燃料倉庫									OK
容器管理棟									OK
放射線管理棟									OK
放射線管理棟増築部									OK

コーム層の評価

工場名	コーム層評価対象幅・面積			単位面積重量			仕上モルタル 重量 $W_u=S_c \times \gamma_u$ (kN)	土間コンクリート 重量 $W_c=S_c \times \gamma_c$ (kN)	砕石 重量 $W_s=S_c \times \gamma_s$ (kN)
	X方向幅 l_x (mm)	Y方向幅 l_y (mm)	面積 $S_c=l_x \times l_y$ (m^2)	仕上モルタル 重量 $\gamma_u=\gamma_u \times t_u$ (kN/m^2)	土間コンクリート 重量 $\gamma_c=\gamma_c \times t_c$ (kN/m^2)	砕石 重量 $\gamma_s=\gamma_s \times t_s$ (kN/m^2)			
転換工場									
成型工場									
組立工場									
除染室・分析室									
第2核燃料倉庫									
容器管理棟									
放射線管理棟									
放射線管理棟増築部									

工場名	評価対象面積に 作用する 設備ベースプレート個数 n_e	評価対象面積に 作用する設備重量 $W'=W/n \times n_e$ (kN)	コーム層の評価対象 面積に作用する 長期荷重 $V_{cs}=W'+W_u+W_c+W_s$ (kN)	コーム層の長期荷重 による圧縮応力度 $\sigma_s=V_{cs}/S_c$ (kN/m^2)	コーム層の長期に 生じる力に対する 許容荷重 $Q_{cs}=\sigma_{cl} \times S_c$ (kN)	V_{cs}/Q_{cs}	判定
転換工場							OK
成型工場							OK
組立工場							OK
除染室・分析室							OK
第2核燃料倉庫							OK
容器管理棟							OK
放射線管理棟							OK
放射線管理棟増築部							OK

※1: 梁モデル解析による反力値

※2: 土間コンクリート上面に換算

※3: 着目コンクリート台が負担する設備重量 $=W \times 1/3$

添説建2-付1-3表 各建物土間コンクリートの短期荷重による評価

土間コンクリート単位体積重量 γ_c : kN/m^3 仕上モルタル単位体積重量 γ_u : kN/m^3
 対象設備機器概要 砕石単位体積重量 γ_s : kN/m^3 ローム層の短期に生じる力に対する許容応力度 σ_c : kN/m^2

工場名	設備名	設計用水平震度 K_H	設備重量 W (kN)	高さ方向重心位置 h_G (mm)	水平方向重心位置 l_G (mm)	支持スパン l (mm)	ベースプレート個数 n	ベースプレートサイズ'		仕上モルタル厚さ t_u (mm)	土間コンクリート厚さ t_c (mm)	砕石厚さ t_s (mm)
								縦 a (mm)	横 b (mm)			
転換工場	粗成型プレス機											
成型工場	粗成型プレス機											
組立工場	ジブクレーン(1)											
除染室・分析室	プラスト装置											
第2核燃料倉庫	貯蔵棚1											
容器管理棟	燃料集合体輸送容器											
放射線管理棟	洗滌排水チェックタンク											
放射線管理棟増築部	無停電電源装置											

土間コンクリートの評価

工場名	土間コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm^2)	土間コンクリートの短期許容圧縮応力度 $F_{c2}=F_{c1} \times 2.0$ (N/mm^2)	ベースプレートの面積 $A=a \times b$ (mm^2)	水平地震力 $P=$ $W \times K_H$ (kN)	転倒モーメント $M=$ $P \times h_G$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	ベースプレート1箇所当り作用荷重 $V_E=$ $W / (2 \times n / 2) + V_G$ (kN)	土間コンクリートの短期許容圧縮荷重 $Q_{E1}=F_{c2} \times A$ (kN)	V_E / Q_{E1}	判定
転換工場									OK
成型工場									OK
組立工場									OK
除染室・分析室									OK
第2核燃料倉庫									OK
容器管理棟									OK
放射線管理棟									OK
放射線管理棟増築部									OK

ローム層の評価

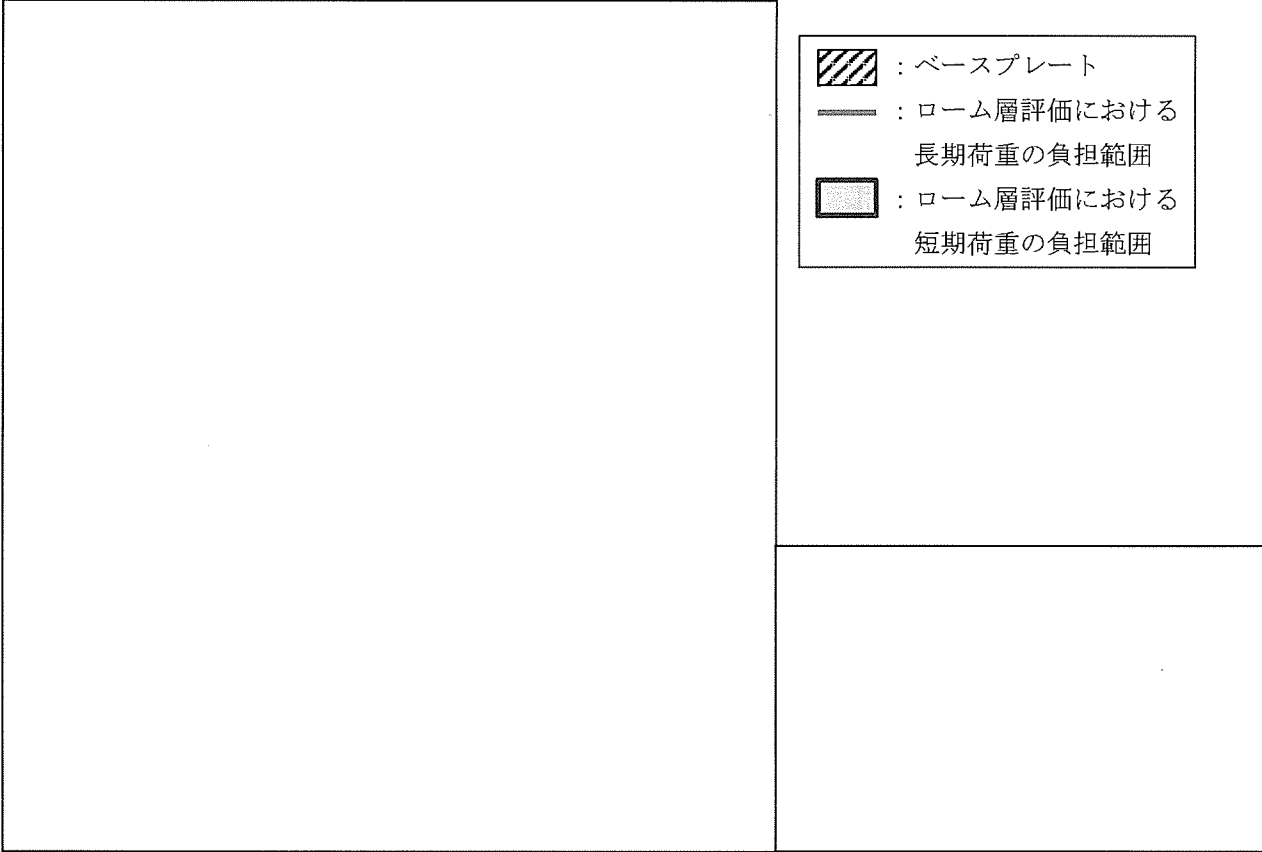
工場名	ローム層評価対象幅・面積			単位面積の重量			仕上モルタル重量 $W_u=S_u \times \gamma_u$ (kN)	土間コンクリート重量 $W_c=S_c \times \gamma_c$ (kN)	砕石重量 $W_s=S_s \times \gamma_s$ (kN)
	X方向幅 l_x (mm)	Y方向幅 l_y (mm)	面積 $S_e=l_x \times l_y$ (m^2)	仕上モルタル $\gamma_u= \gamma_u \times t_u$ (kN/m^2)	土間コンクリート $\gamma_c= \gamma_c \times t_c$ (kN/m^2)	砕石 $\gamma_s= \gamma_s \times t_s$ (kN/m^2)			
転換工場									
成型工場									
組立工場									
除染室・分析室									
第2核燃料倉庫									
容器管理棟									
放射線管理棟									
放射線管理棟増築部									

工場名	評価対象面積に作用する地震荷重 $V_E'=M / (l \times n / 2)$ (kN)	ローム層の地震荷重による圧縮応力度 $\sigma_E=V_E' / S_e$ (kN/m^2)	ローム層の短期荷重による圧縮応力度 $\sigma_E=\sigma_s + \sigma_E'$ (kN/m^2)	ローム層の評価対象面積に作用する短期荷重 $V_{E2}= \sigma_E \times S_e$ (kN)	ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重 $Q_{E2}= \sigma_c \times S_e$ (kN)	V_{E2} / Q_{E2}	判定
転換工場							OK
成型工場							OK
組立工場							OK
除染室・分析室							OK
第2核燃料倉庫							OK
容器管理棟							OK
放射線管理棟							OK
放射線管理棟増築部							OK

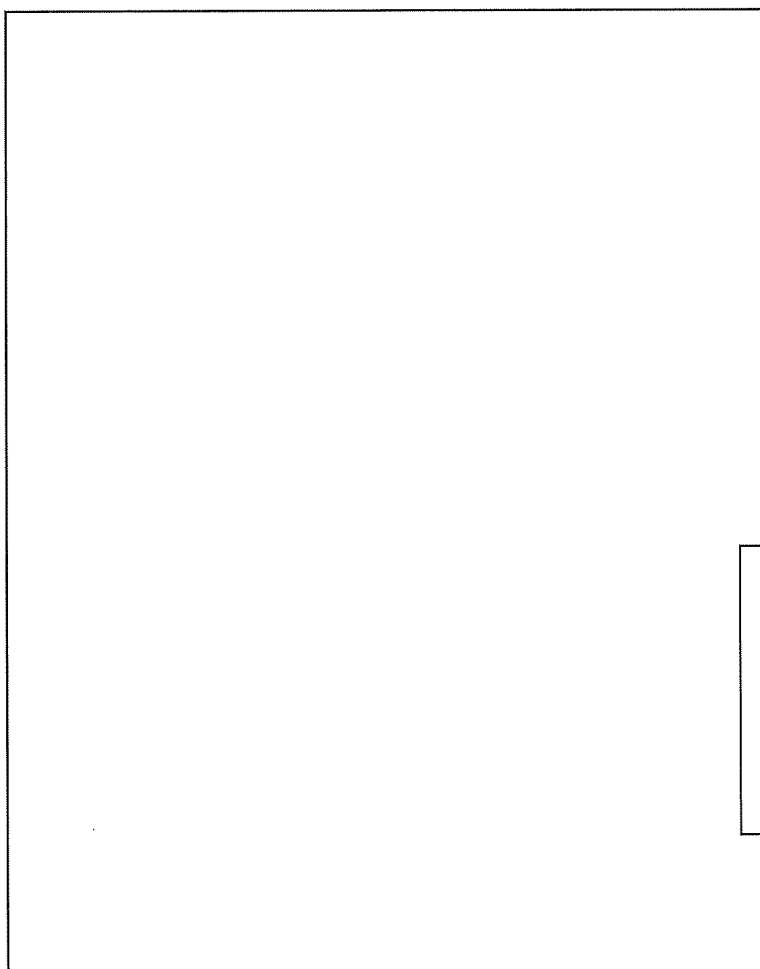
- ※1: 梁モデル解析による反力値
- ※2: 土間コンクリート上面に換算
- ※3: 着目コンクリート台が負担する設備重量 $=W \times 1/3$
- ※4: 短期荷重を負担する範囲
- ※5: V_E' は短期荷重ベースプレート範囲が負担する値
- ※6: ベースプレート2箇所分の地震荷重




補足説明資料
ローム層上面における荷重負担範囲

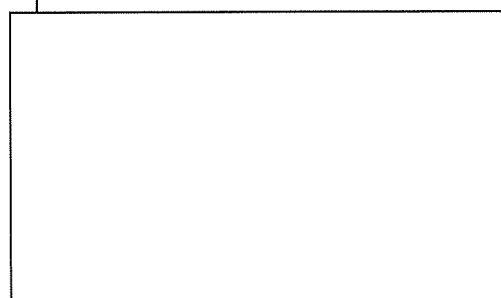
転換工場



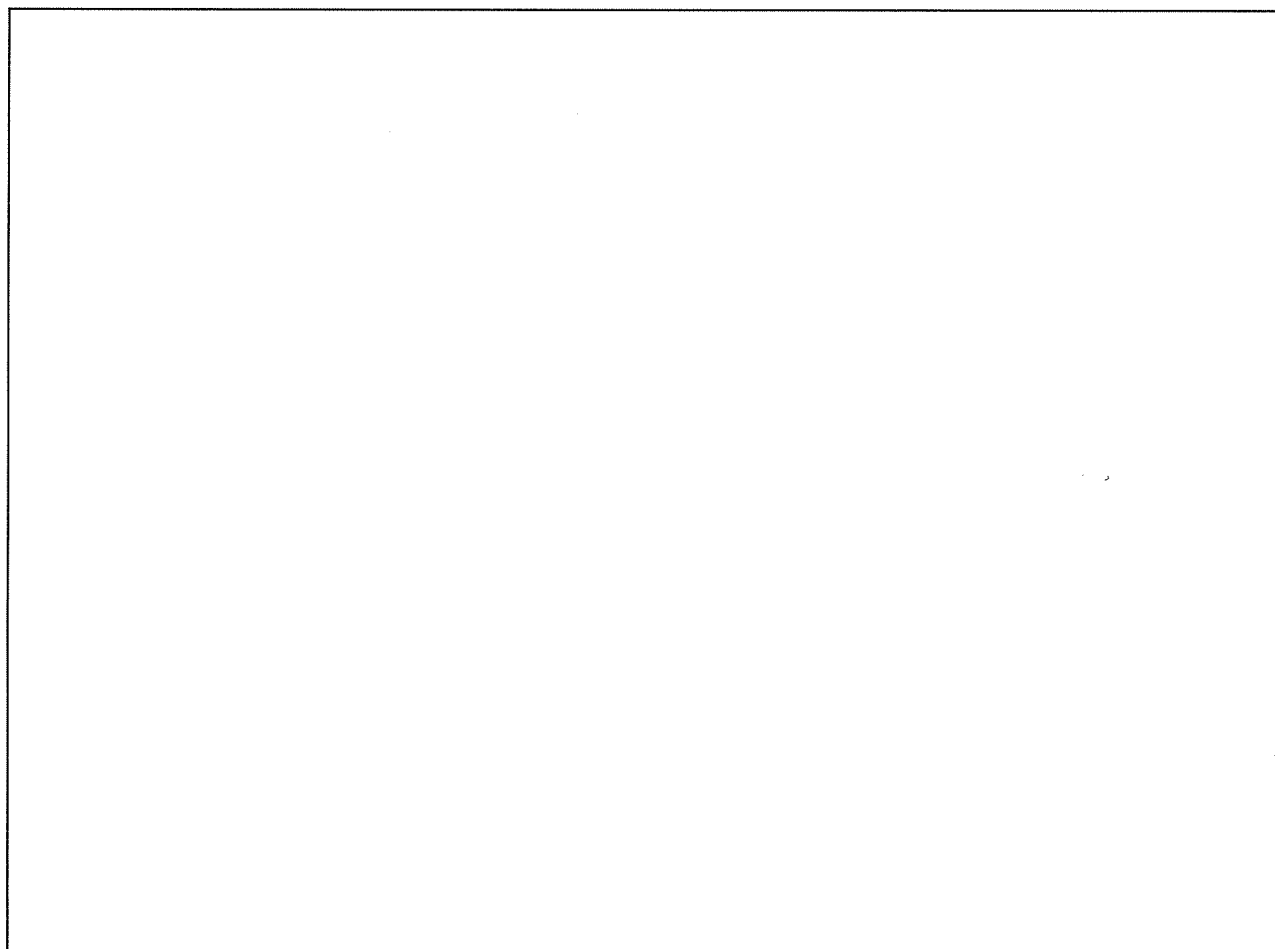
成型工場






-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

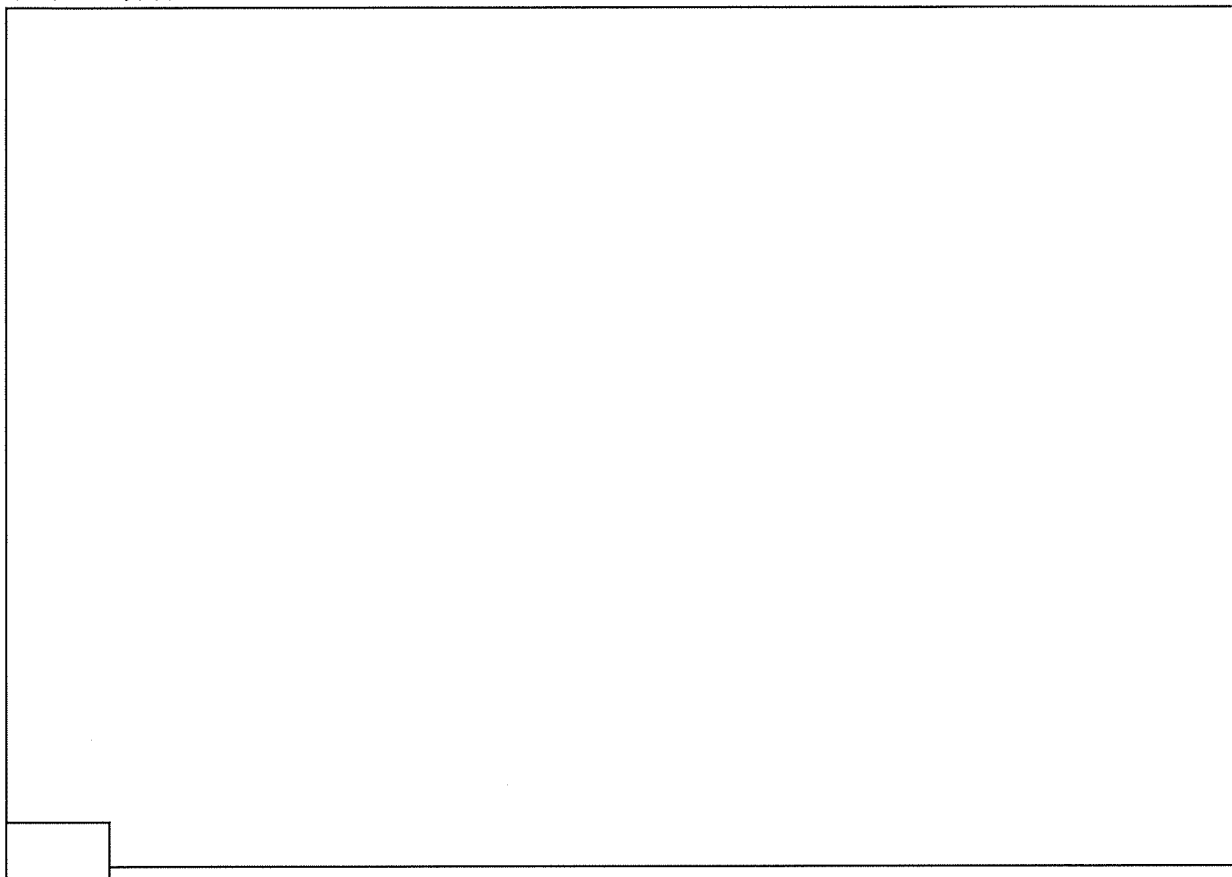





組立工場



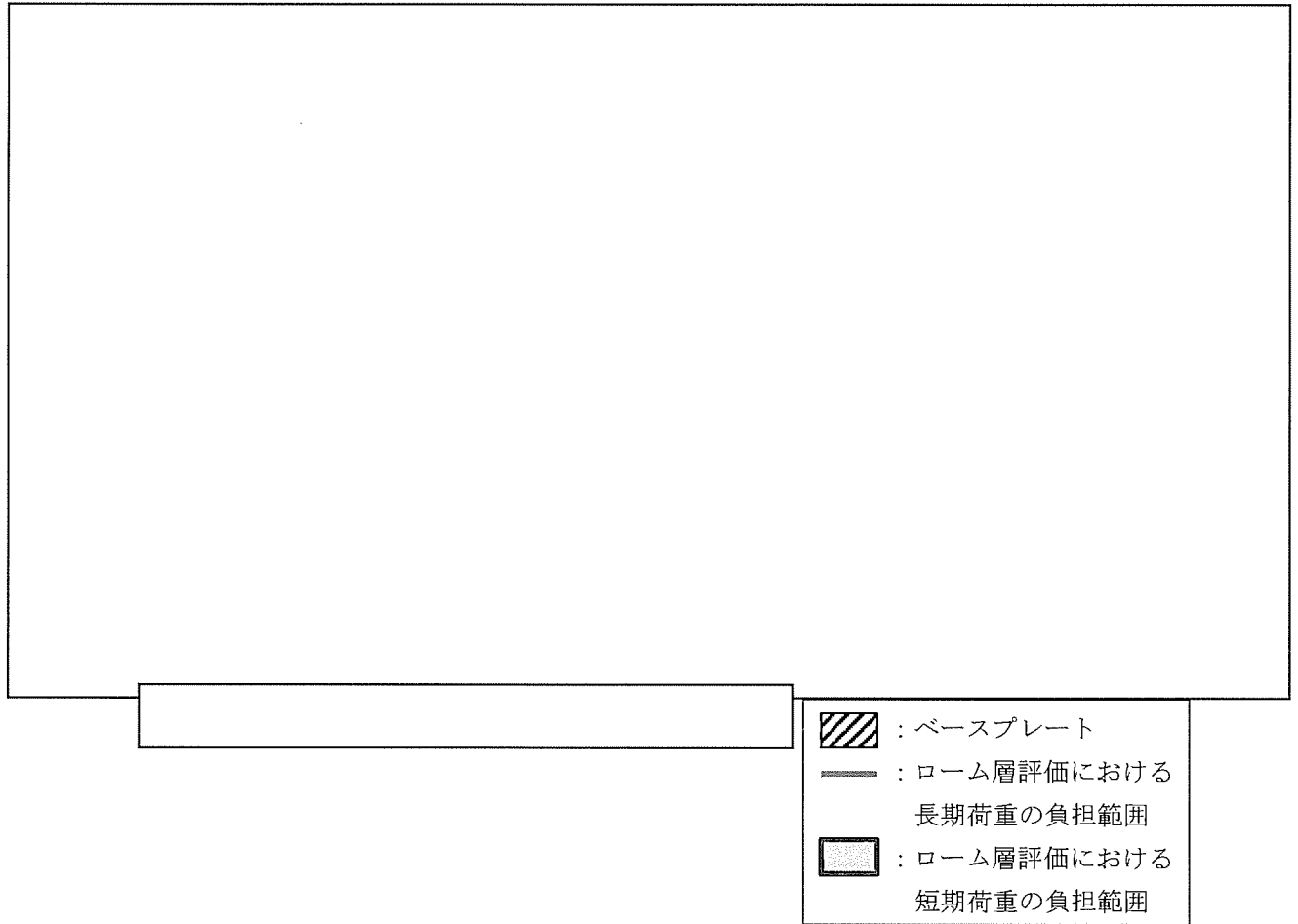
-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

除染室・分析室

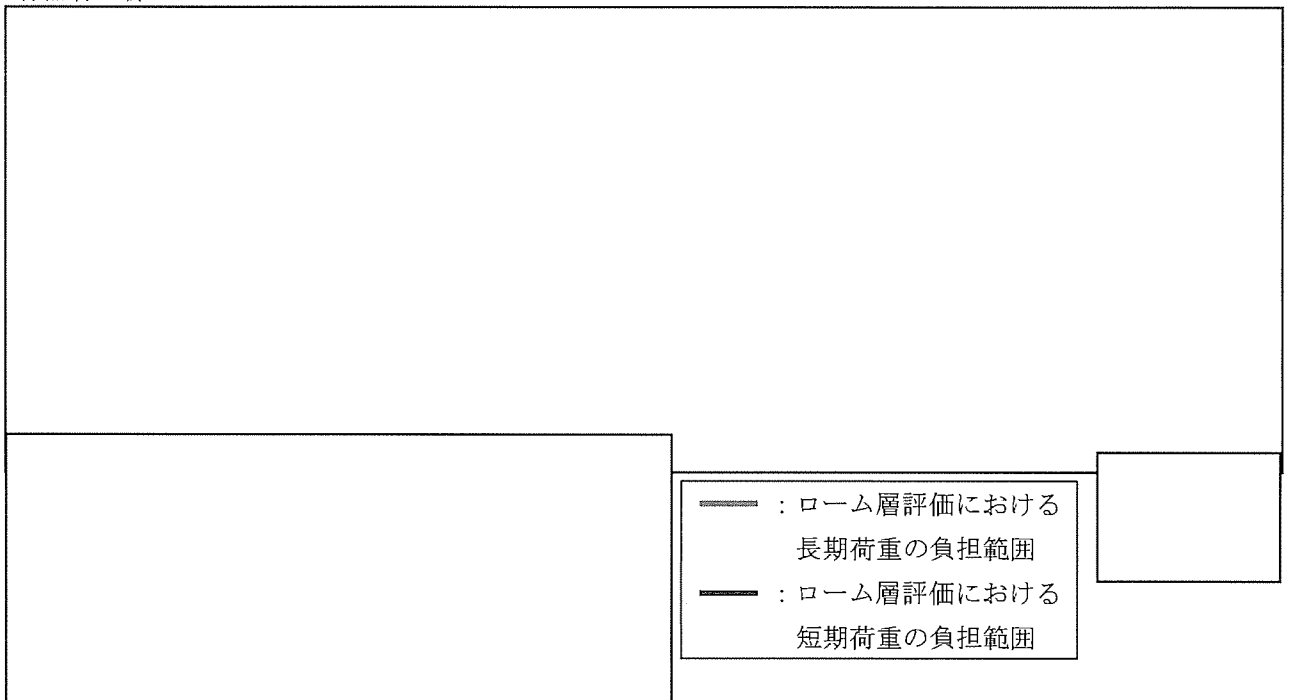


-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

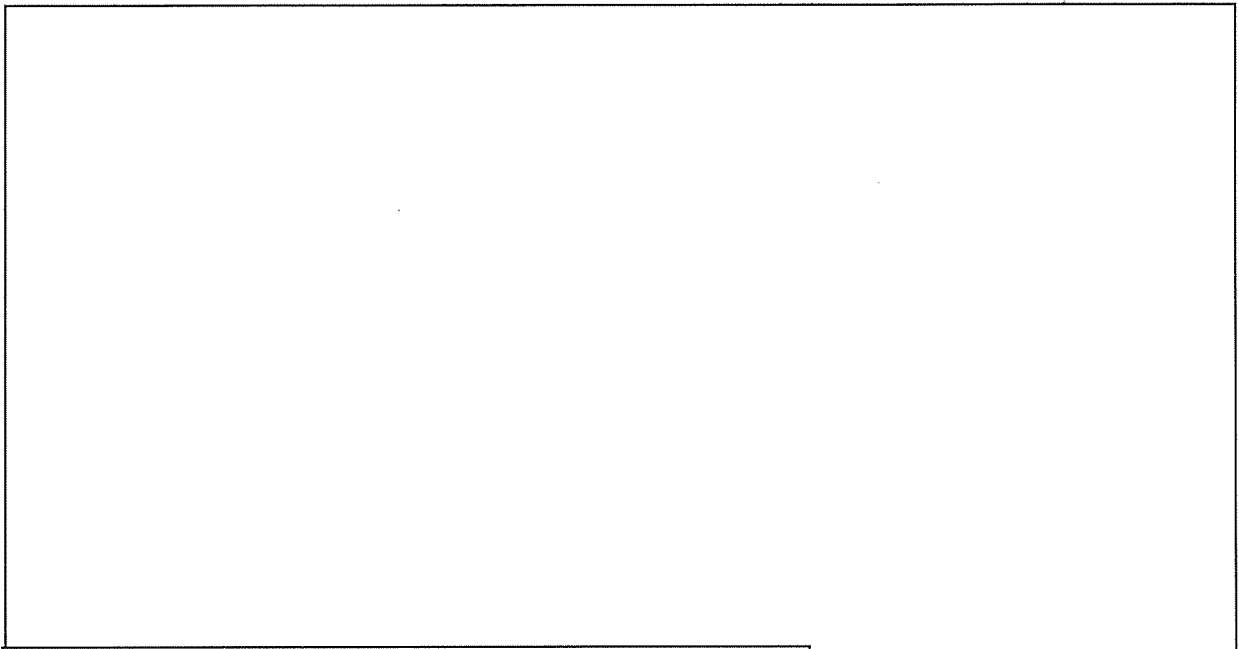
第2核燃料倉庫






容器管理棟

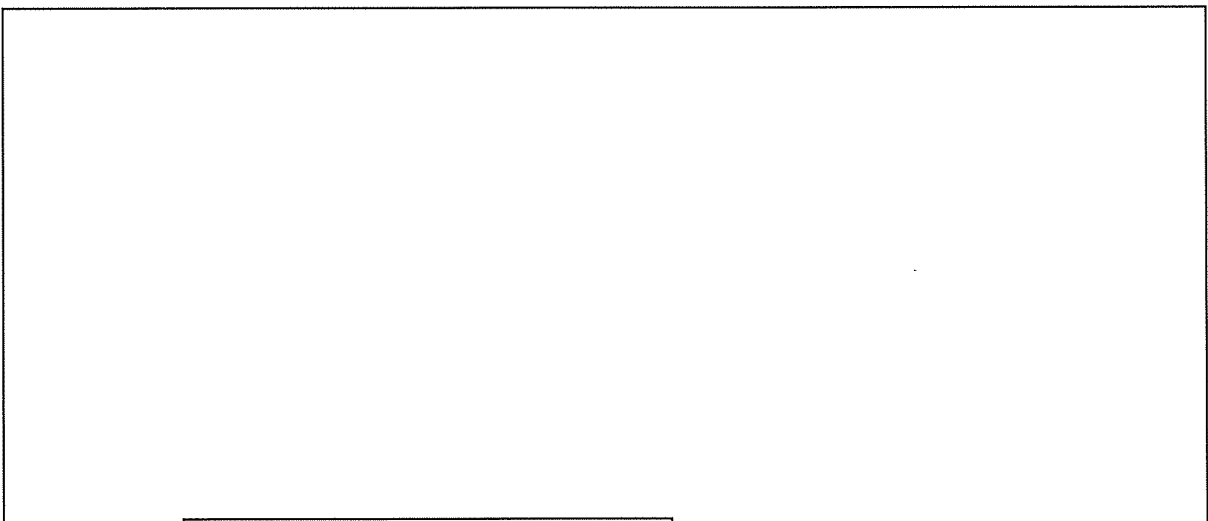





放射線管理棟



-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

放射線管理棟増築部



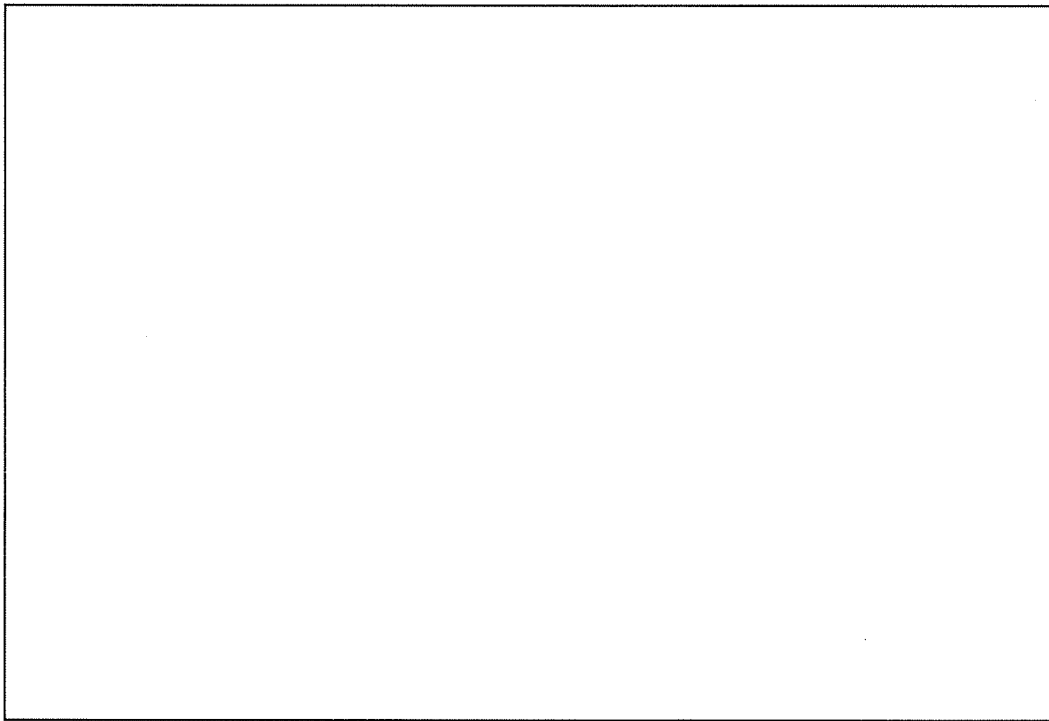
-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

エキスパンションジョイントの説明

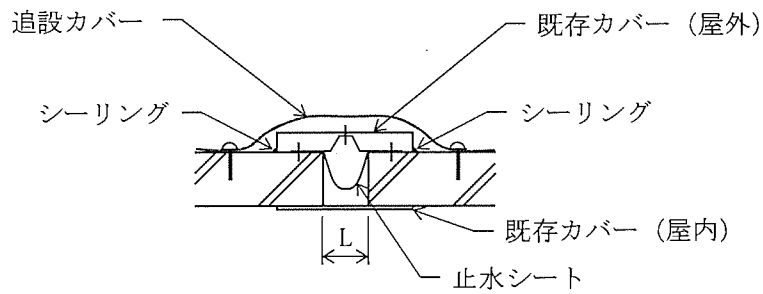
1. エクスパンションジョイントの概要

工場棟（転換工場、成型工場（放射線管理棟含む）、組立工場）及び隣接する付属建物（除染室・分析室、第 2 核燃料倉庫、容器管理棟、放射線管理棟増築部、放射線管理棟前室）は、各々耐震設計上独立した建物であるが、これらの建物はエキスパンションジョイント（以下、「Exp. J」という）を介して接続し一体化する。これらの建物を接続する Exp. J の設置位置を添説建 2-付 2-1 図に示す。

Exp. J は、隣接する独立した建物を接続する伸縮継手であり、地震時の変位量を考慮した間隔を設定し、地震時に生じる変位を吸収する構造とする。添説建 2-付 2-2 図に Exp. J の構造例を示す。Exp. J は、追設カバー、止水シート、カバー（屋内）で構成される。特に、第 1 種管理区域の建物の接合部に設ける Exp. J は、止水シートを設置し漏えいの少ない構造とする。



添説建 2-付 2-1 図 工場棟及び隣接建物の Exp. J 設置位置



L : Exp. J の間隔

添説建 2-付 2-2 図 Exp. J 構造例の概要

2. 地震時の損傷の防止に関する検討

Exp. J は、地震力により建物に変位が生じて、建物同士が干渉して影響を及ぼすことがないように、地震時の水平変位量を考慮して建物の接続部に間隔を設ける。

建物の接続部に設ける間隔は、本加工施設が立地する地域で想定される最大地震(水平震度 0.44)より大きい、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力(水平震度 0.6)で生じる変位量でも建物同士が干渉しない間隔を確保し、大地震時による影響がない設計とする。

添説建 2-付 2-1 表に各 Exp. J の接続部の間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果を示す。

評価の結果、全ての Exp. J において、接続する建物の合計変位量 C は、Exp. J の接続部の間隔 L を上回ることはなく、S クラスに属する施設に求められる程度の地震時でも建物に影響がないことを確認した。

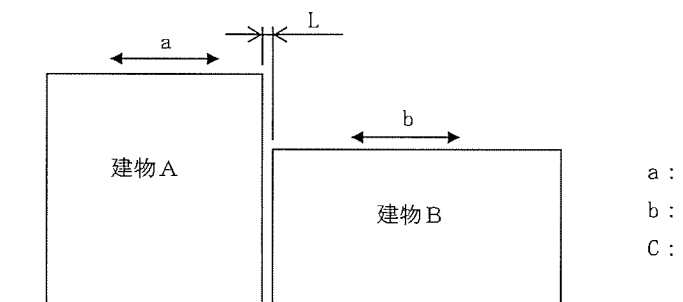
添説建 2-付 2-1 表 各 Exp. J の間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果

位置 番号	接続する建物名称		接続する各建物の変位量 (mm)			Exp. J の間隔 (mm) L	評価 結果 C<L
	建物 A	建物 B	a	b	C=a+b		
①	転換工場	組立工場					○
②	転換工場	第2核燃料倉庫					○
③	第2核燃料倉庫	除染室・分析室					○
④	転換工場	除染室・分析室					○
⑤	転換工場	成型工場					○
⑥	成型工場	放射線管理棟前室					○
⑦	成型工場	放射線管理棟増築部					○
⑧	組立工場	成型工場					○
⑨	組立工場 (前室)	容器管理棟 (通路)					○
⑩	容器管理棟 (保管室)	容器管理棟 (メンテナンス室)					○
⑪	成型工場	事務棟(南北方向)					○
⑫	成型工場	事務棟(東西方向)					○

※
一般建物である容器管理棟（メンテナンス室）及び事務棟の変位量は、構造計算をしていないため保守的に層間変形角1/200として算出した値とした。

容器管理棟：b= mm

事務棟：b= mm



a : 建物 A の地震時の変位量
b : 建物 B の地震時の変位量
C : 建物 A と建物 B の合計変位量

3. Exp. J の損傷防止

3.1. 竜巻に対する損傷防止

3.1.1. 竜巻防護の方法

竜巻で影響を受ける箇所は、Exp. J の屋外側の追設カバー（以下、「カバー（屋外）」という）であり、既存の Exp. J については既存のカバー（屋外）の上に F1 竜巻に耐える追設カバーを追設することで防護する。また、転換工場と成型工場の境界及び転換工場と組立工場の境界に新規の Exp. J を追設する。放射線管理棟と放射線管理棟前室の境界に新規の Exp. J を新設するが、新規の Exp. J は、その外側に折板屋根またはサイディング、追設カバー（厚さ mm mm）を設置することで防護する。

3.1.2. 評価の対象について

既存のカバー（屋外）の上に設置する追設カバー取付部について評価を行う。

(1) 評価対象

竜巻荷重によりカバーを剥がそうとする荷重に対する据付ネジの引抜許容荷重及びネジ固定部で発生するカバーのせん断荷重とカバーの許容せん断荷重との比較により評価を行う。

(2) 評価条件

1) 竜巻荷重

壁面 : F1 竜巻の竜巻荷重 : 2152 N/m²

屋根面 : F1 竜巻の竜巻荷重 : 2834 N/m²

2) 追設カバー及び据付ネジの諸元

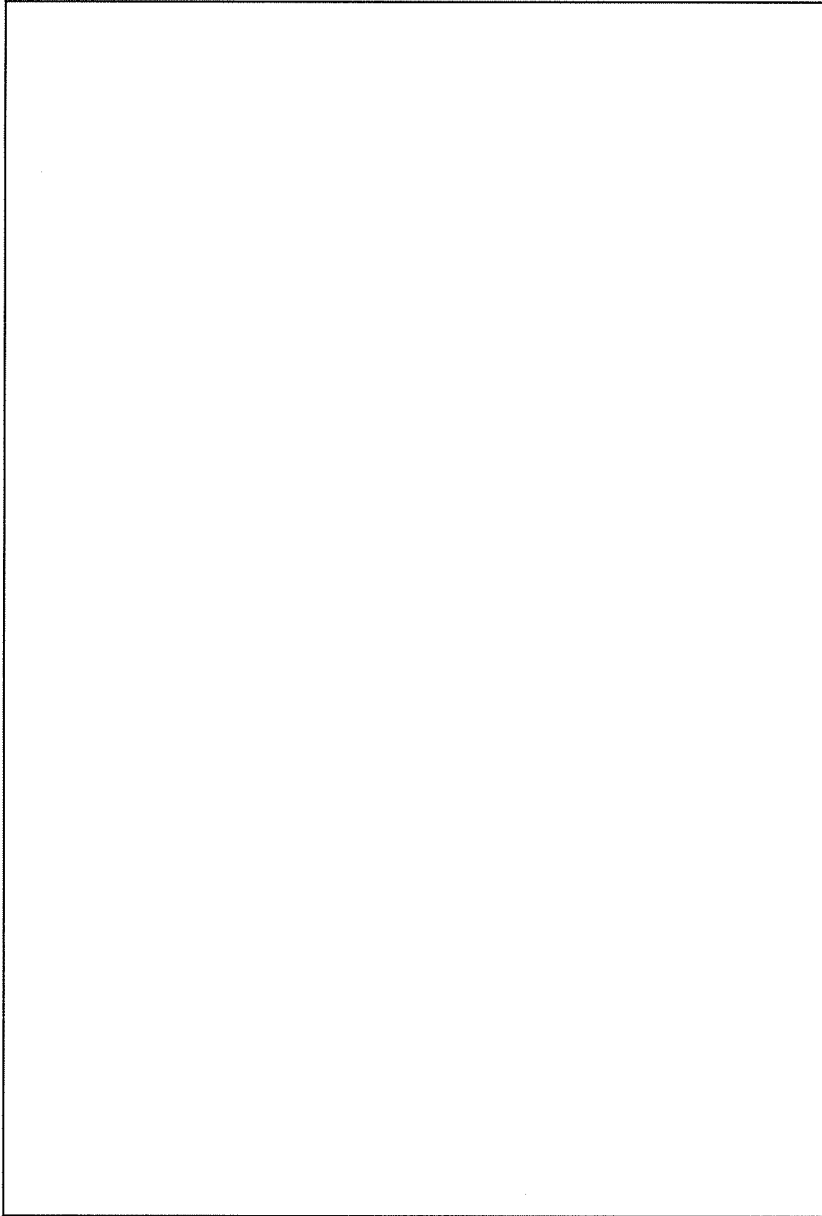
材質 : 、厚さ mm、幅 mm (最大)

据付ネジ : (A2-50)

注) カバーの幅の最大寸法は mm とし、据付ネジのピッチは mm 以内とする。

3) 評価モデル

評価モデルは添説建 2-付 2-3 図の通り。



添説建 2-付 2-3 図 評価モデル

(3) 強度評価

1) 追設カバー

a) カバー () を 据付ネジで固定した場合の許容せん断荷重

カバー幅 W (m) :
カバー板厚 t (mm) :
据付ネジピッチ p (mm) :
ネジ頭の直径 d (mm) :

ネジ頭で押えられる外周断面積 A (mm²)

$$A = \pi \times d \times t = \text{ } \text{mm}^2$$

基準強度 F (N/mm²) :

短期許容せん断応力度 f_s (N/mm²) :

ネジ固定部 1箇所当り許容せん断荷重 q_a (N)

$$q_a = A \times f_s = \text{ } \text{N}$$

カバー単位長さ当りの据付ネジ本数 n (本)

$$n = W / p \times 2 = \text{ } \text{本}$$

カバー単位長さ当り許容せん断荷重 Q_a (N)

$$Q_a = q_a \times n = \text{ } \text{N}$$

b) カバー単位長さ当りのF1 竜巻荷重

壁面 P_w (N)

$$P_w = 2152 \times W \times 1.0 = \text{ } \text{N}$$

屋根面 P_r (N)

$$P_r = 2834 \times W \times 1.0 = \text{ } \text{N}$$

c) 竜巻荷重のよって生じるせん断荷重に対する許容せん断荷重の検定比

壁面 K_{w1}

$$K_{w1} = P_w / Q_a = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

屋根面 K_{r1}

$$K_{r1} = P_r / Q_a = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

従って、追設カバーは竜巻荷重に対して抵抗できる。

2) 据付ネジ

a) 据付ネジの許容引張荷重

ネジ 軸断面積 A_s (mm²) :
ネジの短期許容引張応力度 f_t (kN/cm²) :

(建築設備耐震設計・施工指針 日本建築センター)

ネジ 1 本当りの許容引張荷重 T (N/本)

$$T = A_s \times f_t \times 10 = \text{} \text{ N/本}$$

b) 据付ネジ 1 本当りの竜巻荷重によって生じる引張荷重

壁面 W_w (N/本)

$$W_w = P_w / n = \text{} \text{ N/本}$$

屋根面 W_r (N/本)

$$W_r = P_r / n = \text{} \text{ N/本}$$

c) 竜巻荷重によって生じる引張荷重に対する許容引張荷重の検定比

壁面 K_{w2}

$$K_{w2} = W_w / T = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

屋壁面 K_{r2}

$$K_{r2} = W_r / T = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

従って、据付ネジは竜巻荷重に対して抵抗できる。

3.2. 地震に対する損傷防止

3.2.1. 評価の対象について

Exp. J の屋内側のカバー（以下、「カバー（屋内）」という）の取付部据付ネジについて評価を行う。Exp. J は、建物の非耐震構造部材として、建物の1次設計の水平震度 0.3G (0.2G×1.5) にて評価を行うものとする。

(1) 評価対象

既存のカバー（屋内）の面内方向及び面外方向に地震荷重が作用した時に、カバー取付部の据付ネジが荷重に対して十分な強度を持ち、カバーが脱落しないことを確認する。

(2) 評価条件

1) 地震荷重

地震時水平震度 K_H : 0.3

2) カバー（屋内）及び据付ネジの諸元

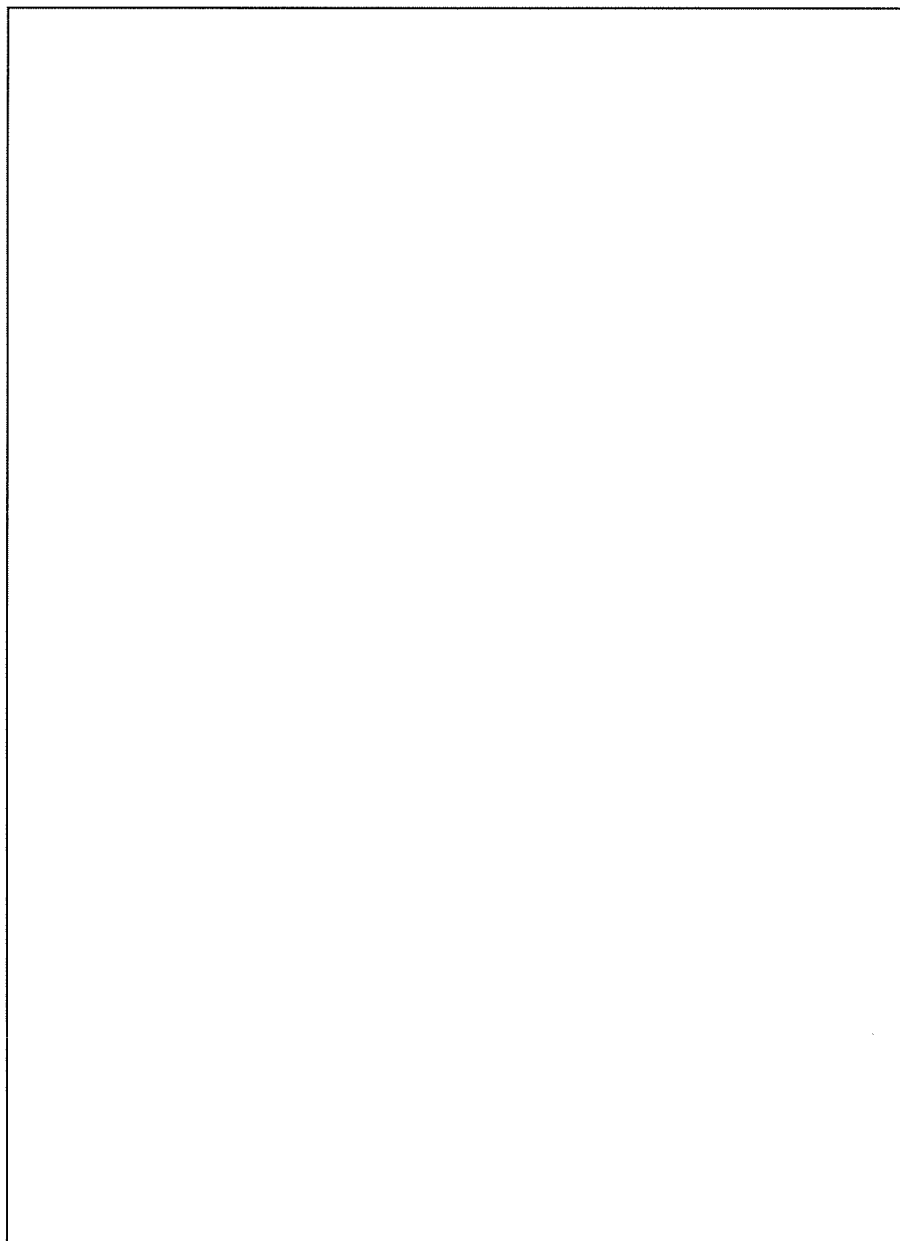
材質 : 、厚さ mm、幅 mm (最大)

据付ネジ : (A2-50)

注) カバーの幅の最大寸法は mm とし、据付ネジのピッチは mm 以内とする。

3) 評価モデル

評価モデルは添説建 2-付 2-4 図の通り。



添説建 2-付 2-4 図 評価モデル

(3) 強度評価

1) カバー（屋内）の単位長さ当りの地震荷重

カバー幅 W (m) :
カバー板厚 t (mm) :
SUS 材の単位体積重量 ρ (kN/m³) :

カバー単位長さ当りの地震荷重 P_E (N)

$$P_E = W \times t \times 1.0 \times \rho \times K_H = \text{} \text{ N}$$

2) 地震荷重によって据付ネジに生じる応力

据付ネジピッチ p (mm) :

カバー単位長さ当りの据付ネジ本数 n (本)

$$n = 1.0 / p = \text{} \text{ 本}$$

カバー面外方向の地震荷重作用時

据付ネジ 1 本当りに生じる引張応力 T (N/本)

$$T = P_E / n = \text{} \text{ N/本}$$

カバー面内方向の地震荷重作用時

据付ネジ 1 本当りに生じるせん断応力 S (N/本)

$$S = P_E / n = \text{} \text{ N/本}$$

3) 据付ネジの許容応力

ネジ M8 軸断面積 A_s (mm²/本) :
ネジの短期許容引張応力度 f_t (kN/cm²) :
ネジの短期許容せん断応力度 f_s (kN/cm²) :

(建築設備耐震設計・施工指針 日本建築センター)

ネジ 1 本当りの許容引張応力 T_a (N/本)

$$T_a = A_s \times f_t = \text{} \text{ N/本}$$

ネジ 1 本当りの許容せん断応力 S_a (N/本)

$$S_a = A_s \times f_s = \text{} \text{ N/本}$$

4) 地震荷重によって生じる応力に対する許容応力の検定比

カバー面内方向地震荷重作用時

$$K_{E1} = T / T_a = \text{}$$

カバー面外方向地震荷重作用時

$$K_{E2} = S / S_a = 9 / \text{}$$

従って、据付ネジは地震荷重に対して抵抗し、カバー（屋内）は脱落しない。

竜巻による損傷防止に関する説明書

I. 竜巻防護設計の基本方針

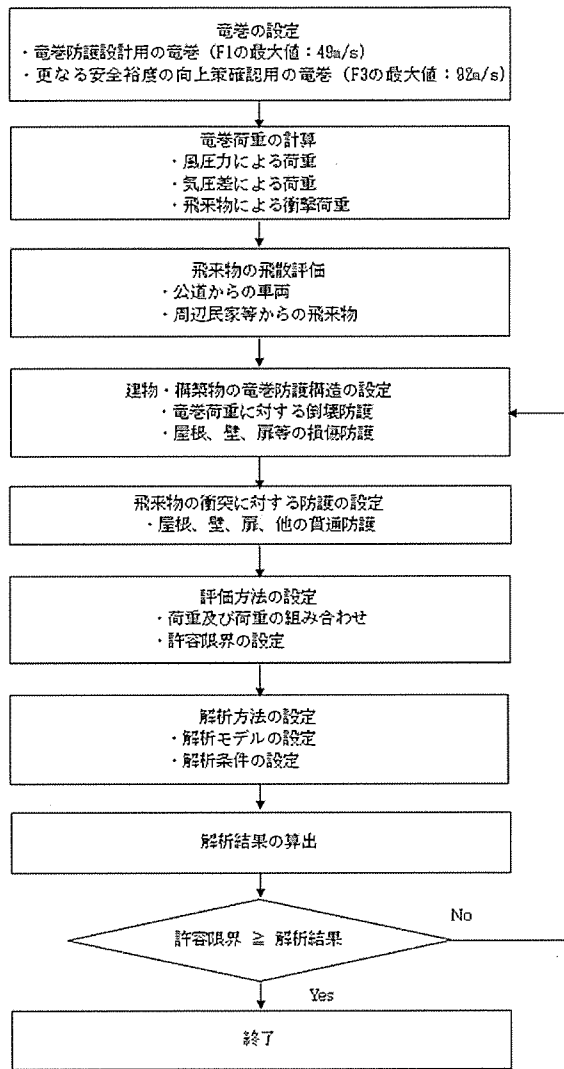
1. 竜巻防護設計の方針

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」（以下「竜巻ガイド」という。）を参考に算出した本加工施設が立地する地域での竜巻規模は、稀に発生する竜巻として年超過確率 10^{-4} に相当する風速は41m/sであり、藤田スケールのF1(33~49m/s)にあたる。

以上より、加工施設の建物・構築物の竜巻防護設計において想定する風速はF1の最大風速の49m/sとし、安全機能を有する施設の安全機能を損なうことがないように、竜巻荷重を上回る強度を有する設計とする。具体的には、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・扉・シャッタの強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物に対して防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、藤田スケールのF3の最大風速（92m/s）で、同様の評価を実施する。

建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建3-I.1図に示す。



添説建 3-I.1 図 建物・構築物の竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の算定

建物・構築物の竜巻防護の構造設計に用いる竜巻荷重は、竜巻ガイドを参考に以下のとおり算出する。

2.1. 気圧低下による荷重

- ・ 竜巻の移動速度 (V_D): $V_T = 0.15 \times V_D$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速 (V_m): $V_m = V_D - V_T$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速が生じる位置での半径 (R_m): $R_m = 30$ (m)
- ・ 竜巻の最大気圧低下量 (ΔP_{max}): $\Delta P_{max} = \rho \times V_m^2$ (Pa)

ここで、 ρ は空気密度 (=1.22 (kg/m³)) である。

F1竜巻及びF3竜巻の特性値は、以下に示すとおりである。

設計評価用F1竜巻の特性値

$$V_D = 49 \text{ (m/s)}$$

$$V_T = 7 \text{ (m/s)}$$

$$V_m = 42 \text{ (m/s)}$$

$$\Delta P_{max} = 2152 \text{ (Pa)}$$

更なる安全裕度の向上策の確認用F3竜巻の特性値

$$V_D = 92 \text{ (m/s)}$$

$$V_T = 14 \text{ (m/s)}$$

$$V_m = 78 \text{ (m/s)}$$

$$\Delta P_{max} = 7422 \text{ (Pa)}$$

これら特性値を用いて、竜巻荷重を算出する。

2.2. 風圧力による荷重

竜巻の最大風速 (V_D) における風圧力 (P_D) は、竜巻ガイドを参考に次式で算出する。

$$P_D = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

ここで、 q は設計用速度圧、 G はガスト影響係数、 C は風力係数、 A は施設の受圧面積を表し、 q は次式による。

$$q = (1/2) \cdot \rho \cdot V_D^2$$

なお、本評価では $G = 1.0$ とする。

また、風力係数 C 値については、建物を上面からみた場合の風向方向の建物寸法を D 、風向に垂直な方向の建物寸法を B とした場合の壁の風力係数を添説建3-I.2.2-1表、風上側からの屋根端部からの距離を R_b とした場合の屋根の風力係数を添説建3-I.2.2-2表に示す。(原子力発電所の竜巻影響評価ガイド(案)及び解説(独立行政法人 原子力安全基盤機構)より)

添説建3-I.2.2-1表 風力係数 C_w (正が圧縮、負が引張) (壁)

		風力係数
風上側 C_{wU}		0.80
風下側 C_{wL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D: 風向方向の建物寸法

B: 風向に垂直な方向の寸法

添説建3-I.2.2-2表 風力係数 C_k (正が圧縮、負が引張) (屋根)

風上側からの屋根端部からの距離 Rb	風力係数 (外圧係数)
$Rb \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < Rb \leq 1.50B$	-0.60
$Rb > 1.50B$	-0.20

2.3. 竜巻防護設計の組合わせ荷重

建物・構築物に負荷される竜巻荷重としては、竜巻の最大風速における風圧力による荷重 (W_w)、建物内外の気圧差による荷重 (W_p) 及び設計飛来物による衝撃荷重 (W_M) がある。竜巻ガイドを参考に、これらの荷重を以下のとおり組み合わせて算出する。なお、加工施設においては飛来物衝撃は発生しないため、 W_M は考慮しない。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2} = W_w + 1/2 W_p + W_M$$

ここで

W_w : 竜巻の風圧力による荷重

W_p : 竜巻による気圧差による荷重

W_M : 飛来物による衝撃荷重

なお、荷重は評価対象部分の面積の取り方によって変化することから便宜上圧力の単位で検討する場合がある。圧力の単位で表記する場合、 W を小文字 (w) で表す。荷重の単位で表す場合は W を大文字 (W) で表す。

2.3.1. 建物・構築物に作用する水平方向の竜巻荷重

建物・構築物の構造設計に用いる水平方向（xないしy方向）の竜巻荷重は以下の方法で算定する。なお、建物には気圧差が作用しても建物の水平方向の両側で打ち消しあうが、ここでは、保守的に建物の風下側の面にのみ気圧差が作用するものとする。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

2.3.2. 屋根・壁・扉・シャッタ等に作用する竜巻荷重

建物の屋根、壁、扉、シャッタ等の局部強度設計に用いる竜巻荷重は、以下の方法で算定する。

【屋根に作用する竜巻荷重】

屋根については、風圧力と気圧差が作用する方向は常に上向きである。

なお、 W_{T2} については、局部強度に対する設計荷重であることを添え字の r で示す。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} W_p$$

【壁・扉・シャッタ等に作用する竜巻荷重】

壁、扉、シャッタ等に作用する荷重は、気圧差の大きさによって、風上側と風下側のいずれか厳しい結果を選択する。気圧差単独の荷重 $W_n = W_p$ も含めて、評価すべき荷重は次とおり算出される。なお、 W_{T2} については、局部評価荷重であることを添え字の w で示す。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} W_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -W_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} W_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -W_p \end{cases}$$

3. 飛来物の飛散評価

竜巻ガイドを参考に、防護対象施設に影響を与える可能性がある飛来物を抽出し、飛散評価を実施する。飛来物の選定に際しては、大きな運動エネルギーをもつ飛来物（自動車、プレハブ物置等）、貫通力が大きな飛来物（鉄骨部材等）を考慮する。

飛散評価は、F1竜巻（風速49m/s）の条件下で実施し、飛散評価には電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いる。また、TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル（DBT-77モデル）を適用する。

なお、F1竜巻（風速49m/s）で、敷地内で防護対象施設に影響を与える飛来物となり得るプレハブ物置については固縛措置等を講じることから、対象とする飛来物は敷地外にある自動車、プレハブ物置、鉄骨部材（竜巻ガイドに記載の鋼材等）とする。

4. 建物・構築物の竜巻防護設計の方法

4.1. 建物・構築物の構造強度評価

建物・構築物の保有水平耐力と建物・構築物に作用する水平方向（xないしy方向）の竜巻荷重の比較を行い、保有水平耐力が竜巻荷重を上回る設計とする。

4.2. 屋根・壁・扉・シャッタの局部評価

竜巻荷重に対して、屋根、壁、扉、シャッタ等の局部的な強度評価を行い、弾性範囲に留める設計とする。

一般に建築、土木に関する技術計算においては以下の定義による用語を用いており、本資料もこれに準ずることとする。

応力　：部材に作用する内力を意味し、せん断力、軸力等の荷重の次元を持つ場合あるいは曲げモーメント、トルク等の荷重×距離の次元を持つ場合がある。

応力度　：内力による単位面積当りの荷重を意味し、荷重を面積で除した次元を持つ。

耐力　：骨組や部材が破壊せずに耐えられる限界の応力を意味する。

4.3. 飛来物の衝突に対する防護設計

4.3.1. 鉄筋コンクリート壁の貫通評価

鉄筋コンクリートの屋根や外壁等の貫通限界厚さは、下記の修正NDRC式(1)及びDegen式(2)により求める。

$$x_c = \alpha_c \sqrt{4KWND \left(\frac{V}{1000D} \right)^{1.8}} \quad (1)$$

x_c : 貫入深さ (in)

$$K = 180 / \sqrt{F_c}$$

W : 重量 (lbs)

F_c : コンクリート強度 20.6N/mm²=2987.8 (psi)

D : 飛来物直径 (飛来物面積と等しくなる直径) (in)

V : 衝突速度 (ft/s)

N : 形状係数 (自動車の場合、0.72)

α_c : 飛来物低減係数 (1)

$$t_p = \alpha_p D \left\{ 2.2 \left(\frac{x_c}{\alpha_c D} \right) - 0.3 \left(\frac{x_c}{\alpha_c D} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

t_p : 貫通限界厚さ (in)

α_p : 飛来物低減係数 (自動車の場合、0.65)

4.3.2. 鋼板の貫通評価

鋼板で防護する壁や鉄扉等の貫通限界厚さは、下記に示すBRL式により求める。

$$T^{3/2} = \frac{0.5MV^2}{17400K^2 D^{3/2}}$$

T : 鋼板の貫通限界厚さ (in)

M : 飛来物質量 (lbf · s²/ft)

V : 飛来物速度 (ft/s)

D : 飛来物直径 (飛来物面積と等しくなる直径) (in)

K : 鋼板の材質に関する係数 (≒1)

4.4. 許容限界

- ・建物・構築物に対する防護設計竜巻 F1 (49m/s) の水平荷重に対する許容限界は、建物・構築物の保有水平耐力とする。
- ・建物の屋根、壁、扉等の局部評価の許容限界は、単位面積当りの許容短期荷重を原則とする。
- ・鉄筋コンクリート壁、鋼板に対する飛来物貫通の許容限界は、4.3項に示す貫通評価式で算出した厚さとする。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

竜巻ガイドに基づき、加工施設が立地する地域及び日本全国の類似の気象条件の地域において、過去に発生した最大規模の竜巻による風速及び竜巻最大風速のハザード曲線による最大風速を求め、その結果、当該地域において発生するおそれがある最大の竜巻の規模は、藤田スケールでF3規模となると推定した。また、日本全土で過去に発生した最大級の竜巻の規模はF3である。

以上より、更なる安全裕度の向上策の確認は、竜巻 F3 の最大風速の 92m/s に対して、壁や屋根、扉等に部分的に塑性変形が仮に生じたとしても破断することが無いこと、また、建物が倒壊することが無いことを評価し、加工施設に大きな影響を及ぼすおそれが無いことを確認する。

5.1. 建物・構築物の構造強度評価

- ・建物・構築物の保有水平耐力と建物・構築物に作用する水平方向 (xないしy方向) の竜巻荷重の比較を行い、保有水平耐力が竜巻荷重を上回ることを確認する。
- ・屋根が折板等の建物でF3竜巻では屋根が損傷する場合は、屋根内外の気圧差は解消されるものとして竜巻荷重を算定する。

5.2. 屋根・壁・扉等の局部評価

- ・竜巻荷重による、屋根、壁、扉等の局所的な荷重と終局耐力荷重との比較評価により、部分的に塑性変形することはあるが、破断することが無いことを確認する。
- ・屋根が折板等の建物でF3竜巻で屋根が損傷する場合は、屋根内外の気圧差は解消されるものとして竜巻荷重を算定する。
- ・屋根が損傷して屋内の設備・機器に竜巻が影響する場合は、設備・機器に92m/sの風が作用した場合の竜巻荷重を上回る強度を有する設計とする。（アンカー補強、固縛等による防護）

5.3. 飛来物の衝突に対する評価

- ・4.3項と同様の方法で評価する。
- ・屋根が損傷する建物で、建物上部まで飛来物が到達する場合は、屋根の下に設置する屋内の設備・機器等の飛散防止用防護ネットでそれらを飛来物からも防護する設計とする。
- ・飛散防止用防護ネットを通過して飛来物(プレハブ物置のプレス)が到達する場合は、屋内の設備・機器に対する飛来物の影響を評価する。

5.4. 許容限界の設定

- ・建物・構築物に対する F3 竜巻 (92m/s) の水平荷重に対する許容限界は、建物・構築物の保有水平耐力とする。
- ・建物の屋根、壁、扉等の強度評価の許容限界は、単位面積当りの終局耐力荷重を原則とする。
- ・鉄筋コンクリート屋根・壁、鋼板に対する飛来物貫通の許容限界は、4.3項に示す貫通評価式で算出した厚さとする。

6. 適用規格

設計は原則として、次の関係基準に準拠する。

- (1) 原子力発電所の竜巻影響評価ガイド (原子力規制委員会)
- (2) 原子力発電所の竜巻影響評価ガイド(案)及び解説 (原子力安全基盤機構)
- (3) 建築基準法・同施行令・告示等
- (4) 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
- (5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会)
- (6) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会)
- (7) 鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 — (日本建築学会)
- (8) 建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)
- (9) 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (建築研究所)
- (10) 各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会)
- (11) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 (日本建築センター)
- (12) 建築工事標準仕様書・同解説 (日本建築学会)

II. 工場棟 転換工場の竜巻防護設計計算書

1. 転換工場の位置・構造

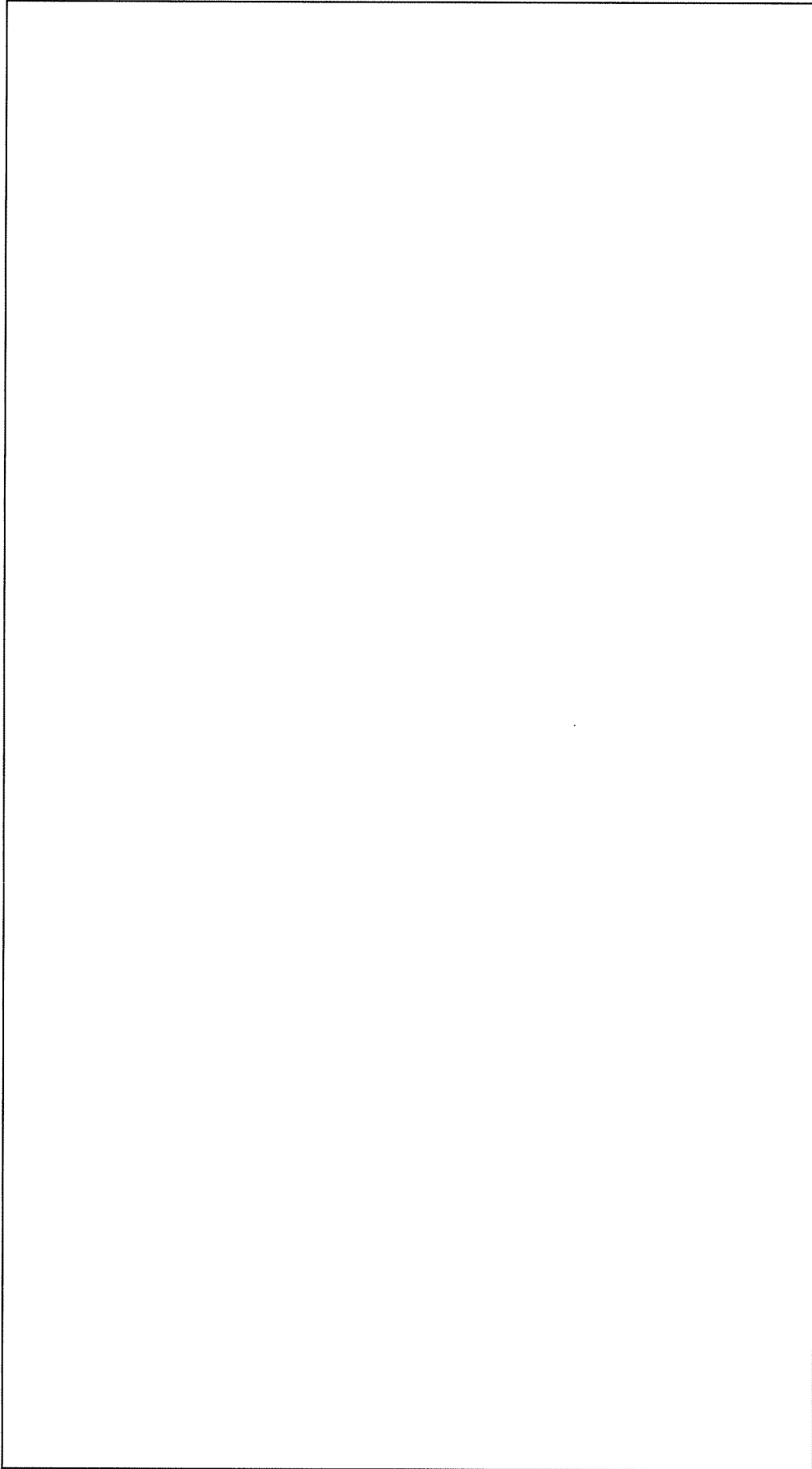
1.1. 建設位置

転換工場の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の位置であり、最も近い民家や公道から約 90m 以上離れている。

1.2. 構造概要

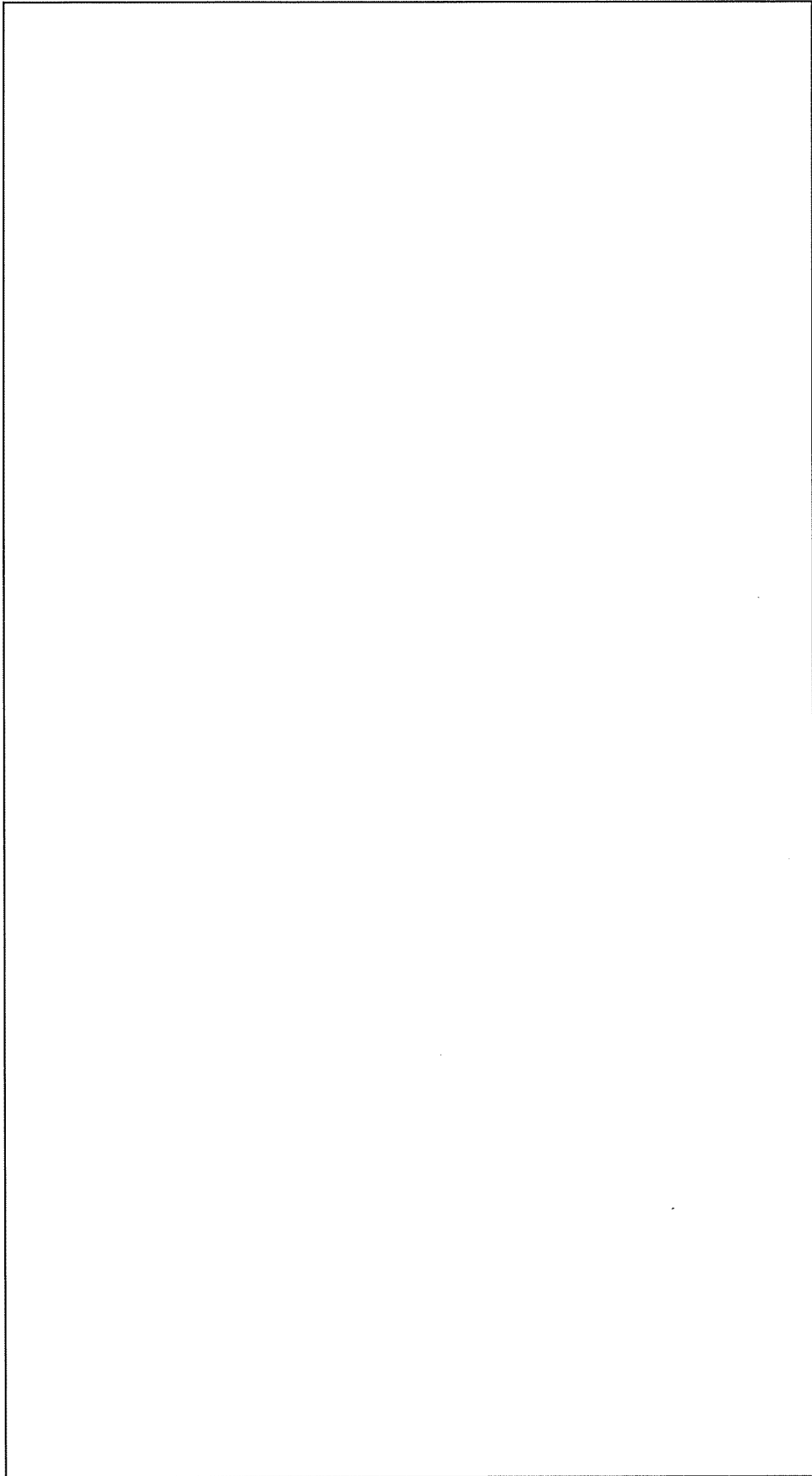
転換工場は、1、2 階の中央に大きな吹抜けを有する地上 3 階建ての鉄骨造（S 造）の建物である。平面形状は約 m × m、高さ約 m の整形な建物である。開口部としては、鉄扉、シャッター、排気塔ガラリ、外気取入れガラリを設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-Ⅱ.1.2-1 図～添説建 3-Ⅱ.1.2-3 図に示す。

注) 添付説明書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



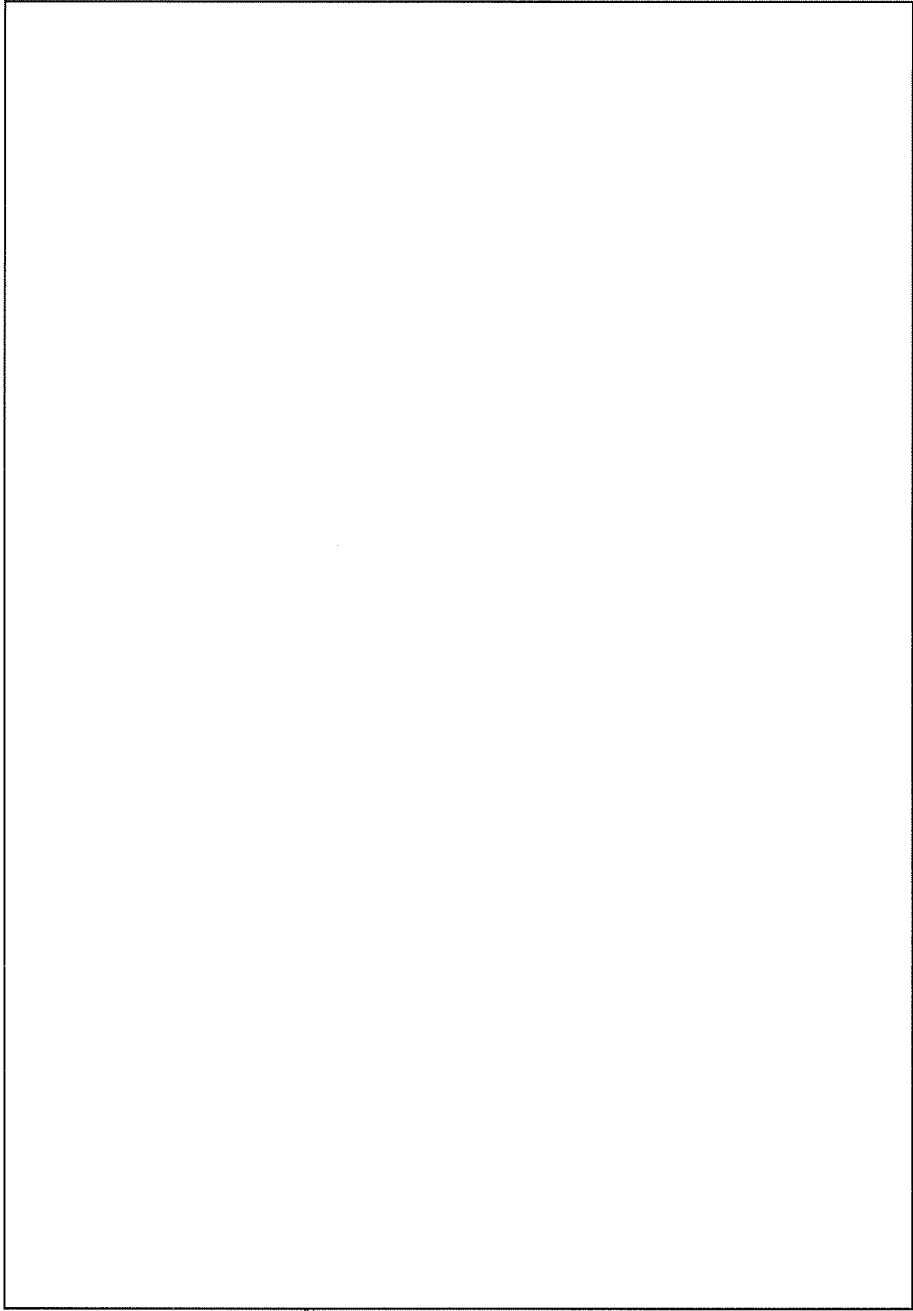
注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ. 1. 2-1 図 (2 階、前室屋根伏図)



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ. 1. 2-2 図 建物平面図 (R 階、排気塔屋根伏図)



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅱ. 1. 2-3 図 建物断面図 (南側、西側立面図)

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、転換工場の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根、壁、鉄扉、シャッタ、外気導入カバーに作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速 (92m/s) で、同様の評価を実施する。なお、前室は F3 による応力での損傷を許容するため、F1 のみの評価とする。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-Ⅱ.1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

転換工場における竜巻に対する補強部位を添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位

項目	F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価	—	—
局 部 評 価	屋根 ※1	○ 注 1
	壁 ※2	○
	鉄扉 ※3	○
	シャッタ ※4	— 注 3
	外気導入カバー	—
飛来物防護 ※5	— 注 2	○ 注 1

○：補強あり —：補強なし

※1：折板追設補強（既存折板残置）または折板張替えて補強

※2：既存 ALC 板壁残置で外壁サイディング補強または屋内側鉄板追設で補強

※3：既存鉄扉の補強または新しい鉄扉に交換することで補強

（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9～図イ建-12 に示す。）

※4：既存シャッタは交換することで補強

（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9、図イ建-12 に示す。）

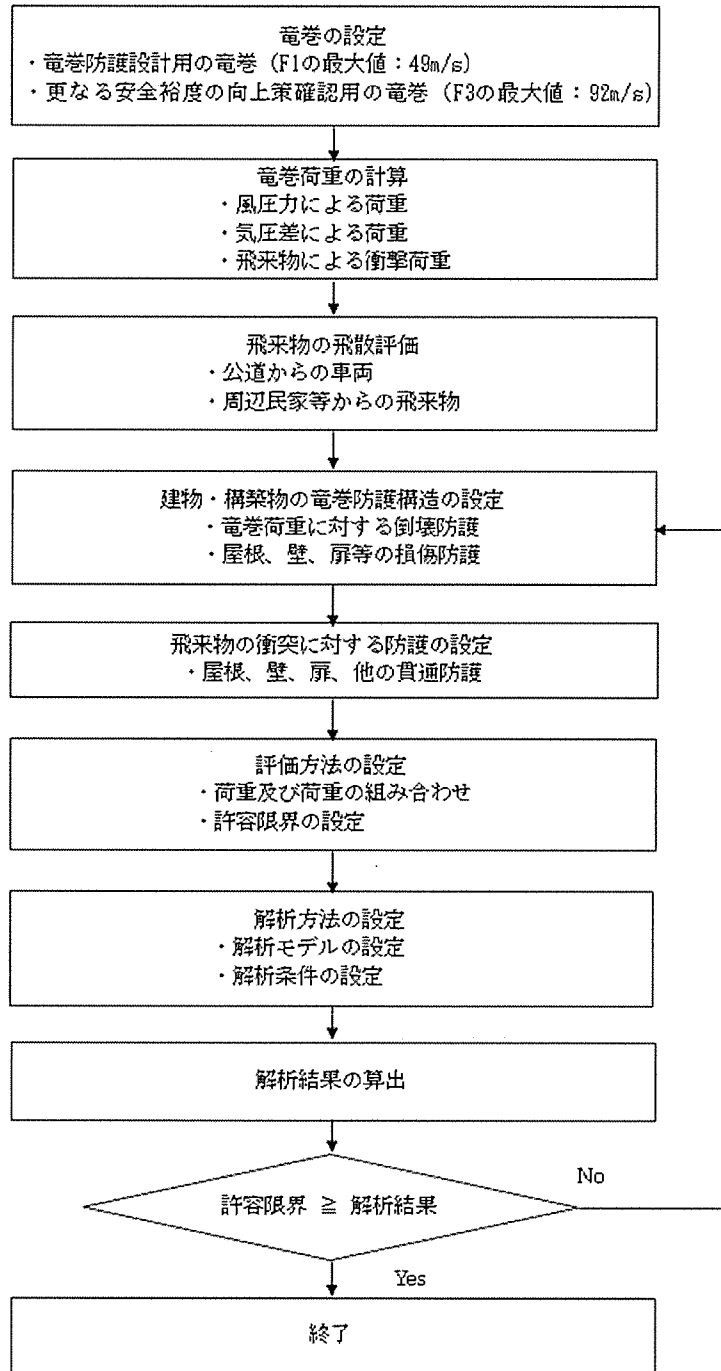
※5：飛散防止用防護ネットの設置（次回以降申請）

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。

注 1) 屋根は F3 竜巻に耐えることができないため、屋根下及び天井下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注 2) F1 竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物はないことから F1 竜巻での飛来物防護のための補強は無い。

注 3) F3 竜巻防護のシャッタは鉄扉に変更する。（次回以降申請）



添説建 3-Ⅱ.1.3-1 図 建物・構築物の電巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1. 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、転換工場が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度=1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速=49m/s、F3 竜巻最大風速=92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速=42m/s、F3 竜巻の最大接線風速=78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_w （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。

局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉・シャッタについては w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉・シャッタ

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉・シャッタの風力係数を使用添説建 3-Ⅱ. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-Ⅱ. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1.2 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅱ. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-II.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から転換工場までは90m以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物の外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-II.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。転換工場の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅱ.工場棟 転換工場の耐震計算書」1.9.評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅱ.4.1-1表に示す。保有水平耐力はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅱ.4.1-1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F1竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-Ⅱ付録2参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・シャッタ・外気導入カバーの局部評価

屋根・壁・鉄扉・シャッタ・外気導入カバーの短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-Ⅱ.4.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-Ⅱ.4.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁 (サイディング)				○
壁 (鉄板)				○
壁 (ALC 板)				○
シャッタ				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 4 参照

*2：添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*3：添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 5 参照

*4：添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 7 参照

(添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 7 と添付説明書ー建 3-Ⅱ付録 8 の比較より)

*5：添付説明書ー建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*6：添付説明書ー建 3-XII. 工場棟および付属建物鋼製シャッタ説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F1 竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F1 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されている F1 竜巻荷重を検定比で割り戻す (短期許容荷重=F1 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。転換工場の保有水平耐力は、添付説明書一建2「II. 工場棟 転換工場の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-II.5.1-1 表に示す。保有水平耐力は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-II.5.1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F3 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-II 付録 3 参照

5.2.壁・鉄扉の局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。

壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-Ⅱ.5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。また、外気導入カバーは固縛することで評価を省略する。

なお、前室は F3 竜巻荷重による損傷を許容するため、評価は省略する。

添説建 3-Ⅱ.5.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
壁 (サイディング)				○
壁 (鉄板)				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 4 参照

*2：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-Ⅱ付録 7 参照

(添付説明書一建 3-Ⅱ付録 7 と添付説明書一建 3-Ⅱ付録 8 の比較より)

*4：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F3 竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F3 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されている F3 竜巻荷重を検定比で割り戻す(終局耐力荷重=F3 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5.3.飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-Ⅱ.5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、転換工場まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 90m 以上のもので乗用車（ワゴン）、軽自動車（1、2）、軽トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定される軽トラックとプレハブ物置（大）を対象とする。

想定される飛来物は転換工場の東側への衝突が考えられ、その外壁はサイディング材で補強されている。サイディング材の吸収する変形エネルギーの結果を添付説明書一建 3-Ⅱ付録 6 に示す。その結果サイディング材が吸収する変形エネルギーが、想定される飛来物である軽トラック及びプレハブ物置（大）の運動エネルギーを上回っており、サイディングで飛来物を防護できることを確認した。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-Ⅱ.5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

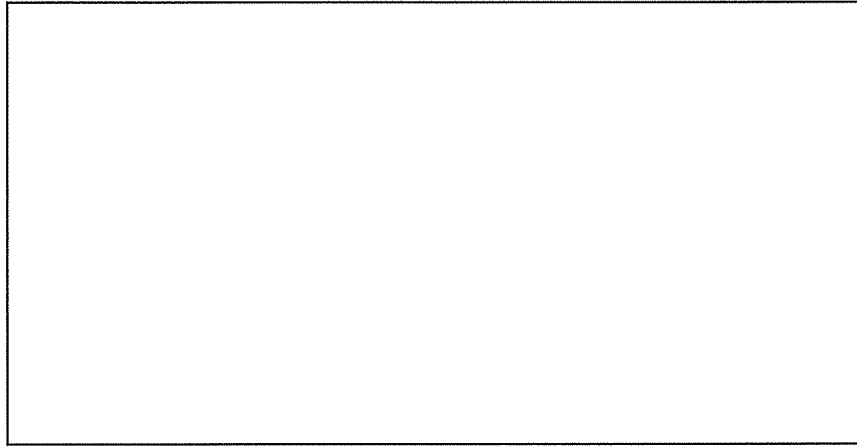
最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

見付面積の算出方法について

見付面積 ($A_e, A_{3F}, A_{2F}, A_{1F}$) の算出にあたり、X 方向の見付面積は 13 通り L' -S 間を基準、Y 方向の断面の見付面積は L' 通り 13-26 間を基準とした。高さ方向の寸法は、排気塔などの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、水平方向の寸法は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付面積



13通り軸組図

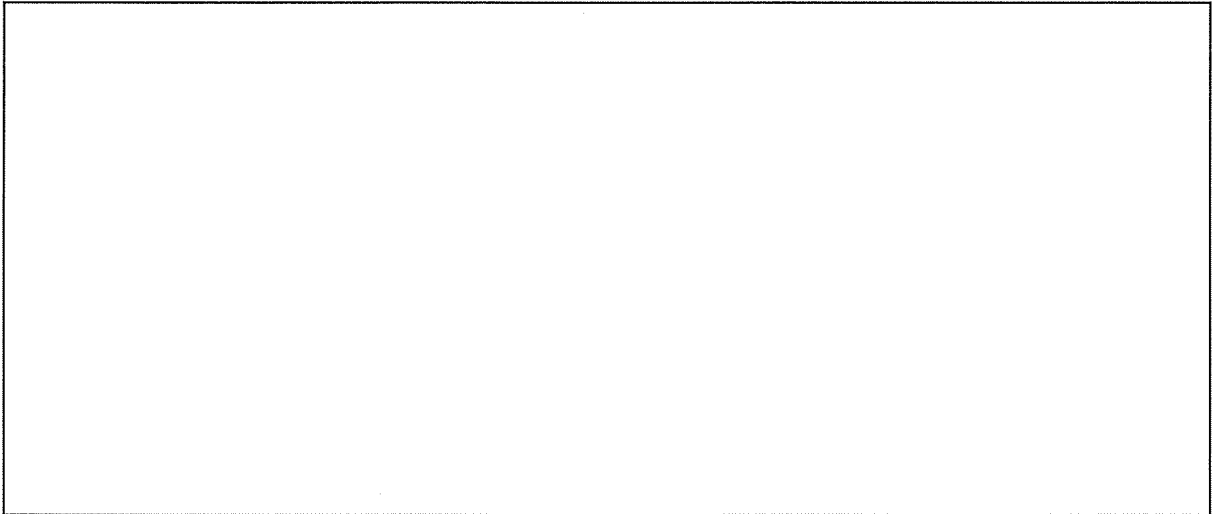
添説建 3—Ⅱ. 付 1—1 図 X 方向見付面積

- a = 排気塔幅 + 両側裕度 =
- b = 壁幅 + 両側裕度 =
- c = 壁幅 + 片側裕度 =
- d = 壁幅 + 片側裕度 =
- e = 排気塔高さ - パラペット高さ + 高さ裕度 =
- f = (3 階壁高さ + パラペット高さ) / 2 =
- g = (3 階壁高さ + パラペット高さ) / 2 + 2 階壁高さ / 2
=
- h = 2 階壁高さ / 2 + (1 階壁高さ + 300) / 2 =
- i = (1 階壁高さ + 300) / 2 + 高さ裕度 =

各階見付面積

- 3F : 排気塔 $A_e = a \times e =$
- 壁 $A_{3F} = b \times f =$
- 2F : 壁 $A_{2F} = b \times g =$
- 1F : 壁 $A_{1F} = c \times h + d \times i =$

Y 方向（南北方向）の見付面積



添説建 3-Ⅱ. 付 1-2 図 Y 方向見付面積

a = 排気塔幅 + 両側裕度 =

b = 壁幅 + 両側裕度 =

c = 壁幅 + 片側裕度 =

d = 壁幅 + 片側裕度 =

e = 排気塔高さ - パラペット高さ + 高さ裕度 =

f = (3 階壁高さ + パラペット高さ) / 2 =

g = (3 階壁高さ + パラペット高さ) / 2 + 2 階壁高さ / 2

=

h = 2 階壁高さ / 2 + (1 階壁高さ + 300) / 2 =

i = (1 階壁高さ + 300) / 2 + 高さ裕度 =

各階見付面積

3F : 排気塔 $A_e = a \times e =$

壁 $A_{3F} = b \times f =$

2F : 壁 $A_{2F} = b \times g =$

1F : 壁 $A_{1F} = c \times h + d \times i =$

「添説建3—II.4.1—1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建3—II.付2—1表 X方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—II付録1による。

*2：風上0.8と風下0.5の合計値。

添説建3—II.付2—2表 Y方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建3—II付録1による。

*2：風上0.8と風下0.5の合計値。

転換工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3-Ⅱ. 5. 1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-Ⅱ. 付 3-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-Ⅱ付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3-Ⅱ. 付 3-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-Ⅱ付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

転換工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。
 「Ⅰ. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、
 ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)
 ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) $\rightarrow \square$ (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—II. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—II. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—II. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	—
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—II. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—II. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—II. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	0
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

3. 「添説建 3-Ⅱ.4.2-1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について
(外気導入カバー等の外壁への設置物の評価荷重)

添説建 3-Ⅱ. 付 4-5 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3-Ⅱ. 付 4-6 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	—
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	1172
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	—
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重
 ・外気導入カバーの側面はオープン構造であり、気圧差荷重は作用しない

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

転換工場の既存屋根は折板であるが、2階と前室の折板はそのまま残し、屋根面を嵩上げ後、新設折板を敷設する。排気塔の折板は撤去後、新設折板を敷設する。R階の折板は改修済で残置するため、検討は新設折板及び改修済の既存折板について行う。

転換工場の外壁はサイディング壁補強及び鉄板補強を施しており、サイディング、鉄板及び鉄骨下地の検討を行う。

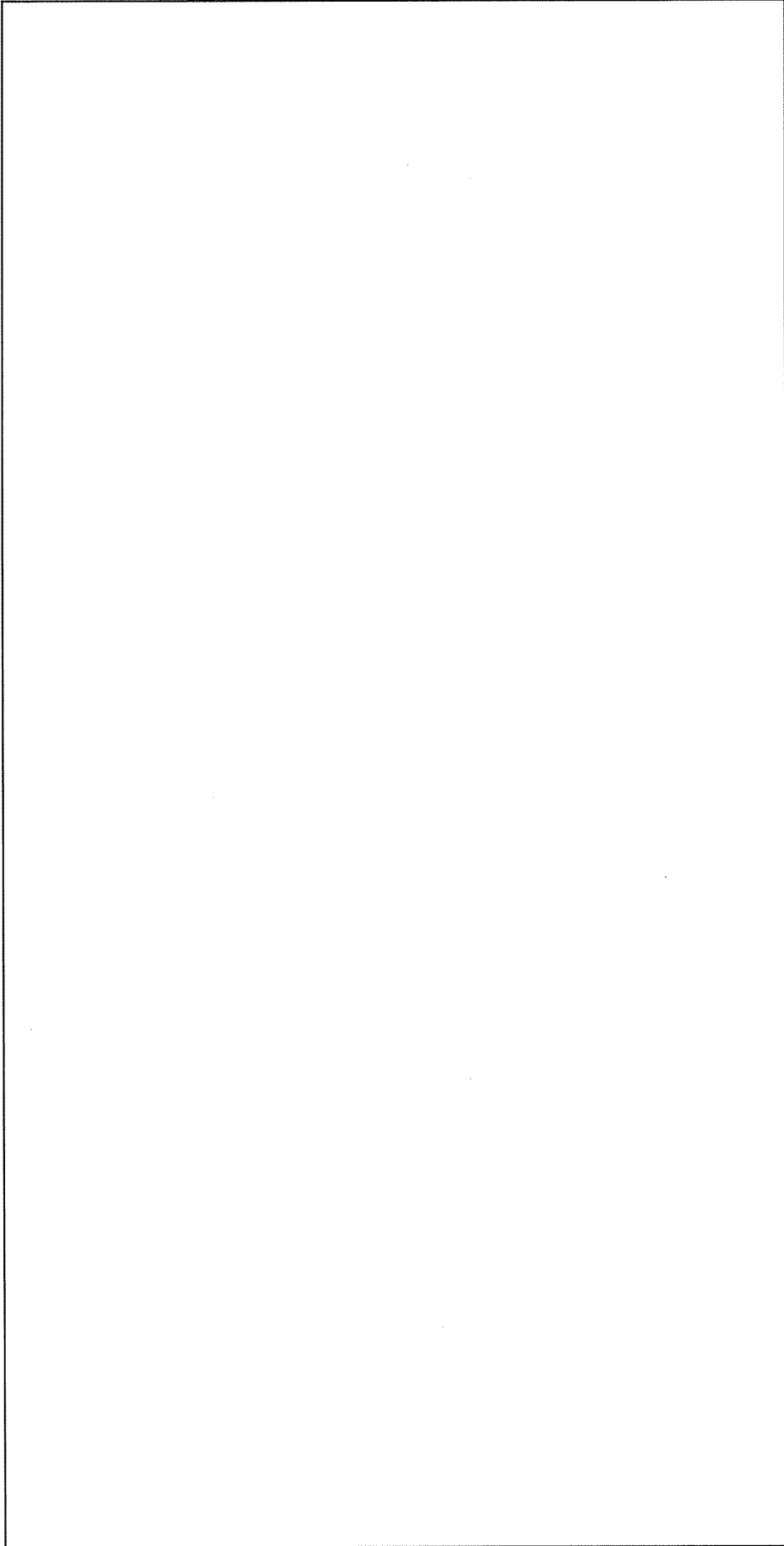
また、鉄板補強部外側の既設外装材の ALC 板は管理境界であり、F1 竜巻時に損傷しないことの確認を行う。

転換工場の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3－Ⅱ. 付 5.1－1 図～添説建 3－Ⅱ. 付 5.1－3 図に示す。

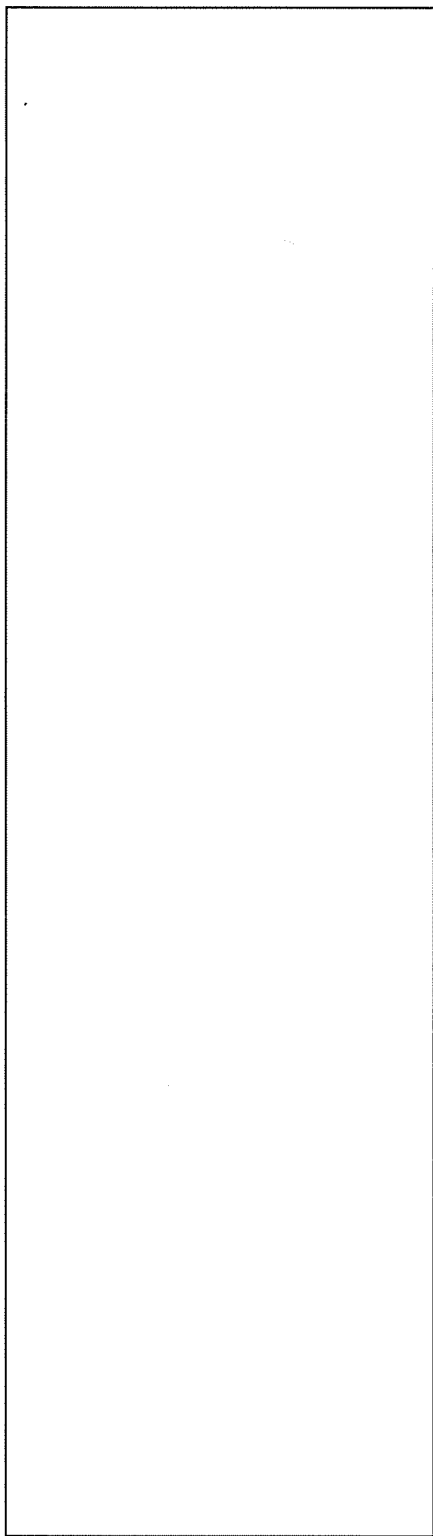
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



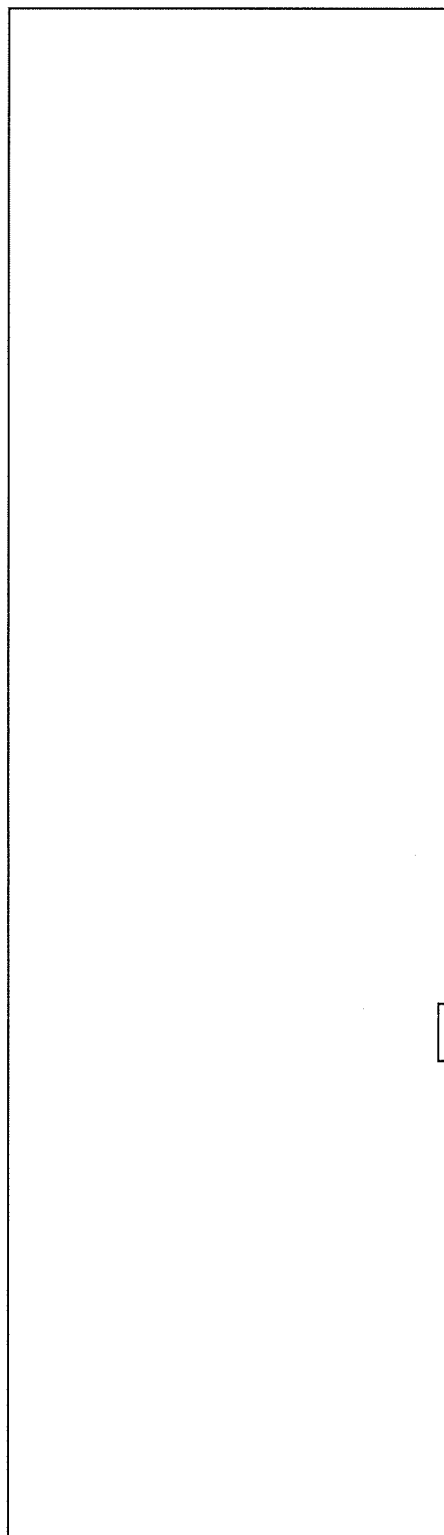
添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 図 屋根検討対象位置 (1/2)



添説建 3-Ⅱ. 付 5-2 図 屋根検討対象位置 (2/2)



Q通り外壁サイディング補強受け材補組図



13通り外壁サイディング補強受け材補組図



添説建3-Ⅱ.付5-3図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」（以下、「S 規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

2.2.サイディング部及び鉄板部

サイディング及び鉄板は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で設計する。サイディング、鉄板及び補強胴縁は鉄骨構造であるため、S 規準に基づき、F1 竜巻時は部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。

2.3.ALC 板部

ALC 板部は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。ALC 板は ALC 協会「ALC パネル構造設計指針・同解説」（以下、「ALC 設計指針」と略記）に基づいた一般的に使用されているメーカー資料を参照して、既設 ALC 板の検討を行う。ALC 板を支持する間柱は鉄骨構造であるため S 規準に基づき、F1 竜巻時に部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1. 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切捨てとする。

1) 前室高強度折板

高強度折板単位重量 w_{SP11} (N/m²) :

仕上げ重量^{※1} w_{SP12} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{SP1} (N/m²) : $w_{SP11} + w_{SP12} =$

※1 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ネット、下地材を含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)

使用部材重量 M_{SP1} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{SP1B} (N/m) : $M_{SP1} \times g =$ とする。

2) 2階高強度折板

高強度折板単位重量 w_{SP21} (N/m²) :

仕上げ重量^{※2} w_{SP22} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{SP2} (N/m²) : $w_{SP21} + w_{SP22} =$

※2 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ネット、下地材を含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)

使用部材重量 M_{SP2} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{SP2B} (N/m) : $M_{SP2} \times g =$ とする。

3) R階既設折板

折板単位重量 w_{SP31} (N/m²) :

仕上げ重量^{※3} w_{SP32} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{SP3} (N/m²) : $w_{SP31} + w_{SP32} =$

※3 仕上げ重量には旧折板、水平ブレース、座屈止め、ダクト、下地材、ネット、補強ブレースを含む

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B3)

使用部材重量 M_{SP3} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{SP3B} (N/m) : $M_{SP3} \times g =$ とする。

4) 既設外装材 ALC 板

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m³) : (ALC 設計指針第 8 条による)

ALC 板厚さ t_{ALC} (m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m²) : $\gamma_{ALC} \times g \times t_{ALC} =$

鉄骨間柱固定荷重

使用部材 (P1)

使用部材重量 M_{ALC} (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 w_{ALCP} (N/m) : $M_{ALCP} \times g =$ とする。

(2) 竜巻荷重

添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 表に示す。(添付説明書一建 3-Ⅱ 付録 4 参照)

添説建 3-Ⅱ. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根		外壁	
	一般部	排気塔	一般部	排気塔
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)				
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)				

※1: 折板屋根及び排気塔外壁は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2: F3 竜巻荷重時、折板屋根は竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2. 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F = \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄骨接合部

使用材料 : せん断ボルトとして計算する。

許容せん断力 : 一面せん断時 kN/本 (長期)、 kN/本 (短期)

$$\begin{aligned} \text{※ 許容せん断応力度 } f_s (\text{N/mm}^2) &: F / (1.5 \times \sqrt{3}) \\ &= \text{} / (1.5 \times \sqrt{3}) = \text{} \end{aligned}$$

断面積 $A (\text{mm}^2)$:

$$\begin{aligned} \text{一面せん断時長期せん断力 } Q_a (\text{kN}) &: f_s \times A \times 10^{-3} \\ &= \text{} \end{aligned}$$

(3) 折板

1) 2階、前室、排気塔高強度折板

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

2) R階既設折板

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

(4) ALC板

使用材料 :

設計基準強度 : ALC設計指針に基づいた一般的メーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根の検討

折板屋根についての竜巻荷重に対する検討結果を以下に示す。

F1 竜巻時（短期）について検討する。

(1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。

メーカー資料については、三菱原子燃料株式会社にて確認、保証したものである。

1) 排気塔高強度折板

使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 1758 → 1760

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 図より)

検定比 $R_1 = (L_{max} / L_a)^2 = < 1.0$ OK

添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 図 許容スパン（メーカー資料）

2) R 階既設折板

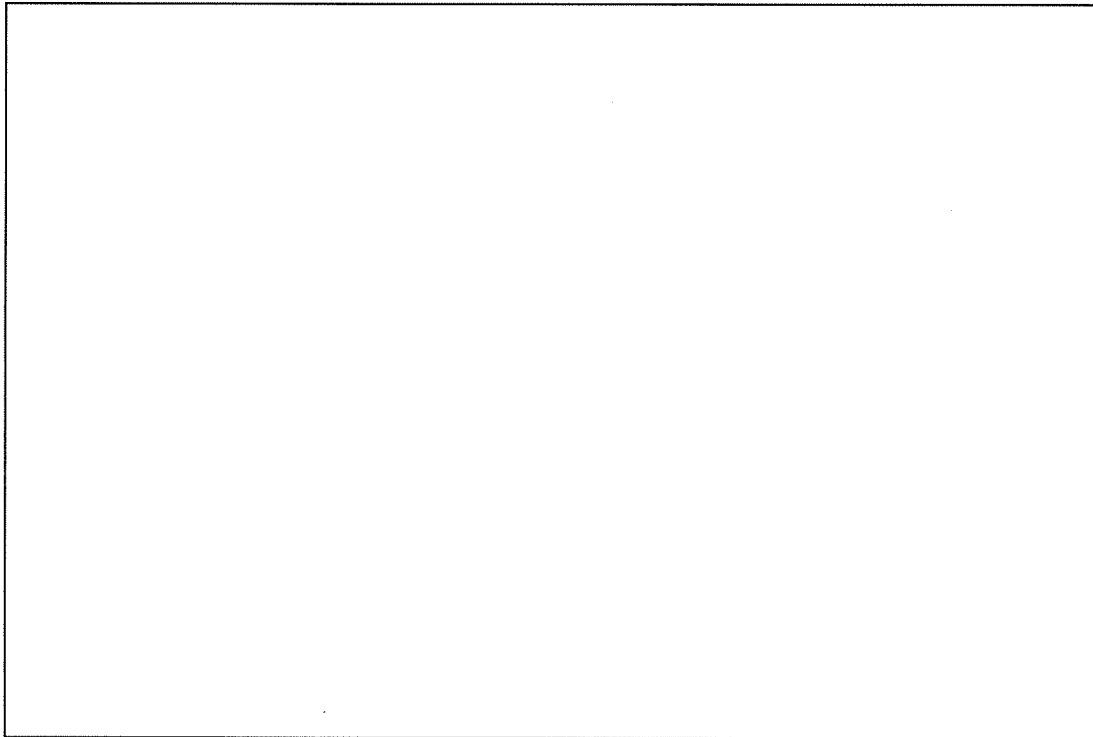
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 図より)

検定比 $R_2 = (L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 図 許容スパン (メーカー資料)

(2) 鉄骨小梁

1) 前室鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-6 図)
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 w_{SP1B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP1} (N/m) : $w_{SP1} \times B_b =$
 竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
 検討用荷重 w_1 (N/m) : $w_{F1} - w_{SP1} - w_{SP1B} =$

高力ボルト $\phi 19$ (F9T)

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :

添説建 3-Ⅱ. 付 5-6 図 支点間距離

2) 2階鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパンL(m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-7 図)
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP2} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数(強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 W_{SP2B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

B3 梁と T6 トラス梁の剛性差を考慮し、B3 梁の荷重分担幅を 2m として検討する。

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 W_{SP2} (N/m) : $w_{SP2} \times B_b =$
 竜巻荷重 W_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
 検討用荷重 W_2 (N/m) : $W_{F1} - W_{SP2} - W_{SP2B} =$

高力ボルト $\phi 19$ (F9T)

一面許容せん断力(短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :

添説建 3-Ⅱ. 付 5-7 図 支点間距離

3) R 階鉄骨小梁 (B3)

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-8 図)
 圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :
 折板屋根固定荷重 w_{SP3} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 鉄骨小梁固定荷重 W_{SP3B} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

B3 梁と T4 トラス梁の剛性差を考慮し、B3 梁の荷重分担幅を 2m として検討する。

分担幅 B_b (m) :
 折板屋根固定荷重 W_{SP3} (N/m) : $w_{SP3} \times B_b =$
 竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$
 検討用荷重 W_3 (N/m) : $w_{F1} - W_{SP3} - W_{SP3B} =$

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :

添説建 3-Ⅱ. 付 5-8 図 支点間距離

3.4.外壁の検討

F1 (短期)、F3(終局) 竜巻荷重に対する検討を行う。

(1)サイディング材

転換工場のサイディング材とそれを支える胴縁について検討する。

使用するサイディング材板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

(F3 竜巻荷重時の屋根は損傷、前室は損傷)

検討結果を添説建 3-Ⅱ. 付 5-2 表～添説建 3-Ⅱ. 付 5-3 表に示す。

以上より、外壁に新設するサイディング、補強胴縁が F1 竜巻荷重に対して短期曲げ耐力内、F3 竜巻荷重に対して降伏曲げ耐力内であることを確認した。

添説建 3-Ⅱ. 付 5-2 表 Q 通りのサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重 w_{F1}, w_{F3}	kN/m ²				
【サイディング材】					
サイディング厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m ³			
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
断面係数	Z	mm ³			
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	$= Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比 R_{as1}, R_{us1}			$= M_w / M_b$	$= M_w / M_y$	
評価				OK	OK
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m			
断面係数 強軸	Z_x	mm ³			
断面係数 弱軸	Z_y	mm ³			
曲げ材の高さ	h	mm			
圧縮フランジの断面積	A_f	mm ²			
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	f_{by}	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_{yx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	σ_{yy}	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
単位長さ当り竜巻荷重	w_{F1}, w_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$		
			$= 1 / 8 \times w_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$		
自重作用モーメント	M_d	kN・m	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_{bx}	kN・m	$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$		
	M_{by}	kN・m	$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_{yx}	kN・m	$= Z_x \times \sigma_{yx} \times 10^{-6}$		
	M_{yy}	kN・m	$= Z_y \times \sigma_{yy} \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_{bx}$	$= M_w / M_{yx}$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_{by}$	$= M_d / M_{yy}$	
検定比合計 R_{as2}, R_{us2}			$= R_w + R_d$		
評価				OK	OK

添説建 3-Ⅱ. 付 5-3 表 13 通り前室のサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重	w_{F1}, w_{F3}	kN/m ²			
【サイディング材】					
サイディング厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m ³			
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
断面係数	Z	mm ³			
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_y	kN・m	$= Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比	R_{as3}		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_y$	
評価				OK	—
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m			
断面係数 強軸	Z_x	mm ³			
断面係数 弱軸	Z_y	mm ³			
曲げ材の長さ	h	mm			
圧縮フランジの断面積	A_f	mm ²			
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	f_{by}	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_{yx}	N/mm ²	$= 89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$		
	σ_{yy}	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
単位長さ当り竜巻荷重	w_{F1}, w_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$	
自重作用モーメント	M_d	kN・m	$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_{bx}	kN・m	$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$		
	M_{by}	kN・m	$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_{yx}	kN・m	$= Z_x \times \sigma_{yx} \times 10^{-6}$		
	M_{yy}	kN・m	$= Z_y \times \sigma_{yy} \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_{bx}$	$= M_w / M_{yx}$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_{by}$	$= M_d / M_{yy}$	
検定比合計	R_{as4}		$= R_w + R_d$		
評価				OK	—

(2) 鉄板

13 通り L' ～Q 通り間の外装材内側を補強した鉄板とそれを支える胴縁について検討する。

使用する鉄板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

(F3 竜巻荷重時の屋根は損傷)

検討結果を添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 表に示す。

以上より、内壁に新設する鉄板、補強胴縁が F1 竜巻荷重に対して短期曲げ耐力内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

添説建 3-Ⅱ. 付 5-4 表 13 通りの新設鉄板・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻項目】					
竜巻荷重	w_{F1}, w_{F3}	kN/m ²			
【鉄板】					
鉄板厚<材質>	T	mm			
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m			
鋼板単位体積重量	γ	kN/m ³			
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²	$= T \times \gamma \times 10^{-3}$		
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
断面係数 Z / 塑性断面係数 Z_p		mm ³ /m			
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$	
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_p	kN・m		$= Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$	
検定比	R_{at1}, R_{ut1}		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_p$	
評価				OK	OK
【胴縁項目】					
補強胴縁サイズ<材質>		mm			
胴縁スパン	L	mm			
胴縁ピッチ	P	mm			
単位長さ当り胴縁自重	w_{d1}	kN/m			
断面係数 Z / 塑性断面係数 Z_p		mm ³ /m			
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²	$= F$		
降伏曲げ応力度	σ_y	N/mm ²	$= 1.1 \times F$		
単位長さ当り竜巻荷重	w_{F1}, w_{F3}	kN/m	$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$	$= w_{F3} \times P \times 10^{-3}$	
単位長さ当り固定荷重	w_d	kN/m	$= w_p \times P \times 10^{-3} + w_{d1}$		
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m	$= 1 / 8 \times w_{F1} \times L^2 \times 10^{-6}$	$= 1 / 8 \times w_{F3} \times L^2 \times 10^{-6}$	
自重作用モーメント	M_d	kN・m	$= 1 / 8 \times w_d \times L^2 \times 10^{-6}$		
許容曲げモーメント	M_b	kN・m	$= Z \times f_b \times 10^{-6}$		
降伏曲げモーメント	M_p	kN・m	$= Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
竜巻検定比	R_w		$= M_w / M_b$	$= M_w / M_p$	
自重検定比	R_d		$= M_d / M_b$	$= M_d / M_p$	
検定比合計	R_{at2}, R_{ut2}		$= R_w + R_d$		
評価				OK	OK

(3) ALC 板

13 通り L' ~ Q 通り間の既設外装材 ALC 板とそれを支える鉄骨間柱について検討する。

1) ALC 板

既設 ALC 板厚 t_{ALC} (mm) :

竜巻荷重 (負圧) w_{F1} (N/m²) :

支持スパン長 L (mm) :

許容支持スパン L_a (mm) : (添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 表より)

検定比 $R_{aALC1} = (L / L_a)^2 = < 1.0$ OK

※1 : L' ~ Q 通り間の柱間隔寸法 (ALC 支持スパン長) は一律 mm

添説建 3-Ⅱ. 付 5-5 表 ALC 板「設計荷重—最大長さ」対応表 (メーカー資料)

表 2-①-1 パネル長さ=75+支点間長さ+75の場合

(mm)

設計荷重 (負の風圧力) (N/m ²)	100厚 ジーファス	100厚 デザイン	100厚平パネル 125厚デザイン	125厚平パネル	150厚デザイン	150厚平パネル

--

2) 鉄骨間柱 (P1)

a) 計算書条件

支持スパンL(m) :

圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :

ALC 板固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :

使用部材 H-194×150×6×9 (SS41)

梁高 h(mm) :

梁幅 b(mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

断面積 A (mm²) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) :

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

断面二次半径 (弱軸) i_y (cm) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

鉄骨間柱固定荷重 W_{ALCP} (N/m) :

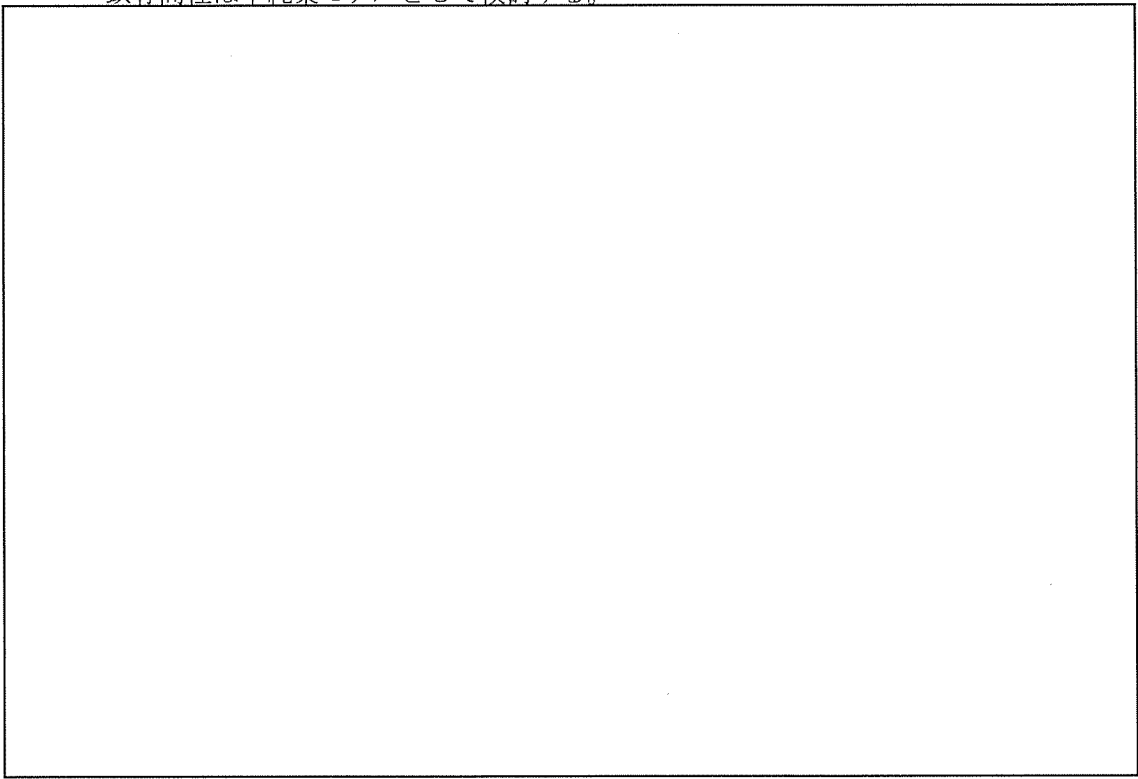
鉄骨間柱の分担する荷重

分担幅 B_{ALC} (m) :

検討用固定荷重 W_{ALC} (N/m) :

検討用 F1 竜巻荷重 W_{F1} (N/m) :

鉄骨間柱は単純梁モデルとして検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 5-9 図 鉄骨間柱の竜巻荷重分担範囲

b) 曲げ応力度

鉄骨間柱の竜巻荷重による曲げモーメント

$$M = (1 / 8) \times W_{F1} \times L^2 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{(2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2)\} \times 1.5$$

ここに、

C : 次の式によって計算した修正係数

(2.3 を超える場合には 2.3 とし、補剛区間内の曲げモーメントが M_1 より大きい場合には 1 とする。)

$$C = \boxed{}$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \boxed{}$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2})$$

$$C = \boxed{} \text{ (曲げモーメントが単曲率となり、} M_2=0 \text{ より } M_2/M_1=0 \text{)}$$

$$f_{b1} = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

検定比

$$R_{aALC2} = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

F3 竜巻による飛来物が転換工場東側のサイディングに衝突した場合の評価を以下に示す。なお、評価手法は事業許可の（添五）別添ト-14-2 に則って評価した。

1. 想定される飛来物

「5.3. 飛来物の飛散評価結果」より、F3 竜巻で転換工場東側に想定される飛来物は、軽トラック（以下、「軽トラ」と略記）及びプレハブ（大）（以下、「プレハブ」と略記）とする。

これらの飛来物の諸元を添説建 3ー II. 付 6ー1 表に示す。

添説建 3ー II. 付 6ー1 表 想定飛来物の諸元

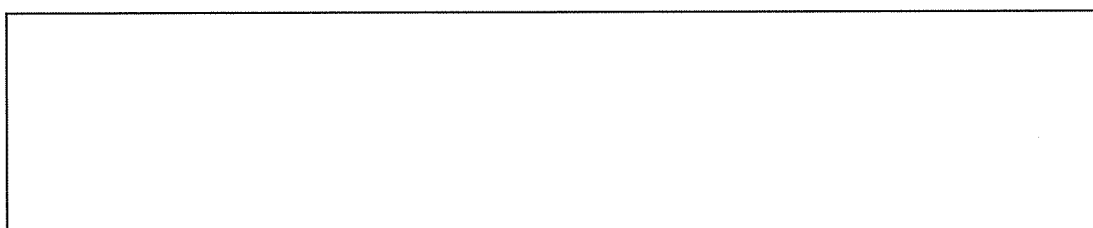
飛来物	質量(kg)	最大水平速度(m/s)	最大飛散高さ(m)	出典
軽トラ	740	50.5	8.2	事業許可：別添ト-13
プレハブ	599	63.7	27.8	事業許可：別添ト-12

2. 転換工場のサイディングに対する評価

転換工場東側の壁はサイディングにより補強し、その鉄骨により、軽トラ及びプレハブの運動エネルギーを吸収できることを確認した。サイディングは胴縁（サイディングを取付ける下地材）と柱によって格子状に組み込まれたものである。この胴縁と柱の諸元を添説建 3ー II. 付 6ー2 表に示す。

転換建屋の東側は添説建 3ー II. 付 6ー1 図のとおり建物の 1 階が張り出した形となっていることから、サイディングを上下に分割して評価することとする。

想定される飛来物は高さが 5m 以上である。一方、転換工場の東側には鉄筋コンクリート製の遮蔽壁（高さ□m、厚さ□cm）が設置され、建物下部のサイディングは防護されることから評価対象は建物上部のサイディングとする。



添説建 3ー II. 付 6ー1 図 転換建物 東側の構造

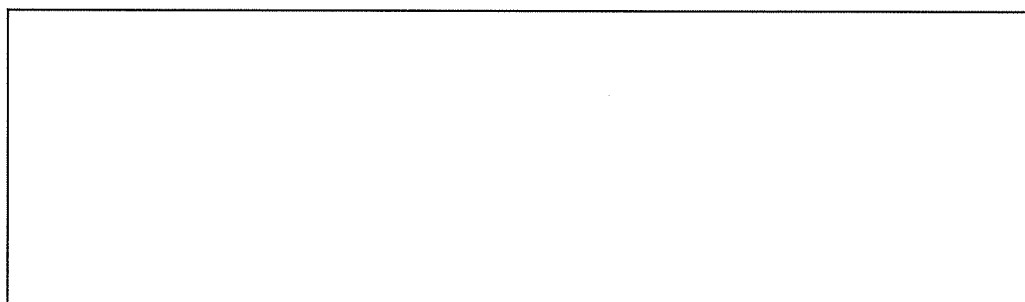
サイディングでは胴縁、柱それぞれの鉄骨が変形することでエネルギーを吸収することができる。このため、胴縁と柱のそれぞれのたわみに対する荷重と変形エネルギーを添説建 3-Ⅱ. 付 6-2 図、添説建 3-Ⅱ. 付 6-3 図に示す。柱については 2 分割されているうち、上部側のみ図示する。

なお、上部サイディングの胴縁は□本、柱は□本あるが、胴縁、柱のうち、エネルギー吸収が最大となるものと、エネルギー吸収のないものをそれぞれ 1 本と想定し、その他の胴縁、柱はエネルギー吸収の寄与が最大と最小の平均になるものとして、エネルギー吸収への寄与本数は半分になるとし、胴縁の寄与本数は□本、柱の寄与本数は□本とした。

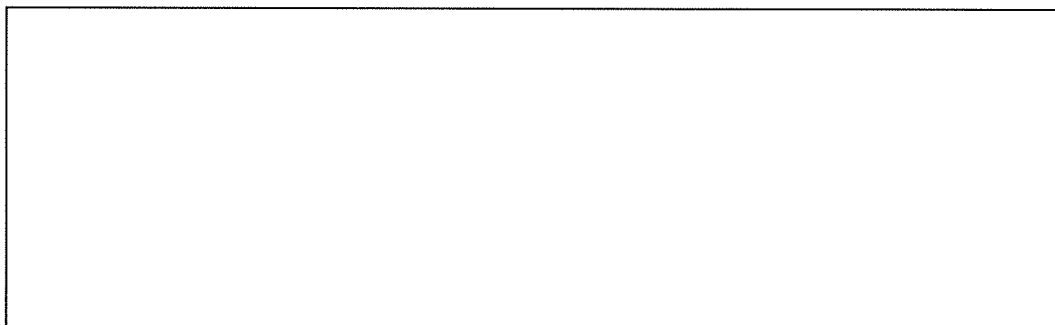
軽トラは自動車であるため、この剛性を文献¹⁾より 0.5m 程度あるものとしてこの変形によるエネルギー吸収も考慮している。

なお、プレハブは自動車に比べて十分に柔な構造であるが、プレハブの剛性は保守的に自動車と同じ手法で評価し変形量も 0.5m 程度とした。

このように評価した結果を添説建 3-Ⅱ. 付 6-3 表、添説建 3-Ⅱ. 付 6-4 表に示す。評価結果より、サイディング材（胴縁及び柱）が吸収する変形エネルギーが、想定される飛来物である軽トラ及びプレハブの運動エネルギーを上回っており、サイディングで飛来物を防護できることを確認した。



添説建 3-Ⅱ. 付 6-2 図 サイディング胴縁のたわみと荷重及び変形エネルギー



添説建 3-Ⅱ. 付 6-3 図 サイディング柱のたわみと荷重及び変形エネルギー（上部側）

添説建 3-Ⅱ. 付 6-2 表 サイディングの諸元

	記号	単位	数値
耐力	σ_y	MPa	
引張強さ	σ_u	MPa	
破断伸び	ε_u		
ヤング率	E	MPa	
塑性変形ヤング率	E_p	MPa	
サイディング胴縁	□	mm	
(角パイプ諸元)	□	mm	
	t	mm	
サイディング胴縁の断面二次モーメント	I_b	mm^4	
サイディング胴縁の断面係数	Z_b	mm^3	
サイディング胴縁の長さ	L_b	mm	
サイディング柱	H	mm	
(H鋼諸元)	B	mm	
	t1	mm	
	t2	mm	
	h2	mm	
	h1	mm	
	b2	mm	
	b1	mm	
サイディング柱の断面二次モーメント	I_c	mm^4	
サイディング柱の断面係数	Z_c	mm^3	
サイディング柱の長さ(上部)	L_c	mm	

添説建3-II.付6-3表

サイディングが吸収するエネルギーと軽トラの運動エネルギーの比較 (上部)

	記号	単位	数値
飛来物質量(軽トラ)	m	kg	
飛来物速度	v	m/s	
車体剛性	$K_v=588 \cdot m$	N/m	
飛来物変形量	δv	m	
胴縁到達歪	ε		
柱到達歪	ε		
胴縁たわみ	δb	m	
柱たわみ	δc	m	
胴縁変形エネルギー	E_{eb}	J	
柱変形エネルギー	E_{ec}	J	
胴縁寄与本数	n_b	本	
柱寄与本数	n_c	本	
飛来物変形エネルギー	E_{ev}	J	
変形エネルギー(全本数)	$E_{es}=n_b \times E_{eb}+n_c \times E_{ec}$	J	
飛来物運動エネルギー	E_k	J	
全変形エネルギー	$E_{et}=E_{ev}+E_{es}$	J	
全変形エネルギーー飛来物運動エネルギー		J	
全変形エネルギーは飛来物運動エネルギーより大きいので運動エネルギーを吸収することができる。			

添説建 3-Ⅱ. 付 6-4 表

サイディングが吸収するエネルギーとプレハブの運動エネルギーの比較 (上部)

	記号	単位	数値
飛来物質量(プレハブ)	m	kg	
飛来物速度	v	m/s	
車体剛性	$K_v=588 \cdot m$	N/m	
飛来物変形量	δv	m	
胴縁到達歪	ε		
柱到達歪	ε		
胴縁たわみ	δb	m	
柱たわみ	δc	m	
胴縁変形エネルギー	E_{eb}	J	
柱変形エネルギー	E_{ec}	J	
胴縁寄与本数	n_b	本	
柱寄与本数	n_c	本	
飛来物変形エネルギー	E_{ev}	J	
変形エネルギー(全本数)	$E_{es}=n_b \times E_{eb} + n_c \times E_{ec}$	J	
飛来物運動エネルギー	E_k	J	
全変形エネルギー	$E_{et}=E_{ev}+E_{es}$	J	
全変形エネルギー—飛来物運動エネルギー		J	
全変形エネルギーは飛来物運動エネルギーより大きいので運動エネルギーを吸収することができる。			

参考文献

- 1) 「自動車の衝突安全」2012年2月29日 名古屋大学出版会 著者 水野幸治

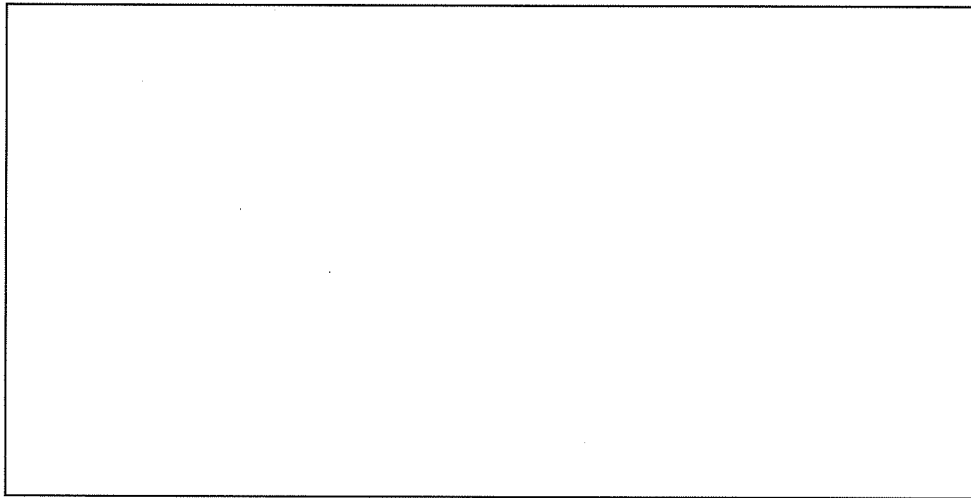
(補足)

塑性を考慮した梁（柱）の変形エネルギー評価手法

ここでは、塑性まで考慮した場合の梁が担うことのできる変形エネルギーの評価手法を示す。

1. 応力歪線図のモデル化例

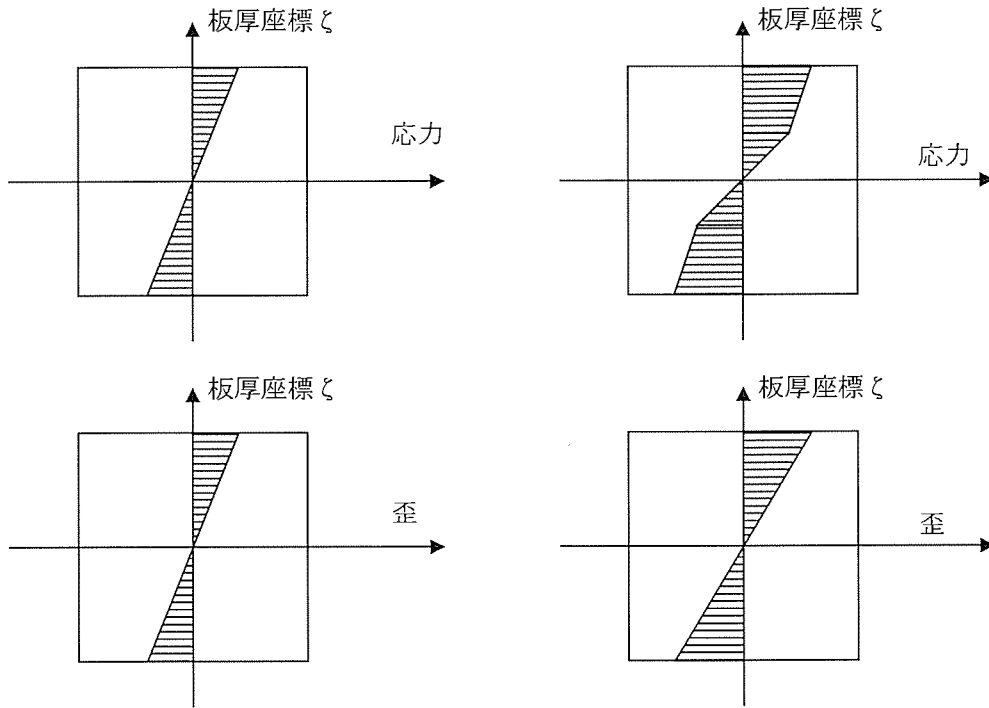
応力歪線図は概略として添説建 3-Ⅱ. 付 6-4 図に示す通りモデル化する。



添説建 3-Ⅱ. 付 6-4 図 応力歪線図のモデル化

2. 梁断面の応力分布とモーメント

梁断面が破断する直前の柱断面が担うことのできるモーメントは断面内のモーメントを積分することで求められる。



添説建 3-Ⅱ. 付 6-5 図 柱断面の応力と歪の分布

応力歪線図の模式図から応力と歪の関係式を以下の通り示す。

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ \sigma_y + E_p(\varepsilon - \varepsilon_y) & \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases} \quad (1)$$

ここで

σ : 応力

σ_y : 耐力 (□ N/mm² とする)

ε : 歪

ε_y : 弾性限界歪

E : ヤング率 (□ N/mm² とする)

E_p : 弾性限界を超えた歪における応力-歪線図の傾き (以後、塑性ヤング率という)

$$E_p = \frac{\sigma_u - \sigma_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (2)$$

σ_u : 引張強さ (□ N/mm² とする)

ε_u : 破断伸び (□% とする)

柱の断面の板厚方向 (曲げ方向) の座標を ζ とする。

断面内の歪の分布は線形であるとして、

$$\varepsilon = \alpha \zeta \quad (3)$$

ここで板厚を h とすると、

$$\alpha = \frac{2\varepsilon_m}{h} \quad (4)$$

ε_m : 断面内最大歪

とする。

また、断面の ζ 座標上で応力が耐力に到達するときの値を

$$\zeta_y = \frac{\varepsilon_y}{\alpha} \quad (5)$$

とする。

断面内のモーメントを計算する。

計算は矩形断面を前提に評価するので、板幅を b とすると、任意の形状の断面に対し、断面二次モーメント I が与えられているとして、

$$b = \frac{12I}{h^3} \quad (6)$$

である。

断面内モーメントは

$$\begin{aligned} M &= 2b \int_0^{h/2} \sigma(\zeta) \cdot \zeta \cdot d\zeta \\ &= 2b \left[\int_0^{\zeta_y} \alpha E \cdot \zeta^2 \cdot d\zeta + \int_{\zeta_y}^{h/2} \{ \sigma_y + E_p \alpha (\zeta - \zeta_y) \} \zeta \cdot d\zeta \right] \\ &= 2b \left\{ \left[\frac{\alpha E \cdot \zeta^3}{3} \right]_0^{\zeta_y} + \left[\frac{\sigma_y \zeta^2}{2} \right]_{\zeta_y}^{h/2} + \left[\frac{\alpha E_p \zeta^3}{3} \right]_{\zeta_y}^{h/2} - \left[\frac{\alpha E_p \zeta_y \zeta^2}{2} \right]_{\zeta_y}^{h/2} \right\} \\ &= b \left\{ \frac{2\alpha E \cdot \zeta_y^3}{3} + \frac{\sigma_y h^2}{4} - \sigma_y \zeta_y^2 + \frac{\alpha E_p h^3}{12} - \frac{2\alpha E_p \zeta_y^3}{3} - \frac{\alpha E_p \zeta_y h^2}{4} + \alpha E_p \zeta_y^3 \right\} \quad (7) \end{aligned}$$

3. モーメントからたわみ、荷重、変形エネルギーの計算手順

梁に作用するたわみの分布は弾性るときと同様線形であるとする。

梁に作用するモーメントと荷重の関係は

$$M = \frac{FL}{\beta} \quad (\text{両端支持の場合、梁の中央に荷重が作用するとして } \beta = 4) \quad (8)$$

となる。

ここで

L : 梁の長さ

F : 梁の荷重 (両端支持の場合は梁の中央に作用する)

たわみは

$$\delta = \frac{FL^3}{\gamma EI} \quad (\text{両端支持の場合 梁中央の荷重に対して } \gamma = 48) \quad (9)$$

となる。

以上を用いて計算の手順を以下に示す。

- ① 梁に作用するたわみ δ を仮定する
- ② たわみから仮想荷重 F_i を求める (以下、"仮想" とは塑性を無視して線形として評価したものを意味する)

$$F_i = \frac{\delta \gamma EI}{L^3} \quad (10)$$

- ③ 仮想荷重から仮想モーメント M_i を求める

$$M_i = \frac{F_i L}{\beta} \quad (11)$$

- ④ 仮想モーメントから仮想応力 σ_i を求める。

$$\sigma_i = \frac{M_i}{Z} \quad (12)$$

ここで Z は断面係数

- ⑤ 仮想応力から断面内最大歪 ε_m を求める。

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_i}{E} \quad (13)$$

- ⑥ 表面最大歪から断面内歪傾き α を求める

$$\alpha = \frac{2\varepsilon_m}{h}$$

- ⑦ この α を用いて(10)式に代入し、実際に作用するモーメント M を求める。

- ⑧ モーメント M から実際に作用する荷重 F を求める。

$$F = \frac{\beta M}{L}$$

- ⑨ たわみ δ_u に到達するまでの変形エネルギー E_e を計算する。

$$E_e = \int_0^{\delta_u} F \cdot \delta \cdot d\delta \quad (14)$$

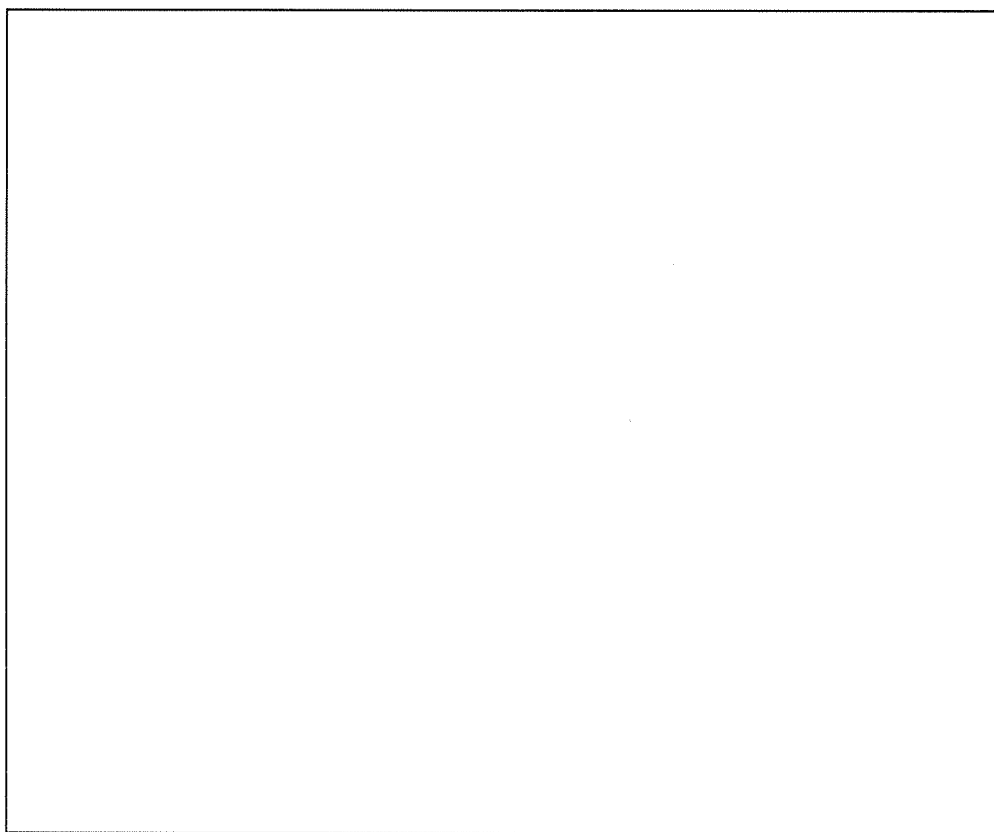
この計算手法により、任意の歪に対してたわみ、荷重の関係が計算できる。また、変形エネルギーについては、たわみを少しずつ変化させ、数値積分 (台形公式) することにより求める。

転換工場（東側） 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

転換工場 東側の換気用外気導入口に設置する外気導入カバーは、添説建 3-Ⅱ. 付 7-1 図に示す構造となっており、竜巻に対する強度検討を行う。既存構造の内、バックアップ材を除くカバー部 本体について検討する。

なお、既存構造では、竜巻荷重はバックアップ材により建物構造に伝達されるが、竜巻対策補強構造では、カバー部を支持する 6 本の柱下端（△印）にて建物構造から支持されているものとして強度検討を行う。



添説建 3-Ⅱ. 付 7-1 図 外気導入カバー図

(1) 荷重条件

竜巻荷重

F1 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172

F3 竜巻荷重 w_3 (N/m²) : 4130

(2) 評価モデル

1) 受圧板 mm ($f_y =$ N/mm²)

4 辺固定板モデル

2) 小梁 A ($f_y =$ N/mm²)

両端固定の梁モデル

3) 小梁 B ($f_y =$ N/mm²)

両端ピンの単純梁モデル

(3) 評価結果要約

受圧板と小梁の竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-Ⅱ. 付 7-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 7-1 表 竜巻荷重に対する各構造部位の検定比表

構造部位	F1 竜巻	F3 竜巻
受圧板		
小梁		

加工棟の外気導入カバーは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げモーメント内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

単位面積当りの許容荷重(検定比 1.0 相当の竜巻荷重)は、検定比の最も厳しい値から算定し、次の値となる。

- ・ F1 竜巻荷重での短期許容荷重 : (Pa) (= 1172 /)
- ・ F3 竜巻荷重での終局耐力荷重 : (Pa) (= 4130 /)

以下に各構造部位の強度検討結果の詳細を示す。

2. 受圧板の検討

4 辺固定板とする。

交差板理論により、板の最大モーメントを算出する。(RC 基準 (10.1) 式を引用)

- ・ 短辺長 l_x (mm) :
- ・ 長辺長 l_y (mm) :
- ・ 辺長比パラメータ $R = l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) =$
- ・ 単位面積当りの全荷重 w
- ・ 短辺方向の分担荷重 $w_x = R \times w$
- ・ 受圧板の単位幅 b (mm) :
- ・ 受圧板の板厚 t (mm) :

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重
 w_1 (N/m²) : 1172 w_{x1} (N/m²) : $\times w_1 =$
- ・ 単位幅 b 当りの短辺方向両端最大曲げモーメント
 $M_1 = 1 / 12 \times w_{x1} \times l_x^2 / b =$ N·m/m
- ・ 単位幅 b 当り板の断面係数
 Z (mm³/m) : $1 / 6 \times b \times t^2 / b =$
- ・ 単位幅当り板の短期許容曲げモーメント
 $M_a = f_y \times Z =$ N·m/m
- ・ 板の両端最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_1
 $K_1 = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK
 受圧板は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

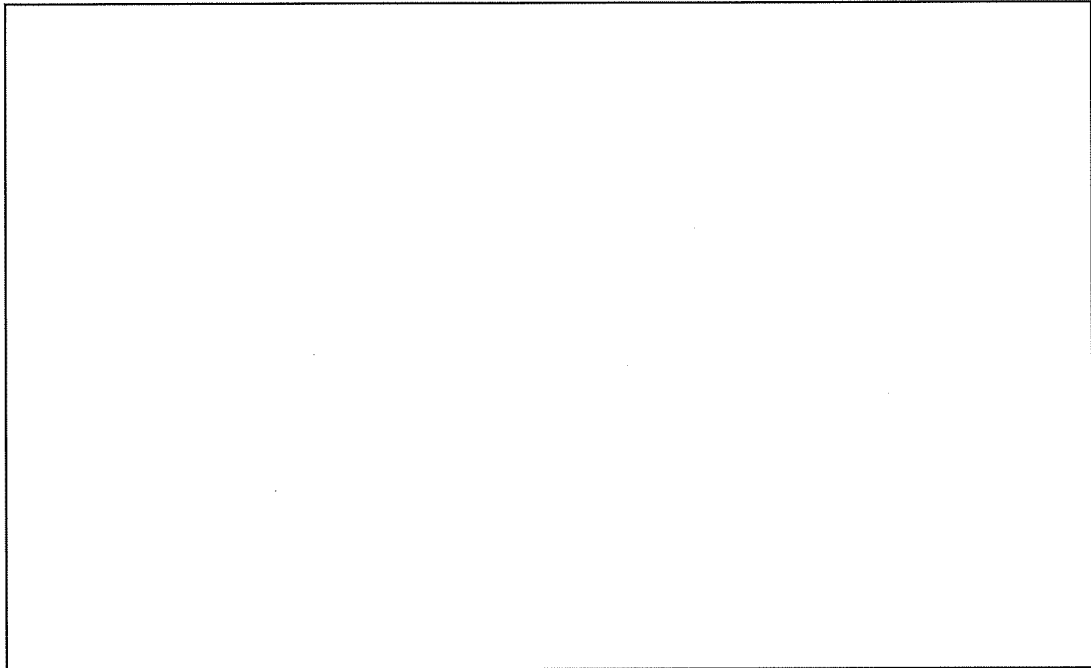
F3 竜巻

- ・ 竜巻荷重
 w_3 (N/m²) : 4130 w_{x3} (N/m²) : $\times w_3 =$
- ・ 終局時の単位幅 b 当り板の最大曲げモーメント
 $M_3 = 1 / 8 \times w_{x3} \times l_x^2 / b =$ N·m/m
- ・ 単位幅 b 当り板の塑性断面係数
 Z_p (mm³/m) : $1 / 4 \times b \times t^2 / b =$
- ・ 単位幅当りの終局曲げ耐力 (全塑性モーメント)
 端部及び中央部が塑性化するとしたときの板の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。
 $M_{ue} = f_y \times Z_p =$ N·m/m
 $M_{uc} = f_y \times Z_p =$ N·m/m
 $M_u = M_{ue} + M_{uc} =$ N·m/m
- ・ 板の最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_3
 $K_3 = M_3 / M_u =$ < 1.0 OK
 受圧板は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力内である。

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

小梁による門型ラーメン構造を両端固定の梁モデルとして検討する。小梁 A が負担する荷重範囲を添説建 3-Ⅱ. 付 7-2 図に示す。



添説建 3-Ⅱ. 付 7-2 図 小梁の荷重負担範囲と発生モーメント分布図

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重

小梁 1 本当り負担幅 b_1 (mm) :

w_1 (N/m²) : 1172

- ・ 小梁の単位長さ当りの荷重

・ $W_{x1} = w_1 \times b_1 =$ N/m

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

・ $M_1 = 1 / 12 \times W_{x1} \times L_x^2$
= N·m

- ・ 小梁の断面係数

Z (cm³) :

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

$M_a = f_y \times Z =$ N·m

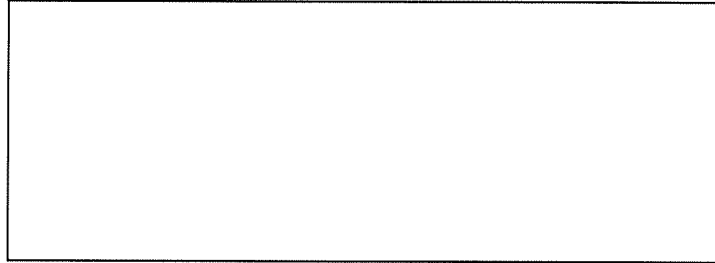
- ・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{A1}

$K_{A1} = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

以上により、小梁 A は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁の応力が終局耐力以内であることを確認する。小梁の両端固定部と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。



添説建 3-Ⅱ. 付 7-3 図 小梁の検討モデル図

・ 竜巻荷重

小梁 1 本当り負担幅 b_1 (mm) :

w_3 (N/m²) :

小梁の単位長さ当りの荷重

w_x (N/m) : $w_3 \times b_1 =$

小梁の全長 L_x (m) :

・ 小梁の最大曲げモーメント

$M_3 =$
 $=$

・ 小梁の終局時断面性能

フランジ幅 h (mm) :

板厚 t (mm) :

断面積 A (mm²) :

塑性断面係数

Z_p (mm³) :

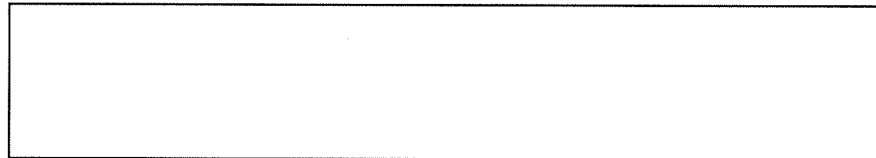
・ 小梁の終局曲げ耐力 (= 全塑性モーメント M_u)

添説建 3-Ⅱ. 付 7-4 図に示す様に小梁の端部及び中央部が塑性化するとしたときの小梁の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$M_{ue} = f_y \times Z_p =$

$M_{uc} = f_y \times Z_p =$

$M_u = M_{ue} + M_{uc} =$



添説建 3-Ⅱ. 付 7-4 図 終局曲げ耐力のモーメント M_u 図

・ 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{A3}

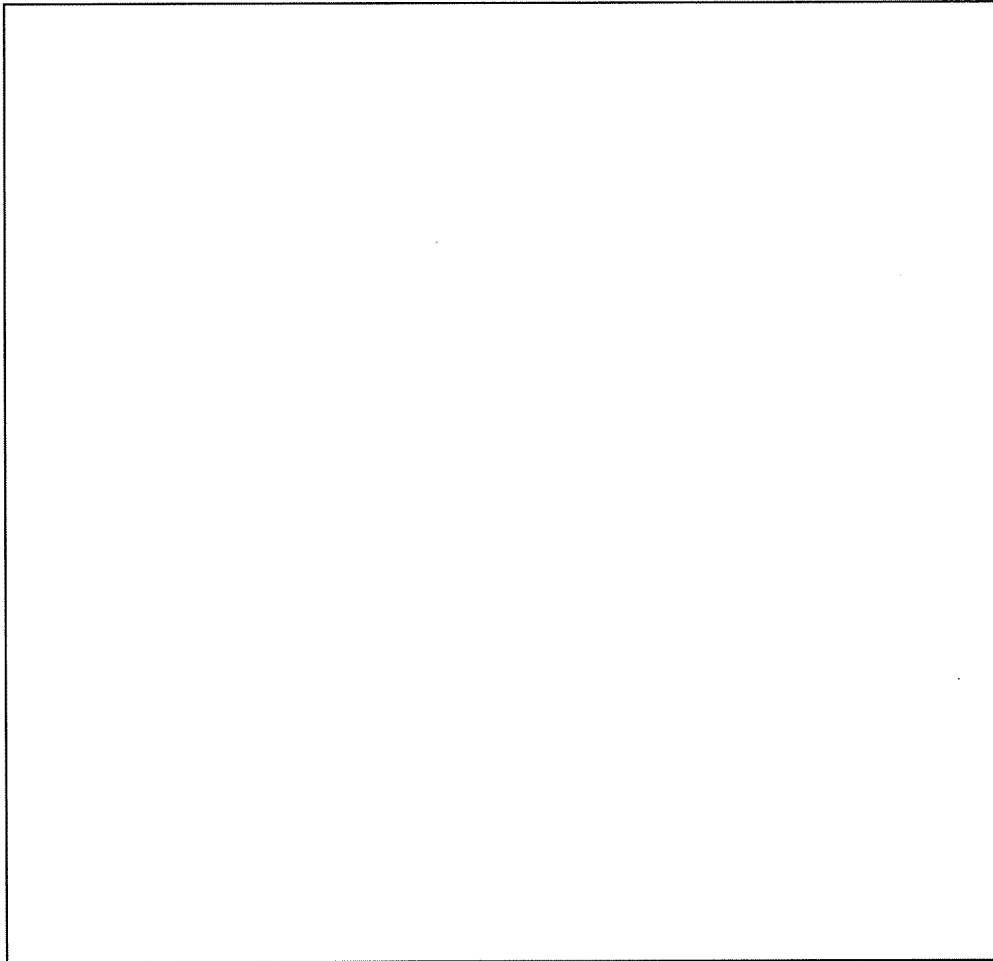
$K_{A3} = M_3 / M_u =$ OK

以上により、小梁 A は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(2) 小梁 B の検討

保守的に考えて上下にある小梁 B が、荷重に対して重ね梁として抵抗するものとし、小梁 1 本について検討を行う。

下部端辺の小梁に作用する荷重は、中央部の幅 mm 範囲とし、添説建 3-Ⅱ. 付 7-5 図に示す。



添説建 3-Ⅱ. 付 7-5 図 下部端辺小梁の荷重負担範囲と曲げモーメント図

F1 竜巻

- ・ 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- ・ 竜巻荷重分担範囲の荷重がアングル小梁から伝達される集中荷重 P_{o1}

$$P_{o1} (\text{N}) : b_1 \times L_1 \times w_1 = \boxed{} \times 1172 = \boxed{}$$

- ・ 小梁 (1 本) の最大曲げモーメント

$$M_{o1} = P_{o1} / 2 \times L_2 / 8 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \boxed{}$$

- ・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{B1}

$$K_{B1} = M_{o1} / M_a = \boxed{} < 1.0 \text{ OK}$$

以上により、小梁 B は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

- ・ 竜巻荷重

$$w_3 (\text{N/m}^2) : \boxed{}$$

- ・ 竜巻荷重分担範囲の荷重がアングル小梁から伝達される集中荷重 P_{o3}

$$P_{o3} (\text{N}) : b_1 \times L_1 \times w_3 = \boxed{}$$

- ・ 小梁 (1 本) の最大曲げモーメント

$$M_{o3} = P_{o3} / 2 \times L_2 / 8 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁の終局曲げ耐力 (= 全塑性モーメント)

$$M_u = f_y \times Z_p = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{B3}

$$K_{B3} = M_{o3} / M_u = \boxed{} \text{ OK}$$

以上により、下部端辺部の小梁は、F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(3) 小梁の検定比

F1 竜巻荷重に対する小梁 A, B の最大検定比 K_1

$$\text{F1 竜巻荷重 } K_1 = \max(K_{A1}, K_{B1}) = \boxed{}$$

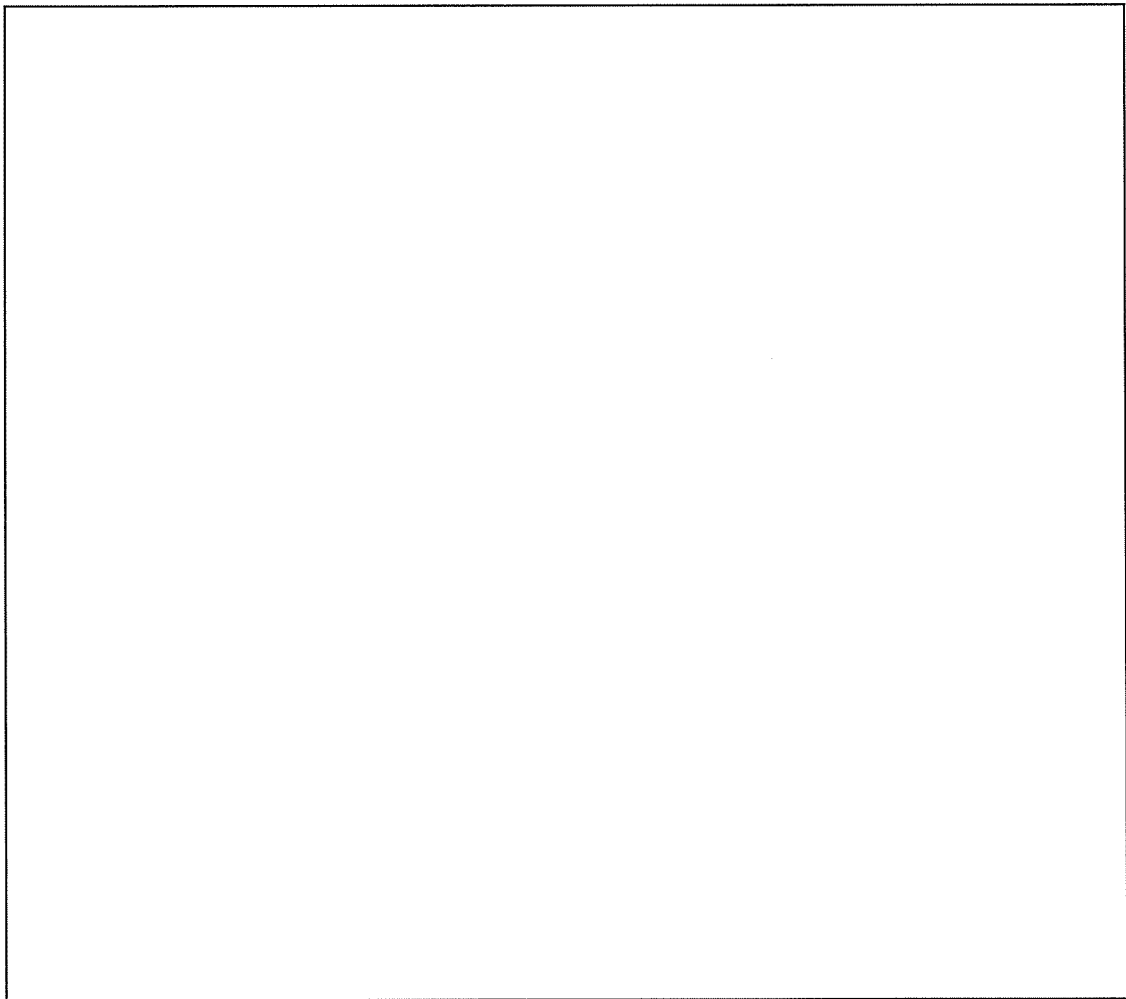
F3 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_3

$$\text{F3 竜巻荷重 } K_3 = \max(K_{A3}, K_{B3}) = \boxed{}$$

転換工場（西側） 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

転換工場 西側の換気用外気導入口に設置する外気導入カバーは、添説建 3—Ⅱ. 付 8—1 図に示す構造となっており、竜巻に対する強度検討を行う。なお、外気導入カバーのフレームは既設階段構造と一体化した強固なものであるため、竜巻荷重を直接受ける受圧板パネル部（受圧版、小梁 A、小梁 D）について検討を行う。



添説建 3—Ⅱ. 付 8—1 図 外気導入カバー図

(1) 荷重条件

竜巻荷重

F1 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172

F3 竜巻荷重 w_3 (N/m²) : 4130

(2) 評価モデル

1) 受圧板 (f_y = N/mm²)

4 辺固定板モデル

2) 小梁 A (山形鋼) (f_y = N/mm²)

片端ピン片端固定の梁モデル

3) 小梁 D (溝形鋼) (f_y = N/mm²)

両端固定の梁モデル

(3) 評価結果要約

受圧板と小梁の竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-Ⅱ. 付 8-1 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 8-1 表 竜巻荷重に対する各構造部位の検定比表

構造部位	F1 竜巻	F3 竜巻
受圧板		
小梁		

転換工場の外気導入カバーは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げモーメント内、F3 竜巻荷重に対して終局曲げ耐力内であることを確認した。

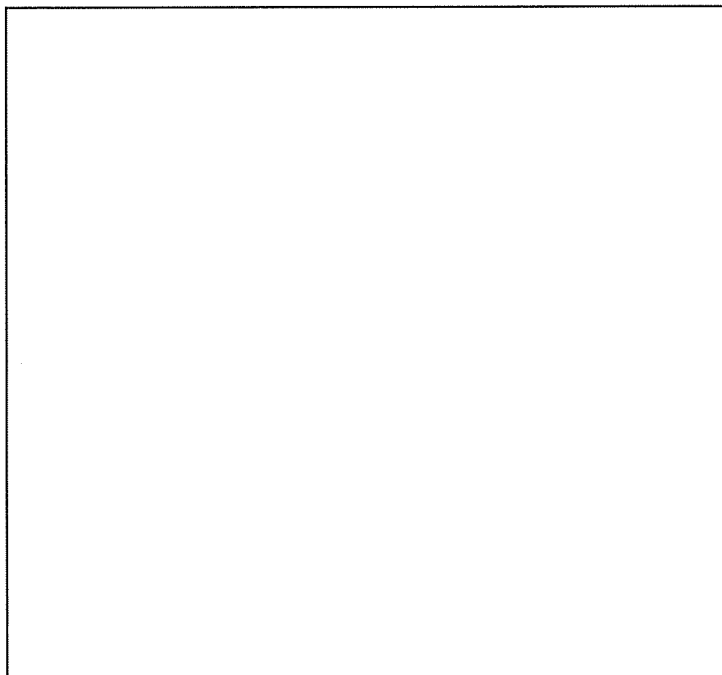
単位面積当りの許容荷重(検定比 1.0 相当の竜巻荷重)は、検定比の最も厳しい値から算定し、次の値となる。

- ・ F1 竜巻荷重での短期許容荷重 : (Pa) (= 1172 /)
- ・ F3 竜巻荷重での終局耐力荷重 : (Pa) (= 4130 /)

以下に各構造部位の強度検討結果の詳細を示す。

2. 受圧板の検討

最も受圧面積の大きい受圧板を代表として下図について検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-2 図 受圧板パネルの検討モデル図

周辺の支持条件は 4 辺固定板とする。

交差板理論により、最も大きい板の最大モーメントを算出する。(RC 基準 (10.1) 式を引用)

- ・ 短辺長 L_x (mm) :
- ・ 長辺長 L_y (mm) :
- ・ 辺長比パラメータ $R = L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4) =$
- ・ 単位面積当りの全荷重 w
- ・ 短辺方向の分担荷重 $w_x = R \times w$
- ・ 受圧板の単位幅 b (mm) :
- ・ 受圧板の板厚 t (mm) :

F1 竜巻

- 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : \boxed{}$$

$$w_{x1} (\text{N/m}^2) : \boxed{} \times w_1 = \boxed{}$$

- 単位幅 b 当りの短辺方向両端最大曲げモーメント

$$M_1 = 1 / 12 \times w_{x1} \times L_x^2 / b = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m/m}$$

- 単位幅 b 当り板の断面係数

$$Z (\text{mm}^3/\text{m}) : 1 / 6 \times b \times t^2 / b = \boxed{}$$

- 単位幅当り板の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m/m}$$

- 板の両端最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_1

$$K_1 = M_1 / M_a = \boxed{} < 1.0 \text{ OK}$$

受圧板は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

- 竜巻荷重

$$w_3 (\text{N/m}^2) : 4130$$

$$w_{x3} (\text{N/m}^2) : \boxed{} \times w_3 = \boxed{} \times 4130 = \boxed{}$$

- 終局時の単位幅 b 当り板の最大曲げモーメント

$$M_3 = 1 / 8 \times w_{x3} \times L_x^2 / b = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m/m}$$

- 単位幅 b 当り板の塑性断面係数

$$Z_p (\text{mm}^3/\text{m}) : 1 / 4 \times b \times t^2 / b = \boxed{}$$

- 単位幅当りの終局曲げ耐力 (全塑性モーメント M_u)

端部及び中央部が塑性化するとしたときの板の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$$M_{ue} = f_y \times Z_p = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{uc} = f_y \times Z_p = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m/m}$$

$$M_u = M_{ue} + M_{uc} = \boxed{}$$

- 板の最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_3

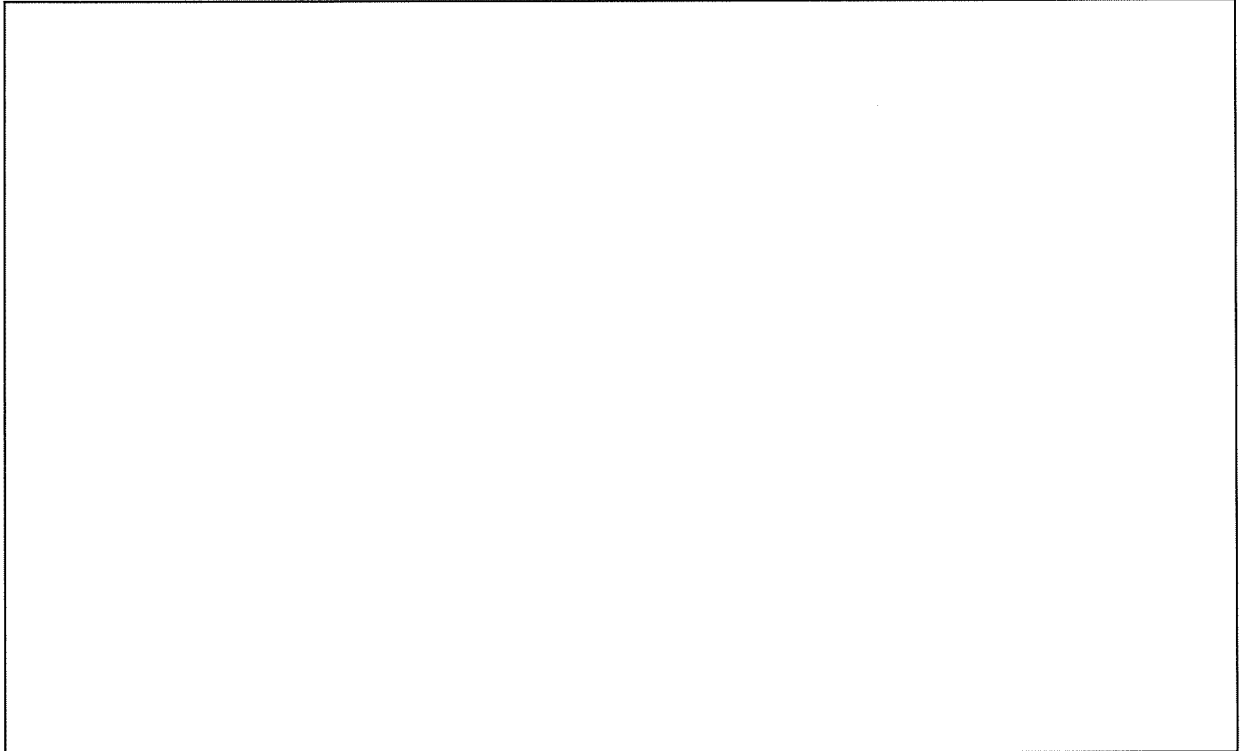
$$K_3 = M_3 / M_u = \boxed{} < 1.0 \text{ OK}$$

受圧板は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力内である。

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

受圧板が受けた荷重を伝達する小梁について検討する。検討対象の小梁 A の位置を添説建 3-Ⅱ. 付 8-3 図に示す。小梁 A は、片端ピン片端固定の梁モデルとして検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-3 図 小梁の荷重負担範囲と曲げモーメント図

F1 竜巻

小梁 A に等分布荷重が作用するものとする。

- ・ 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- ・ 小梁 A の 1 本当り負担幅 b_1 (mm) :

$$\text{小梁 A の単位長さ当りの荷重 } w_{y1} = w_1 \times b_1 = \text{} \text{ N/m}$$

- ・ F1 竜巻荷重時の小梁端部最大曲げモーメント

$$M_{A1} = 1 / 8 \times w_{y1} \times L_1^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁 A の断面係数

$$Z (\text{cm}^3) : \text{}$$

- ・ 小梁 A の短期許容曲げモーメント

$$M_a = f_y \times Z = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- ・ 小梁 A の最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{A1}

$$K_{A1} = M_{A1} / M_a = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$

以上により、小梁 A は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁 A の応力が終局耐力以内であることを確認するため、小梁 A の片側固定端と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。

- 竜巻荷重

$$w_3 \text{ (N/m}^2\text{)} : 4130$$

- 小梁 A の負担幅 b_1 (mm) :

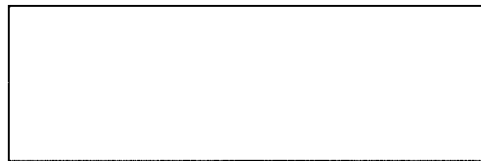
- 小梁 A の単位長さ当りの荷重 w_{y3} (N/m) : $w_3 \times b_1 =$

- 小梁 A の全長 L_1 (m) :

- 添説建 3-Ⅱ. 付 8-4 図に示す小梁 A の終局時最大曲げモーメント

$$M_{A3} = \text{$$

$$= \text{ N}\cdot\text{m}$$



添説建 3-Ⅱ. 付 8-4 図 小梁の検討モデル図

- 小梁 A の終局時断面性能

$$\text{フランジ幅 } h \text{ (mm)} : \text{$$

$$\text{板厚 } t \text{ (mm)} : \text{$$

$$\text{断面積 } A \text{ (mm}^2\text{)} : h \times t + (h - t) \times t = \text{$$

小梁 A の塑性断面係数

$$Z_p = A / 2 \times (h / 2 - t / 2) = \text{ mm}^3$$

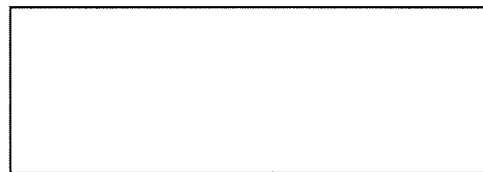
- 小梁 A の終局曲げ耐力 (全塑性モーメント M_u)

添説建 3-Ⅱ. 付 8-5 図に示す様に小梁 A の端部及び中央部が塑性化するときの小梁 A の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$$M_{ue} = (f_y \times 1.1) \times Z_p = \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_{uc} = (f_y \times 1.1) \times Z_p = \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_u = M_{ue} + M_{uc} = \text{ N}\cdot\text{m}$$



添説建 3-Ⅱ. 付 8-5 図 終局曲げ耐力のモーメント M_u 図

- 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{A3}

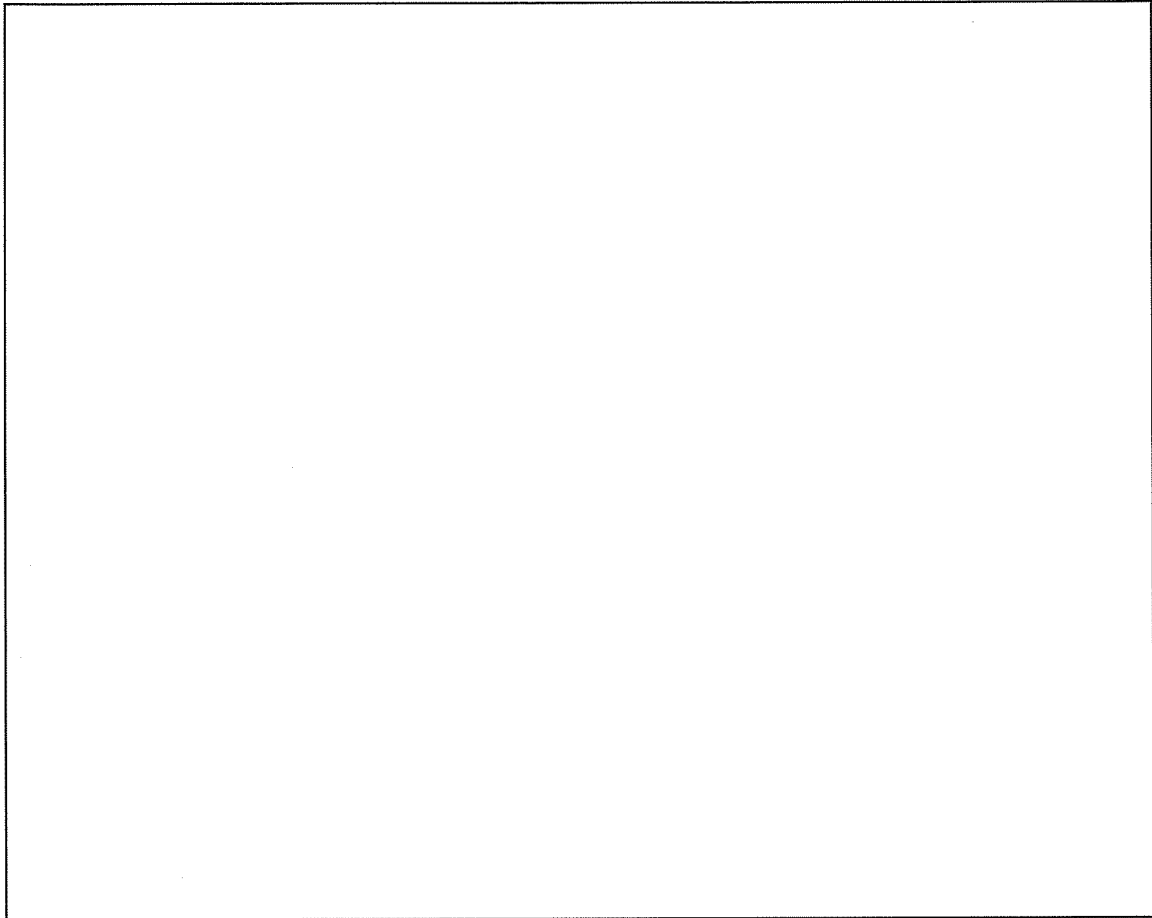
$$K_{A3} = M_{A3} / M_u = \text{ OK}$$

以上により、小梁 A は F3 竜巻荷重に対して、終局曲げ耐力以下であることを確認した。

(2) 小梁 D の検討

検討対象の小梁 D の位置を添説建 3-Ⅱ. 付 8-6 図に示す。

小梁 D は、両端固定の梁モデルとして検討する。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-6 図 小梁 D の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

小梁 A、B、C が負担した荷重が支点反力 R_A 、 R_B 、 R_C として検討対象の小梁 D に伝達されるものとする。

- ・ 竜巻荷重 w_1 (N/m^2) : 1172
- ・ 小梁 D への作用荷重 R
 - R (N) : 小梁負担した荷重による支点反力
 - b (mm) : 荷重負担幅
 - L_y (mm) : 荷重を負担する小梁の長さ
 - $R = (b \times L_y / 2) \times w_1$
- ・ 小梁 D の最大曲げモーメント
添説建 3-Ⅱ. 付 8-7 図に示す梁モデルにて検討する

F3 竜巻

F3 竜巻荷重に対して、小梁 D の応力が終局耐力以内であることを確認するため、小梁 D の両端固定部と中央部が塑性化することを想定した最大耐力にて評価する。

- ・ 竜巻荷重

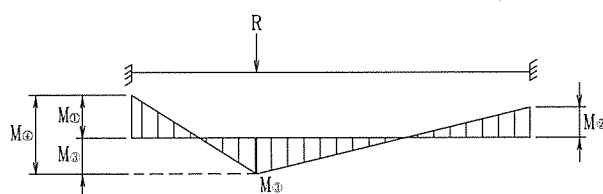
$$w_3 (\text{N/m}^2) : 4130$$

- ・ F1 竜巻荷重に対する F3 竜巻荷重倍率 γ

$$\gamma = w_3 / w_1 = 4130 / 1172 = 3.53$$

- ・ 終局時の小梁 D に作用する最大曲げモーメント

添説建 3-Ⅱ. 付 8-8 図に示す小梁 D に作用する最大曲げモーメント (M_{D3}) は、各支点反力 R_A 、 R_B 、 R_C による正曲げモーメントと負曲げモーメントの各最大値を加算した値とする。



$$M_4 = \max(M_1, M_2) + M_3$$

$$M_{D3} = M_4 \times \gamma$$

添説建 3-Ⅱ. 付 8-8 図 最大曲げモーメント

その結果を添説建 3-Ⅱ. 付 8-3 表に示す。

添説建 3-Ⅱ. 付 8-3 表 F3 竜巻荷重に対する小梁 D の曲げモーメント値

	W_3 (N/m^2)	M_1 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	M_4 ($\text{N}\cdot\text{m}$)	γ (-)	$M_4 \times \gamma$ ($\text{N}\cdot\text{m}$)
小梁 A							
小梁 B							
小梁 C							
合計 (重ね合せ曲げモーメント)							

F3 竜巻荷重時に小梁 D に作用する最大曲げモーメント M_{D3}

$$M_{D3} = 10422.8 \text{ N}\cdot\text{m}$$

- 小梁 D の塑性断面係数

$$Z_p (\text{cm}^3) : \boxed{}$$

小梁 D の端部及び中央部が塑性化するとしたときの小梁 D の終局曲げ耐力は、以下の通りとなる。

$$M_{ue} = (f_y \times 1.1) \times Z_p = \boxed{} \\ = \boxed{}$$

$$M_{uc} = (f_y \times 1.1) \times Z_p = \boxed{} \\ = \boxed{}$$

$$M_u = M_{ue} + M_{uc} = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

- 最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 K_{D3}

$$K_{D3} = M_{D3} / M_u = 10422.8 / 11958.2 = 0.88 < 1.0 \text{ OK}$$

(3) 小梁の検定比

F1 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_1

$$K_1 = \max(K_{A1}, K_{D1}) = \boxed{}$$

F3 竜巻荷重に対する小梁 A, D の最大検定比 K_3

$$K_3 = \max(K_{A3}, K_{D3}) = \boxed{}$$

Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の竜巻防護設計計算書

1. 成型工場及び放射線管理棟の位置・構造

1.1. 建設位置

成型工場及び放射線管理棟の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から約70m以上離れている。

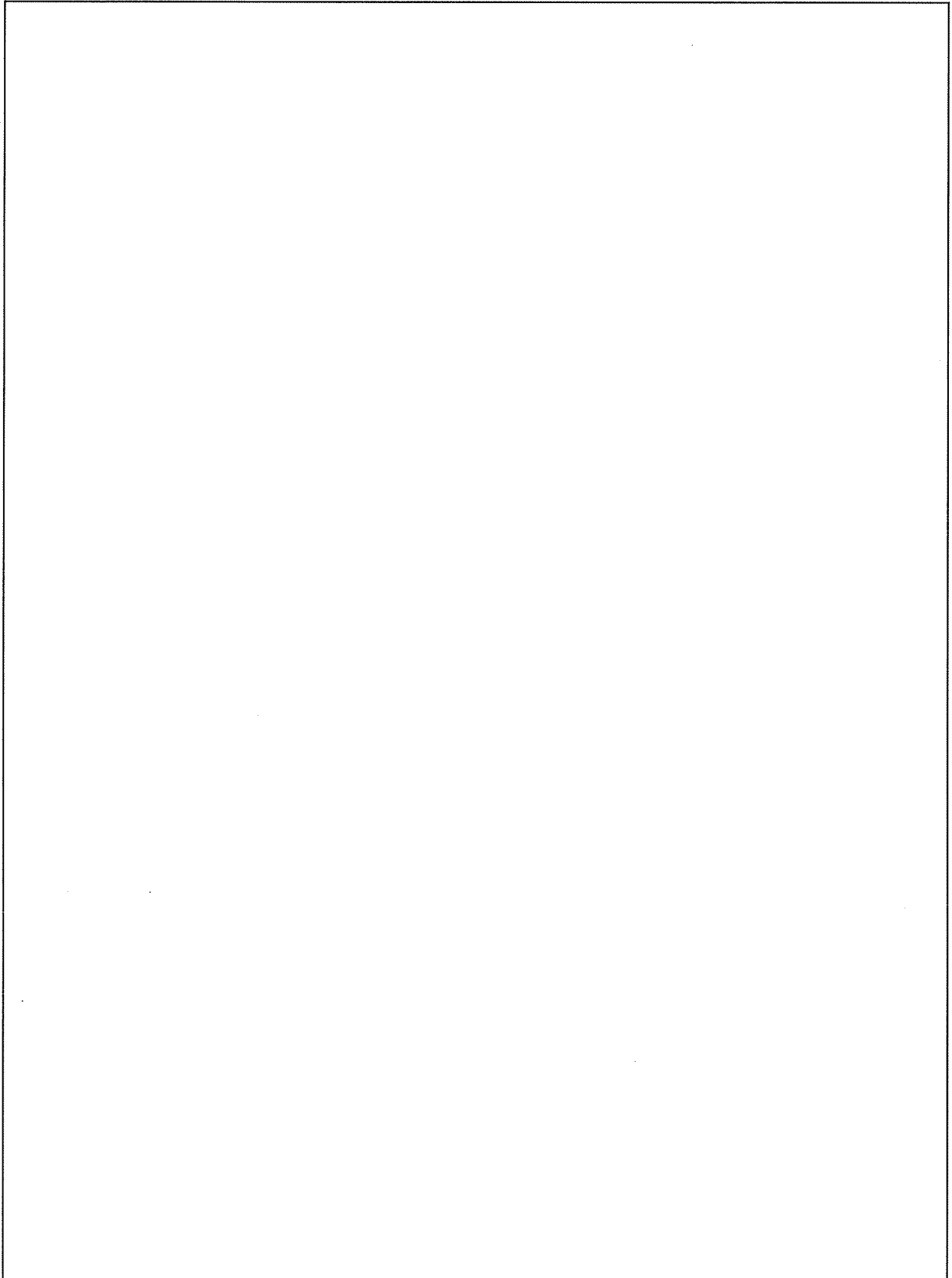
1.2. 構造概要

成型工場と放射線管理棟は、連続した一つの構造体を構成されている。

成型工場は、1,2階の中央に大きな吹抜けを有する地上3階建てのRC造及び一部S造の建物であり、平面形状は約□m×□m、高さ□mの整形な建物である。開口部としては、鉄扉、排気塔ガラリ、外気取入れガラリを設置している。

放射線管理棟は、平屋建てのRC造で、一部（廃棄物一時貯蔵所）はサイディング壁補強されたS造からなっている。平面形状は約□m×□m、高さ□mの整形な建物である。開口部としては、鉄扉、換気用ガラリを設置している。屋根伏図及び断面図を添説建3-Ⅲ.1.2-1図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅲ. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-Ⅲ. 1. 2-1 図 構造概要

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケールF1の最大風速の49m/sとし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3の最大風速(92m/s)で、同様の評価を実施する。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建3-III.1.3-1図に示す。

1.4.補強内容

成型工場及び放射線管理棟における竜巻に対する補強部位を添説建3-III.1.4-1表に示す。

添説建3-III.1.4-1表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局部評価	屋根 ※1	○	— 注1
	床(3階フィルタ室(1))	—	—
	壁 ※2	○	○
	鉄扉 ※3	○	○
	外気導入カバー	—	—
飛来物防護 ※4		— 注2	○ 注1

○：補強あり —：補強なし

※1：既設屋根の折板を高強度折板に交換及び追設で補強

※2：既設壁をサイディングに交換で補強（廃棄物一時貯蔵所）

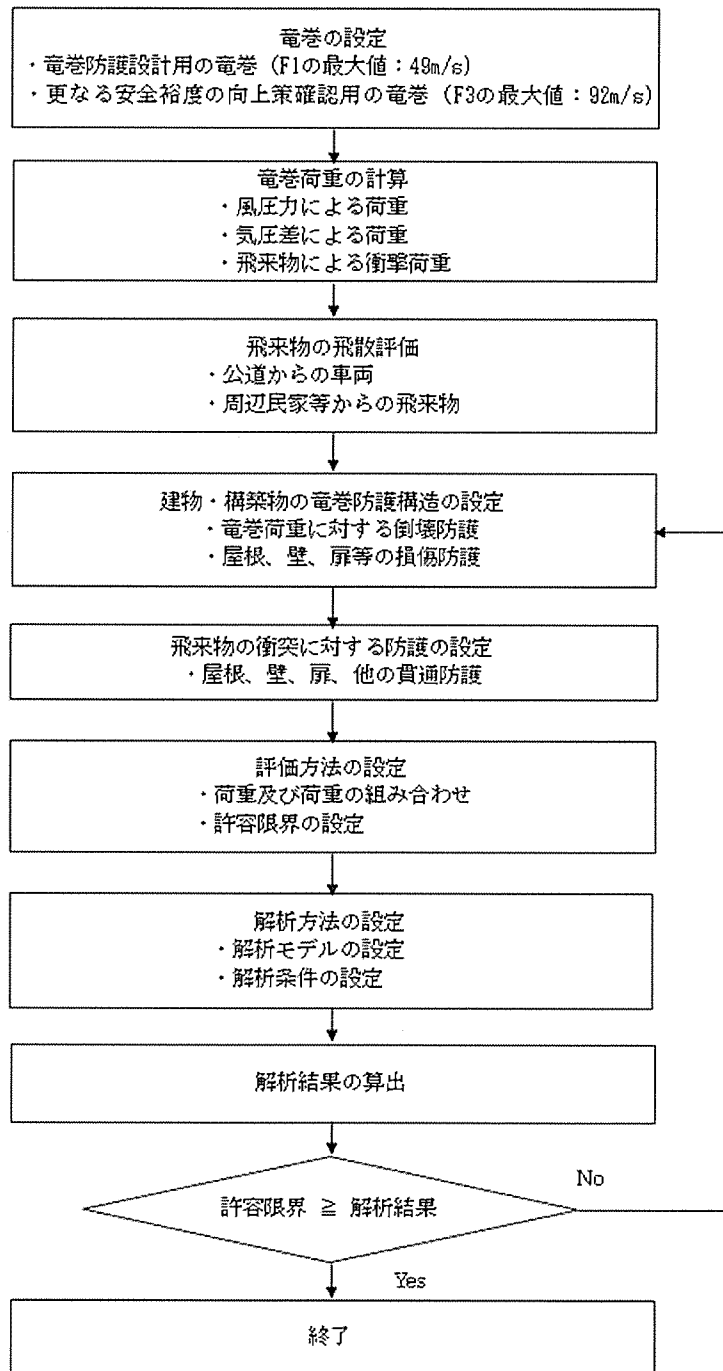
※3：既設鉄扉を補強または新しい鉄扉に交換することで補強

※4：飛散防止用防護ネットの設置（次回以降申請）

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。

注1)屋根はF3竜巻に耐えることができないため、屋根下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内(図ハ建-3に示すフィルタ室及びダクトスペース)の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注2)F1竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物はないことからF1竜巻での飛来物防護のための補強は無い。



添説建 3-III.1.3-1 図 建物・構築物の竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、成型工場及び放射線管理棟が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49m/s、F3 竜巻最大風速 = 92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-III. 2.1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-III. 2.1-1 表 壁の風力係数 C_w （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉については w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-III. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である -0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-III. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である -1.2 を用いて評価する。

添説建 3-III. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-III.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から成型工場及び放射線管理棟までは70m以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-III.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m^2/kg)	最大水平 速度 (m/s)	最大鉛直 速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散 距離 (m)	最大飛散 高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。成型工場（放射線管理棟含む）の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-Ⅲ. 4.1-1 表に示す。保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-Ⅲ. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-Ⅲ付録 2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・外気導入カバーの局部評価

屋根（RC部）・屋根（折板部）・壁・鉄扉・外気導入カバーの短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-Ⅲ.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅲ.4.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根（RC部）				○
屋根（折板部）				○
壁（RC部）				○
壁（サイディング）				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-Ⅲ付録5 参照

（屋根のF1竜巻荷重は、屋根スラブ固定荷重（5730 N/m²）以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略）

*2：添付説明書一建3-Ⅲ付録4 参照

*3：添付説明書一建3-Ⅲ付録5 参照（屋根固定荷重を考慮した値）

*4：添付説明書一建3-Ⅲ付録5 参照

*5：添付説明書一建3-Ⅲ付録9 参照

*6：添付説明書一建3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

注）表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF1竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF1竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されているF1竜巻荷重を検定比で割り戻す（短期許容荷重=F1竜巻荷重/検定比）ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1 .建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。成型工場（放射線管理棟含む）の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅲ. 工場棟 成型工場（放射線管理棟含む）の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅲ.5.1-1表に示す。保有水平耐力はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅲ.5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3 竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-Ⅲ付録3

5.2.屋根・床・壁・鉄扉の局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。

屋根 (RC 部)・床 (3 階)・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-III.5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

添説建 3-III.5.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
床 (3 階フィルタ室 (1))				○
壁 (RC 部)				○
壁 (サイディング)				○
外気導入カバー				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-III 付録 5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建 3-III 付録 4 参照

*3：添付説明書一建 3-III 付録 5 参照

*4：添付説明書一建 3-III 付録 9 参照

*5：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F3 竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F3 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されている F3 竜巻荷重を検定比で割り戻す (終局耐力荷重=F3 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5.3.飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-III.5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、放射線管理棟まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 70m 以上のもので乗用車（ワゴン）、軽自動車（1、2）、軽トラック、4t トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象に RC 外壁、屋根の貫通限界厚さを検討する。また、廃棄物一時貯蔵所の東側 C'-D' 通りの壁は、サイディング材で補強されているため、サイディングでの防護について検討した結果、サイディング材が吸収する変形エネルギーが想定される飛来物である軽トラック及びプレハブ物置（大）の運動エネルギーを上回っており、サイディングで飛来物を防護できることを確認した。その結果を添付説明書-建 3-III付録 7 に示す。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書-建 3「XI.工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-III.5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する RC 外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-III 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-III. 5.4-1 表に示す。

添説建 3-III. 5.4-1 表 飛来物 RC 外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置（大）	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、成型工場及び放射線管理棟の RC 外壁厚さ（最小値：cm、添説建 3-III. 付 5-2 図、添説建 3-III. 付 5-5 図 参照）の方が厚いことから、RC 外壁を貫通しないことを確認した。

5.5.飛来物に対する屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート屋根厚の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-III 付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3-III. 5.5-1 表に示す。

添説建 3-III. 5.5-1 表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

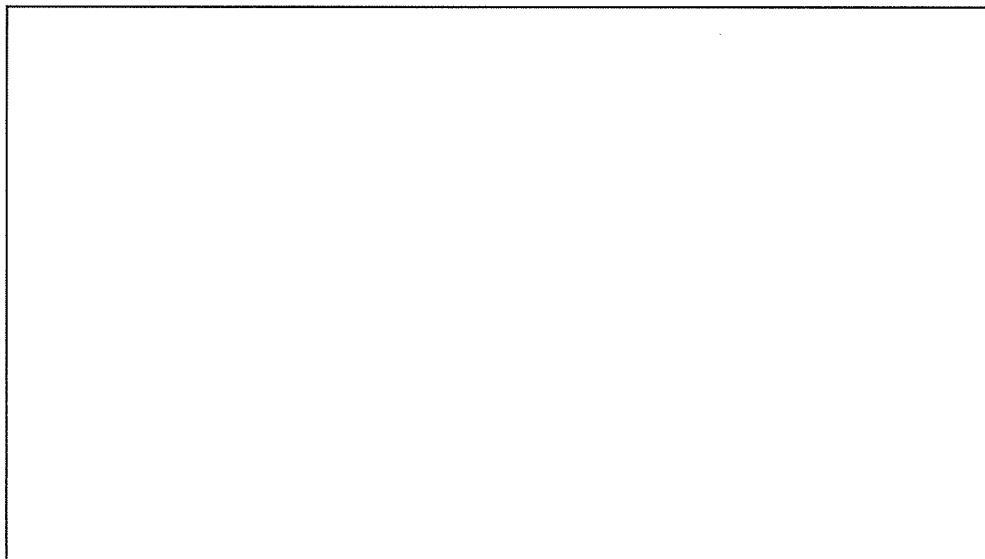
飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置（大）	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の屋根貫通限界厚さに対し、成型工場（放射線管理棟を含む）の屋根厚さ（最小値：cm、添説建 3-III. 付 5-1 図、添説建 3-III. 付 5-4 図 参照）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

成型工場と放射線管理棟は一体構造であり、保有水平耐力との比較評価に用いる見付面積は一体構造として算出する。見付面積 ($A_e, A_p, A_{3F}, A_{2F}, A_{1F}$) の算出にあたり、X 方向の見付面積は 18 通り C'-L 間を基準、Y 方向の断面の見付面積は F 通り 14-26 間を基準とした。高さ方向の寸法は、パラペットなどの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、水平方向の寸法は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付面積



添説建 3-III. 付 1-1 図 X 方向見付面積

$$\begin{aligned}
 a &= \text{排気塔幅} + \text{両側裕度} = \text{} \\
 b &= \text{壁幅} + \text{両側裕度} = \text{} \\
 c &= \text{壁幅} + \text{片側裕度} = \text{} \\
 d &= \text{壁幅} + \text{片側裕度} = \text{} \\
 e &= \text{壁幅} + \text{両側裕度} = \text{} \\
 f &= \text{壁幅} + \text{両側裕度} = \text{} \\
 g &= \text{排気塔高さ} - \text{パラペット高さ} + \text{高さ裕度} \\
 &= \text{} \\
 h &= \text{パラペット高さ} + \text{高さ裕度} = \text{} \\
 i &= 3 \text{ 階壁高さ} / 2 = \text{} \\
 j &= 3 \text{ 階壁高さ} / 2 + \text{高さ裕度} = \text{} \\
 k &= 3 \text{ 階壁高さ} / 2 + 2 \text{ 階壁高さ} / 2 = \text{} \\
 l &= 2 \text{ 階壁高さ} / 2 + (1 \text{ 階壁高さ} + 300) / 2 \\
 &= \text{}
 \end{aligned}$$

各階見付面積

3F：排気塔 $A_e =$
 パラペット $A_p =$
 壁 $A_{3F} =$
 2F：壁 $A_{2F} =$
 1F：壁 $A_{1F} =$

Y方向（南北方向）の見付面積

添説建3-Ⅲ. 付1-2図 Y方向見付面積

$a = \text{排気塔幅} + \text{両側裕度} =$
 $b = \text{壁幅} + \text{両側裕度} =$
 $c = \text{壁幅} + \text{片側裕度} =$
 $d = \text{壁幅} + \text{片側裕度} =$
 $e = \text{壁幅} + \text{両側裕度} =$
 $f = \text{排気塔高さ} + \text{高さ裕度} =$
 $g = \text{パラペット高さ} + \text{高さ裕度} =$
 $h = 3 \text{階壁高さ} / 2 =$
 $i = 3 \text{階壁高さ} / 2 + \text{高さ裕度} =$
 $j = 3 \text{階壁高さ} / 2 + 2 \text{階壁高さ} / 2 =$
 $k = 2 \text{階壁高さ} / 2 + (1 \text{階壁高さ} + 300) / 2 =$

各階見付面積

3F：排気塔 $A_e = a \times f =$
 パラペット $A_p = b \times g =$
 壁 $A_{3F} = c \times h + d \times i =$
 2F：壁 $A_{2F} = e \times j =$
 1F：壁 $A_{1F} = e \times k =$

「添説建 3-III. 4. 1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-III. 付 2-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-III付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3-III. 付 2-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-III付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

成型工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—Ⅲ. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—Ⅲ付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—Ⅲ. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3F	排気塔								
	パラペット								
	風上								
	風下								
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—Ⅲ付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

成型工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「Ⅰ. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 □)

・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—Ⅲ. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—Ⅲ. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	—
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—Ⅲ. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—Ⅲ. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—Ⅲ. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	0
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

3. 「添説建 3-III. 4. 2-1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について
(外気導入カバー等の外壁への設置物の評価荷重)

添説建 3-III. 付 4-5 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3-III. 付 4-6 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	—
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	1172
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	—
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重
 ・外気導入カバーの側面はオープン構造であり、気圧差荷重は作用しない

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、床及び壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

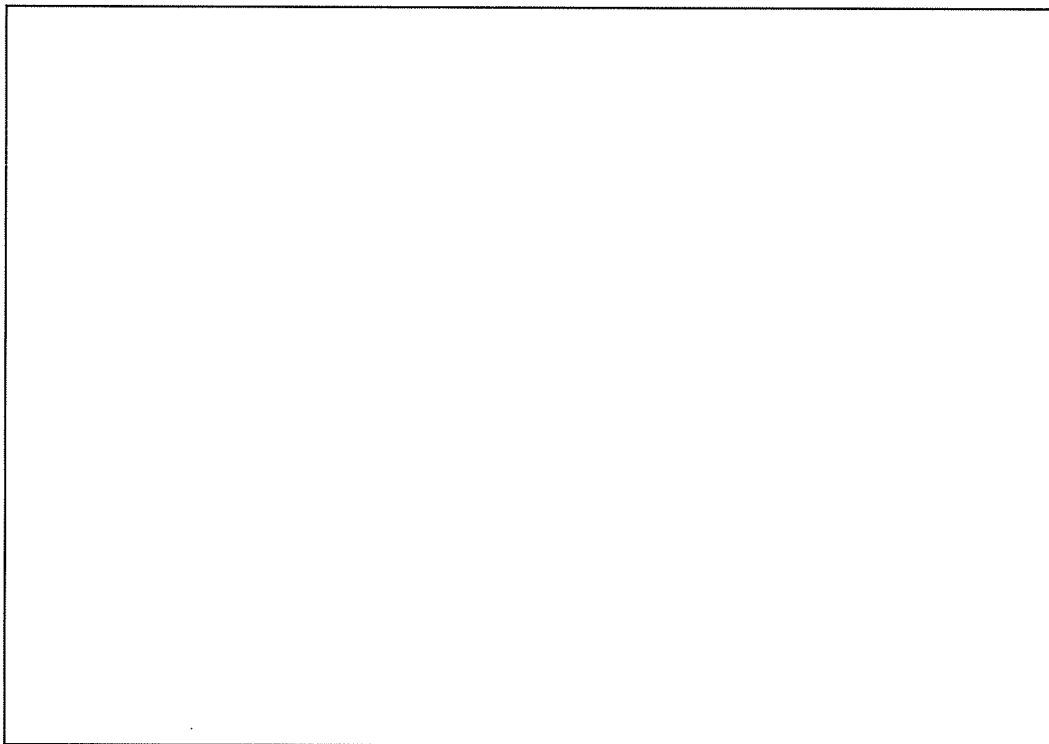
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各床、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。

1.1. 成型工場

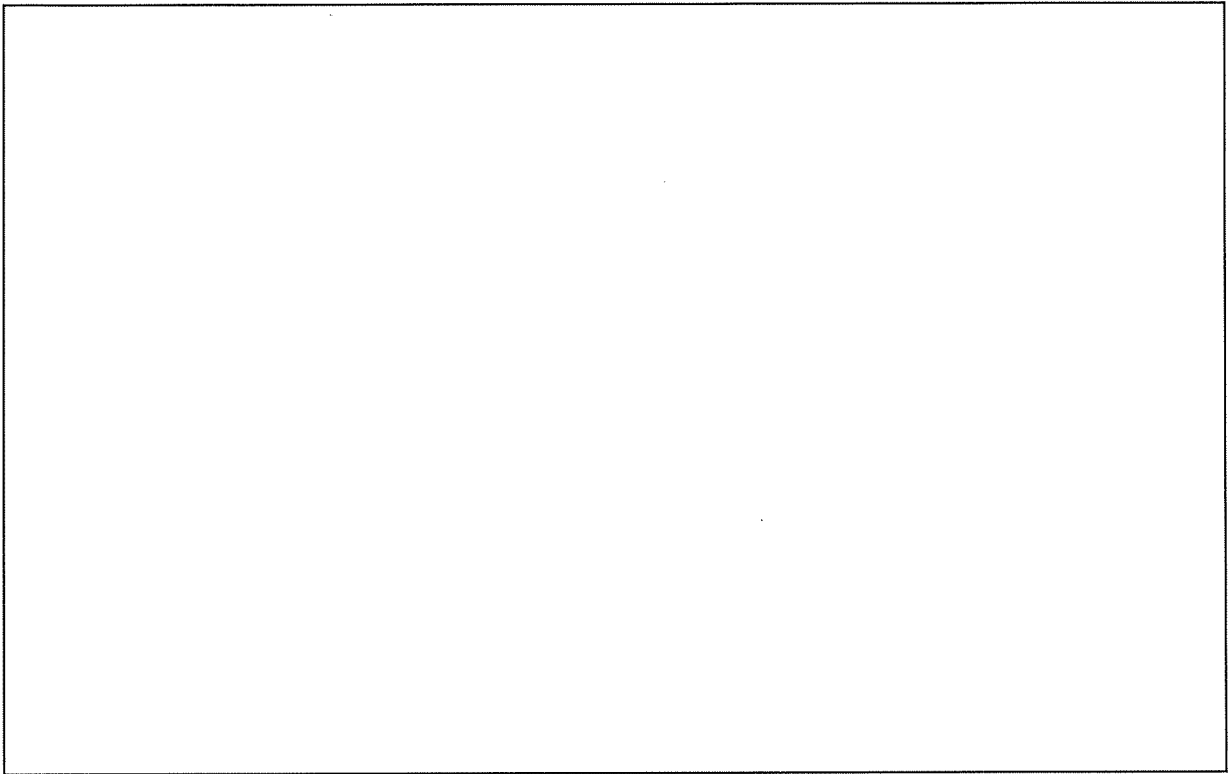
成型工場の大部分の既存屋根は折板であるが、14～15 通り間、F～L 通り間の折板は一旦撤去してから新設の折板を設け、15～26 通り間、F～L 通り間の折板はそのまま残し、屋根面を嵩上げ後、新設折板を敷設する。他に 14～22 通り間、E～F 通り間は屋根スラブである。このため、検討は新設折板及び屋根スラブについて行う。

成型工場 3 階床は鉄骨構造であり、外壁は鉄筋コンクリート構造である。それぞれ代表する部位について検討を行う。

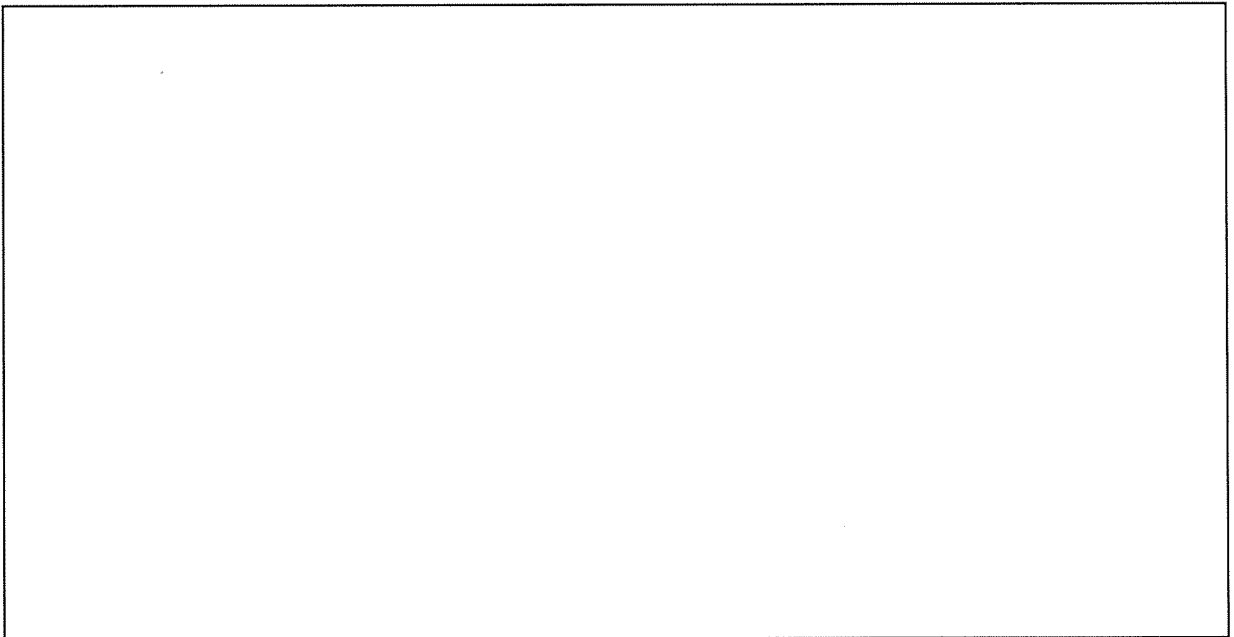
成型工場の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-Ⅲ. 付 5-1 図～添説建 3-Ⅲ. 付 5-3 図に示す。



添説建 3-Ⅲ. 付 5-1 図 成型工場 屋根検討位置



添説建 3-III. 付 5-2 図 成型工場 床検討位置



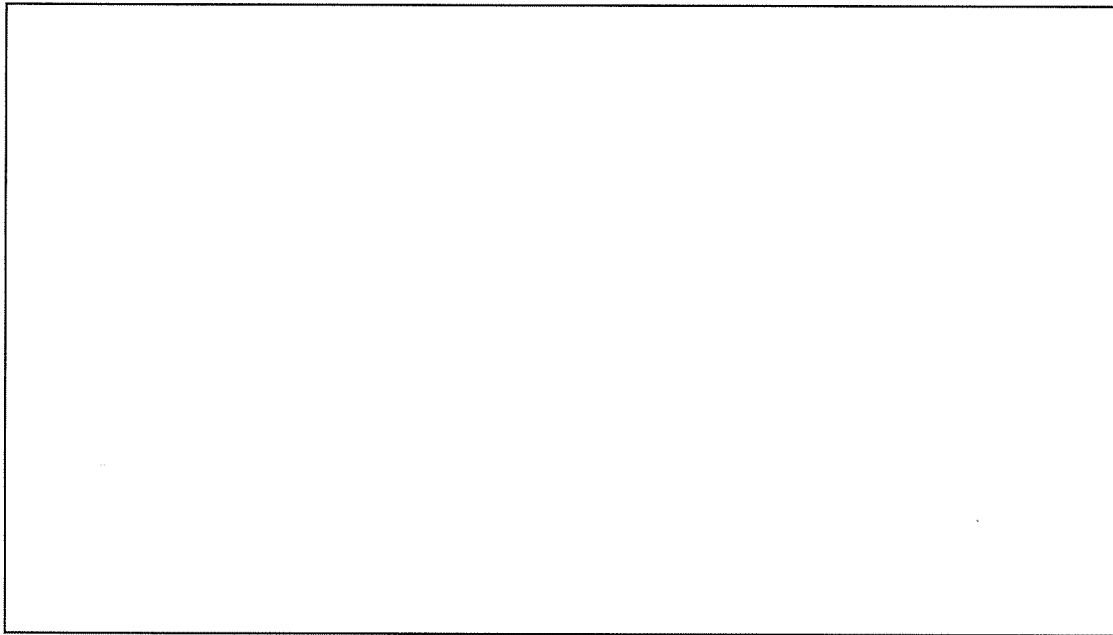
添説建 3-III. 付 5-3 図 成型工場 外壁検討位置

1.2.放射線管理棟

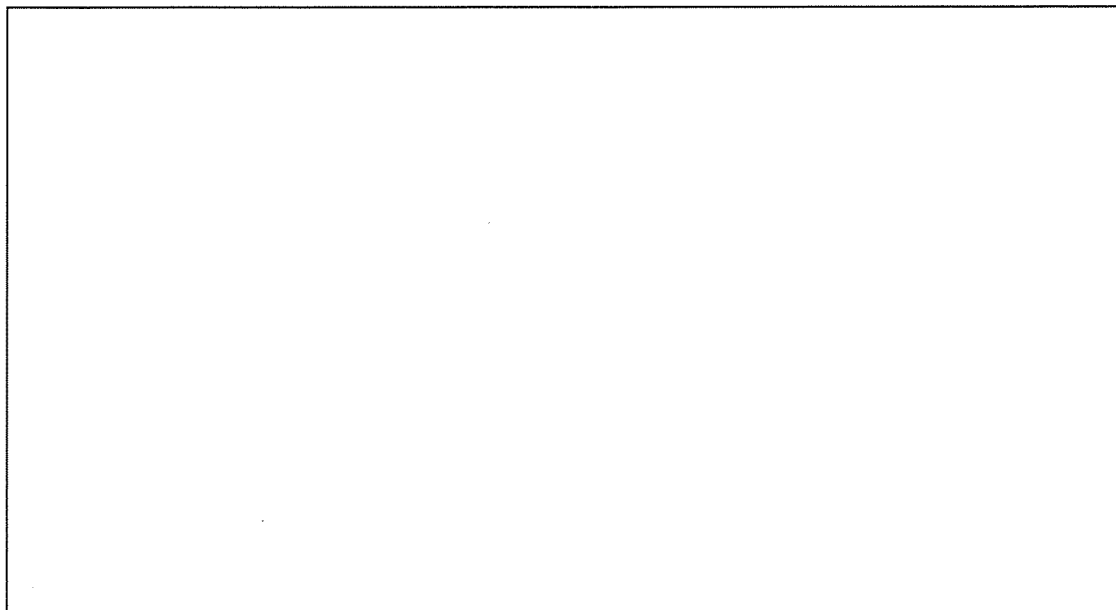
放射線管理棟のうち、24～25' 通り、C'～E 通り間の廃棄物一時貯蔵所の屋根は既存折板を残置し、他の部分 18～24 通り、C'～E 通り間、22～24 通り、E～F 通り間は屋根スラブである。このため、検討は既存折板、屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁について検討を行う。

放射線管理棟の外壁は鉄筋コンクリート構造であり、代表する部位について検討を行う。また、廃棄物一時貯蔵所の外壁はサイディング壁補強を施しており、サイディング及び鉄骨下地の検討を行う。

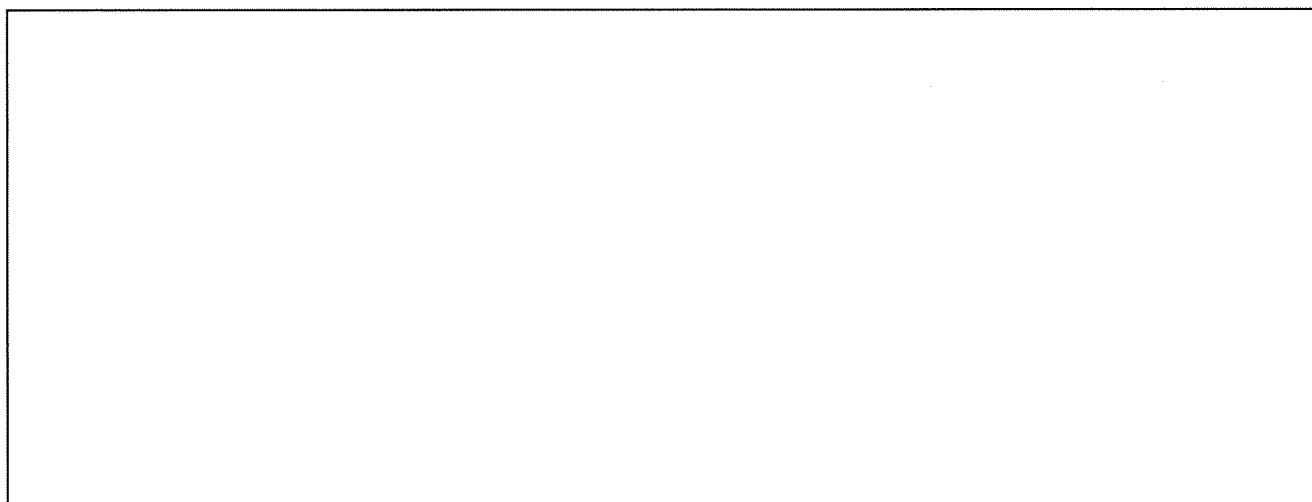
放射線管理棟の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-III. 付 5-4 図～添説建 3-III. 付 5-6 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-4 図 放射線管理棟 屋根伏図



添説建 3-Ⅲ. 付 5-5 図 放射線管理棟 屋根検討位置



添説建 3-Ⅲ. 付 5-6 図 放射線管理棟 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

屋根スラブ及び外壁スラブについて、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC規準」と略記）に基づき F1 については鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、F3 については終局曲げ耐力に達する時の荷重を許容荷重とする。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC規準 (13.1) 式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $1.1 \times f_t$

2.2.折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準— 許容応力度設計法 —」（以下、「S規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.3.サイディング部

サイディングは、F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で設計する。サイディング、補強胴縁は鉄骨構造であるため、S規準に基づき、F1 竜巻時は部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) 屋根スラブ

$$\begin{aligned} \text{RC 屋根スラブ単位体積重量 } \gamma_{RC} \text{ (N/m}^3\text{)} & : \boxed{} \\ \text{RC 屋根スラブ厚さ } t_{RC} \text{ (m)} & : \boxed{} \\ \text{RC 屋根スラブ単位面積重量 } w_{RC1} \text{ (N/m}^2\text{)} & : \gamma_{RC} \times t_{RC} = \boxed{} \\ \text{デッキプレート、仕上げ荷重 } w_{RC2} \text{ (N/m}^2\text{)} & : \boxed{} \\ \text{検討用固定荷重 } w_{RC} \text{ (N/m}^2\text{)} & : w_{RC1} + w_{RC2} = \boxed{} \end{aligned}$$

2) 折板屋根

a) 成型工場

$$\text{検討用固定荷重 } w_R \text{ (N/m}^2\text{)} : \boxed{}$$

鉄骨小梁固定荷重

$$\begin{aligned} \text{使用部材 (NSB69)} & \boxed{} \\ \text{使用部材重量 } M_{BS} \text{ (kg/m)} & : \boxed{} \text{ (JIS G3192)} \\ \text{重力加速度 } g \text{ (m/s}^2\text{)} & : 9.80665 \\ \text{検討用固定荷重 } W_{BS} \text{ (N/m)} & : M_{BS} \times g = \boxed{} \times 9.80665 = \boxed{} \end{aligned}$$

b) 放射線管理棟

$$\begin{aligned} \text{新設高強度折板単位重量 } w_{RH1} \text{ (N/m}^2\text{)} & : \boxed{} \\ \text{仕上げ重量 } w_{RH2} \text{ (N/m}^2\text{)} & : \boxed{} \text{ (既設の折板、ブレース及び天井含む)} \\ \text{検討用固定荷重 } w_{RH} \text{ (N/m}^2\text{)} & : w_{RH1} + w_{RH2} = \boxed{} \end{aligned}$$

鉄骨小梁固定荷重

$$\begin{aligned} \text{使用部材 (TB1)} & \boxed{} \\ \text{使用部材重量 } M_{BH} \text{ (kg/m)} & : \boxed{} \text{ (JIS G3192)} \\ \text{重力加速度 } g \text{ (m/s}^2\text{)} & : 9.80665 \\ \text{検討用固定荷重 } W_{BH} \text{ (N/m)} & : M_{BH} \times g = \boxed{} \times 9.80665 = \boxed{} \end{aligned}$$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-III. 付 5-1 表に示す。(添付説明書一建 3-III 付録 4 参照)

添説建 3-III. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根		外壁
	折板	RC スラブ	
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)			
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)			

※1：折板屋根は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2：F3 竜巻荷重時、折板屋根が竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = 20.6 \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度

(3) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 $F = \text{} \text{ N/mm}^2$

(4) 鉄骨接合部

使用材料 :

許容せん断力 : 一面せん断時 kN/本 (長期) kN/本 (短期)

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

(5) 折板

1) 成型工場

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

2) 放射線管理棟

使用材料 :

設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根の検討

RC スラブ屋根及び折板屋根についての竜巻荷重に対する検討結果を以下に示す。

3.3.1.RC スラブ屋根

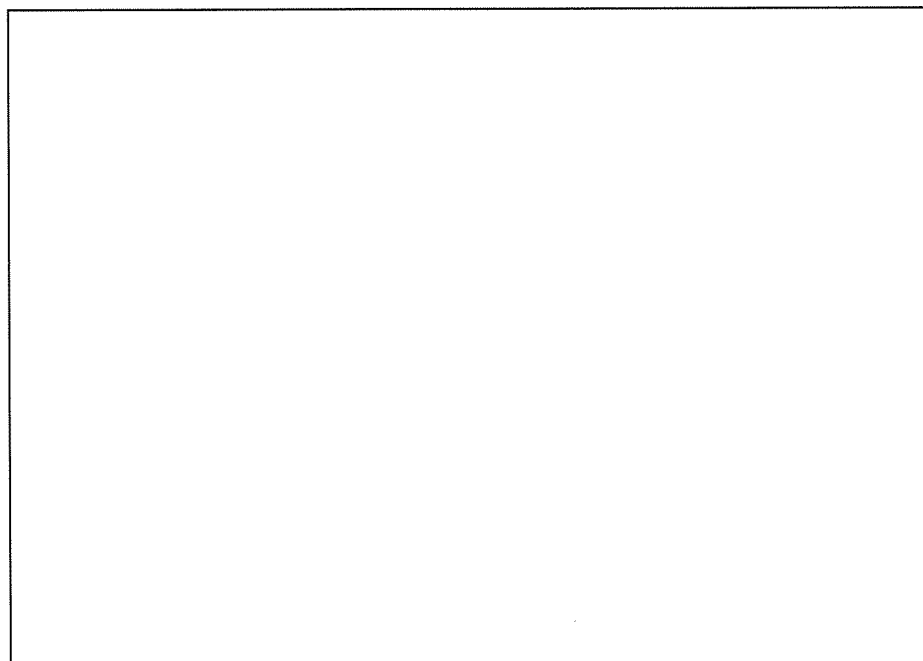
成型工場及び放射線管理棟のF1 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じないため、検討を省略する。添説建 3-III. 付 5-2 表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-III. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と屋根固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		屋根スラブ固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

F3 竜巻時（終局）については、屋根固定荷重を上回り、浮き上がりが生じるため、RC スラブ及びそれを受ける小梁について検討する。スラブは安全側に設計スラブ寸法に対して+100mm×2の大きさで評価する。

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-7 図に示す。



()内表記は放射線管理棟の検討対象を示す。

添説建 3-III. 付 5-7 図 RC スラブ屋根検討対象寸法

(1) 屋根スラブ (成型工場、放射線管理棟共通)

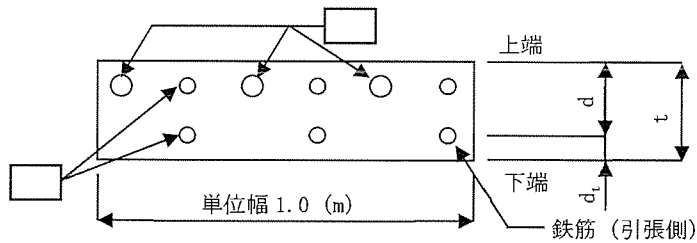
1) 計算諸条件

屋根スラブ長辺スパン長 (パネル長) L(m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ短辺スパン長 (パネル幅) B(m)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ厚 t(mm)	:	<input type="text"/>
RC 屋根固定荷重 w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{F3} - w_{RC} =$ <input type="text"/>
コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
鉄筋 <input type="text"/> 短期許容引張応力度 f_t (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm ²)	:	<input type="text"/>
屋根スラブ支持条件	:	四辺周辺固定
着目方向	:	短辺方向

2) 短辺方向 (端部) での検討結果

この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm)	:	<input type="text"/>
スラブの有効高さ d(mm)	:	$t - d_t =$ <input type="text"/>
上端筋サイズ、断面積 (1本当り) <input type="text"/> (mm ²)	:	<input type="text"/>
	:	<input type="text"/> (mm ²)
下端筋サイズ、断面積 (1本当り) <input type="text"/> (mm ²)	:	<input type="text"/>
引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm ²)	:	$(1000 / 300) \times A_{\square}$
	:	$=$ <input type="text"/>



屋根スラブの断面 (短辺方向・端部)

屋根スラブに作用する単位幅当り (スラブ 1m 幅当り) 最大曲げモーメント M は、RC 規準 (10. 1) 式から以下の通りとなる。

$$M = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$= 1 / 12 \times \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_{u1} (スラブ 1m 幅当り) は、RC 規準 (解 8. 21) 式より

$$M_{u1} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R_1 = M / M_{u1} = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$

3) 短辺方向（中央部）での検討結果

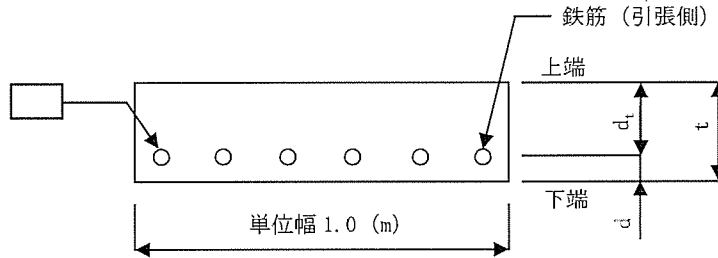
この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

鉄筋サイズ、断面積 (1本当り) (mm²) :

引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $(1000 / 150) \times A_{\square}$
 =



屋根スラブの断面（短辺方向・中央部）

屋根スラブ中央部に作用する単位幅当り（スラブ 1m 幅当り）最大曲げモーメント M は、RC 規準 (10.1) 式から以下の通りとなる。

$$M = 1 / 18 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w \times B^2$$

$$= \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブの終局曲げ耐力 M_{u2} (スラブ 1m 幅当り) は、RC 規準 (解 8.21) 式より、

$$M_{u2} = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

屋根スラブに作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R_2 = M / M_{u2} = \text{} < 1.0 \text{ OK}$$

単位面積当りの終局耐力荷重（屋根固定荷重を考慮した値）

$$w_u = w_{F3} / \max(R_1, R_2) = \text{} \text{ N/m}^2$$

以上より、対象 F3 竜巻荷重（終局）に対して、屋根スラブは健全である。

(2) 屋根部 RC 小梁

成型工場と放射線管理棟について、小梁サイズが小さい成型工場にて検討を行う。

1) 小梁の曲げ応力の検討

小梁スパン長 L (m) :
小梁間隔 B (m) :
小梁幅 b (m) :
小梁高 h (m) :

屋根スラブ単位面積当り重量 (固定荷重) w_1 (kN/m²) :
屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) :
RC の単位体積重量 γ (kN/m³) :

小梁 1 本当りの屋根スラブ重量 (固定荷重) W_1 (kN/m) : $w_1 \times B =$
小梁の自重 W_2 (kN/m) : $\gamma \times b \times h =$
小梁 1 本当りの屋根竜巻荷重 W_{F3} (kN/m) : $w_{F3} \times B =$
小梁 1 本当りに作用する分布荷重 W (kN/m) : $W_1 + W_2 - W_{F3}$
= > 0

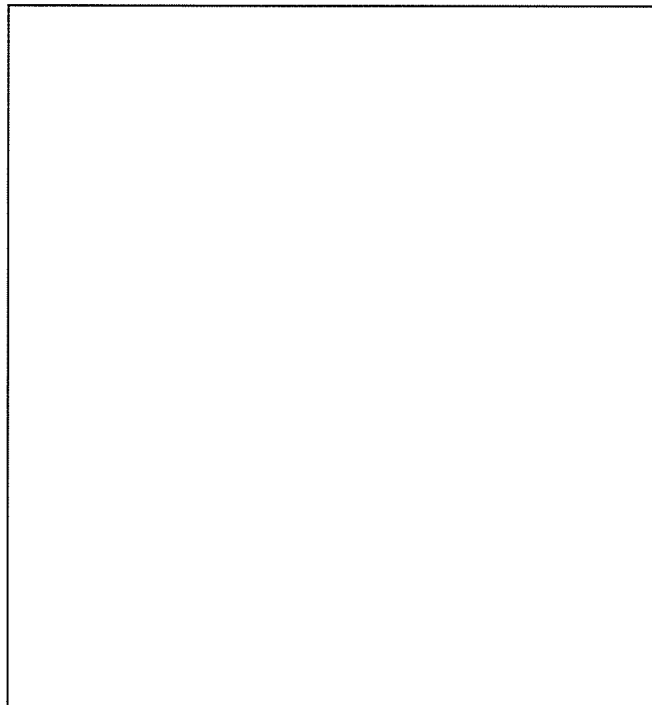
以上より、小梁には F3 竜巻荷重によって浮き上がりが生じない為、検討を省略する。

3.3.2. 折板屋根

F1 竜巻時 (短期) について検討する。

(1) 成型工場

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-8 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-8 図 折板検討対象寸法

1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。
 メーカー資料については、三菱原子燃料株式会社にて確認、保証したものである。

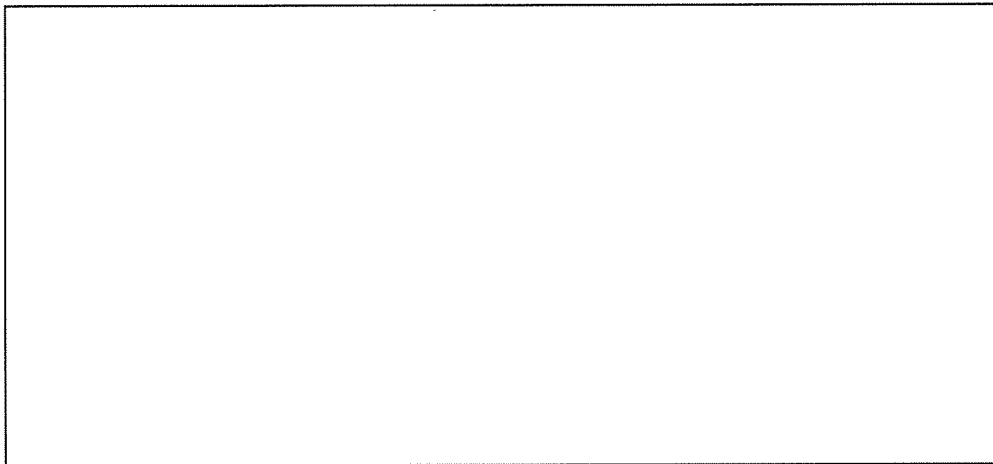
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-III. 付 5-9 図より)

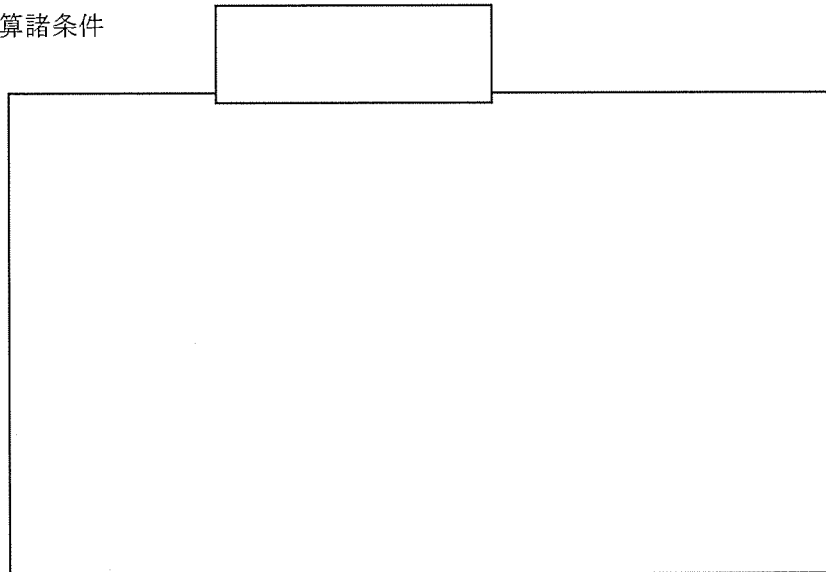
検定比 R_1 : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-III. 付 5-9 図 許容スパン（メーカー資料）

鉄骨小梁（NSB69）

a) 計算諸条件



添説建 3-III. 付 5-10 図 折板受鉄骨小梁荷重分担範囲

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

梁スパン L_1 (m) :

分担幅 B_1 (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

横座屈断面二次半径 i (mm) :

竜巻荷重を考慮した折板単位面積当り荷重 (負圧) w (kN/m²) :

(竜巻荷重 (負圧) 時の検討のため、自重は安全側に切捨数值とする)

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = 1 / 8 \times (w \times B_1 - W_{BS}) \times L_1^2 - 1 / 2 \times (w \times 2 \times B_2) \times L_2^2$$
$$= \text{} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$

短期許容曲げ応力度 $f_b = \text{} \text{ N/mm}^2$

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \text{}$$

曲げ検定比 $R_2 = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$

c) せん断力

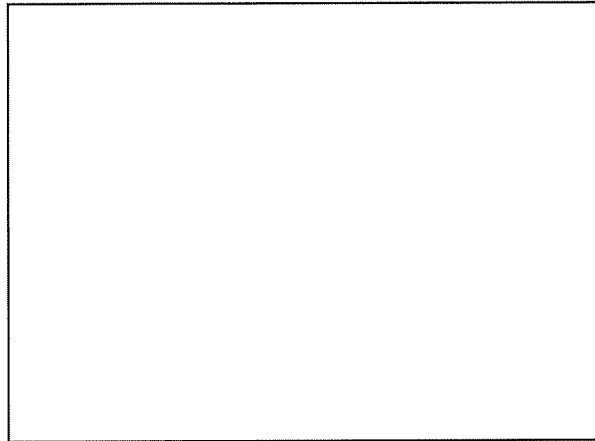
$$\text{梁のせん断力 } Q = 1 / 2 \times (w \times B_1 - W_{BS}) \times L_1 - w \times 2 \times B_2 \times L_2$$
$$= \text{} \text{ kN}$$

せん断検定比 $R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$

以上より、屋根小梁が竜巻F1に対して、短期許容曲げ応力度内であることを確認した。

(2)放射線管理棟

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-11 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-11 図 折板検討対象寸法

1) 折板

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。

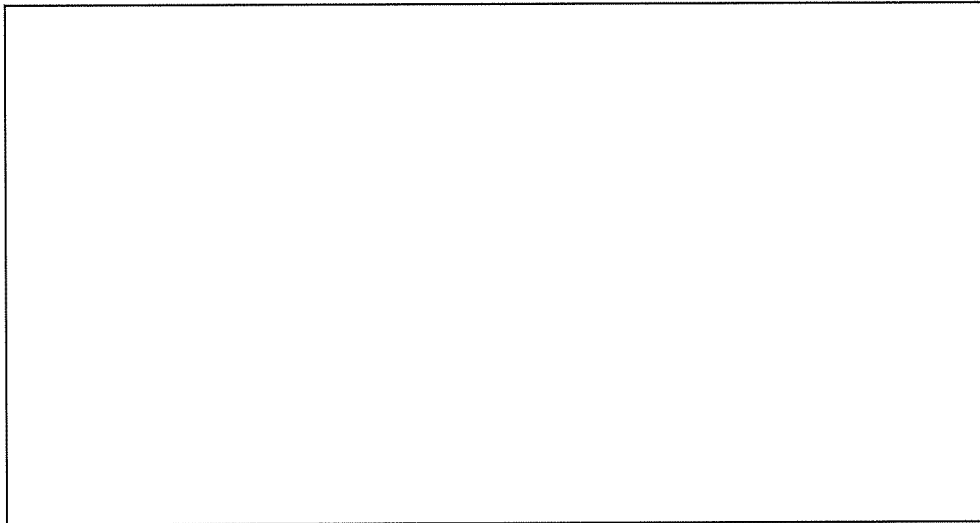
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) :

検定比 R_4 : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-III. 付 5-12 図 メーカー資料

2) 鉄骨小梁 (TB1)

a) 計算諸条件

使用部材

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

梁スパン L (m) :

分担幅 B (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (mm) :

横座屈断面二次半径 i (mm) :

折板固定荷重を考慮した竜巻荷重 (負圧) w (kN/m²) :

(竜巻荷重 (負圧) 時の検討のため、自重は安全側に切捨数值とする)

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = 1 / 8 \times (w \times B - W_{BH}) \times L^2 = \text{} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$

短期許容曲げ応力度 $f_b = \text{} \text{ N/mm}^2$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \text{}$$

曲げ検定比 $R_5 = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$

c) せん断力

梁のせん断力

$$Q = 1 / 2 \times (w \times B - W_{BH}) \times L = \text{} \text{ kN}$$

せん断検定比

$$R_6 = Q / (5 \times Q_a) = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、折板受小梁が竜巻 F1 に対して、短期許容曲げ応力度内であることを確認した。

(3) 折板屋根の単位面積当りの許容荷重（屋根固定荷重を考慮した値）

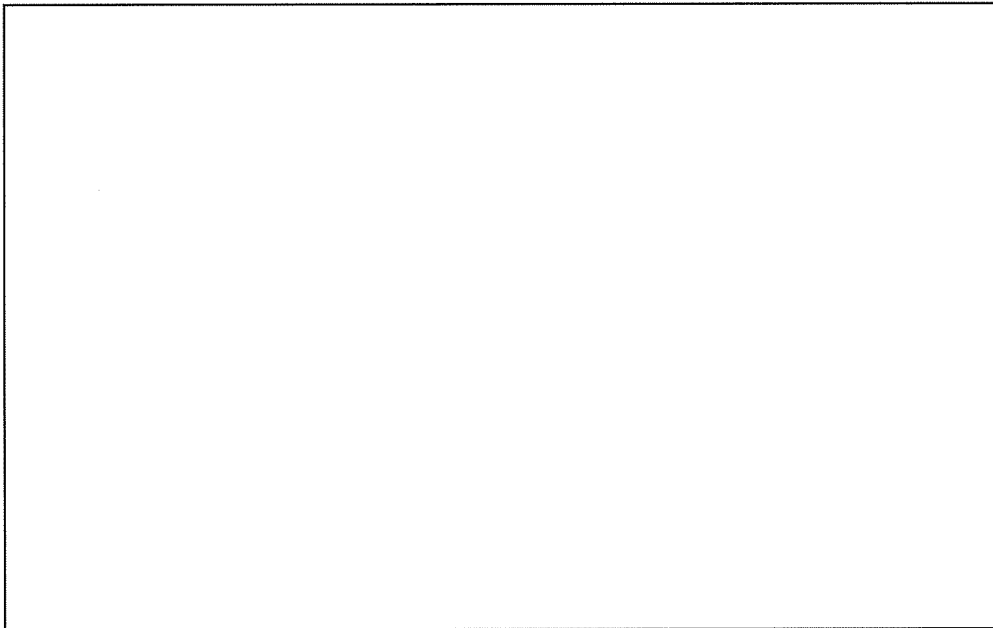
$$\begin{aligned} \text{最大検定比 } R_{\max} &= \max(R_1, R_2, R_3, R_4, R_5, R_6) = \max \boxed{} \\ &= \boxed{} \\ w_a &= w_{F1} / R_{\max} = \boxed{} \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

3.4. 床の検討

成型工場 3 階床（フィルタ室（1））について、竜巻荷重に対する検討結果を以下に示す。

3.4.1. 検討部位

検討する部位を添説建 3-III. 付 5-13 図に示す。



添説建 3-III. 付 5-13 図 屋根床の鉄板を支持する梁の構造

3.4.2. 計算条件

(1) 荷重

$$\begin{aligned} \text{竜巻荷重 } w_{F3} \text{ (N/m}^2\text{)} &: \boxed{} \\ \text{固定荷重 (床構造) } w_d \text{ (N/m}^2\text{)} &: \boxed{} \\ \text{検討用荷重 } w \text{ (N/m}^2\text{)} &: w_{F3} - w_d = \boxed{} \end{aligned}$$

(2) 使用材料

床鋼板

板厚 t (mm) :

単位幅当りの塑性断面係数 Z_{p1} (mm³/mm) : $t^2 / 4 =$

根太補助材

フランジ幅 h (mm) :

断面積 A (mm²) :

塑性断面係数 Z_{p2} (mm³) : $A / 2 \times (h / 2 - t / 2) =$

根太

塑性断面係数 Z_{p3} (mm³) :

根太受け梁

塑性断面係数 Z_{p4} (mm³) :

鉄骨接合部 ボルト (JIS B 1051)

有効断面 A_e (mm²) :

(3) 許容耐力

1) 鉄骨

F3 竜巻荷重に対して、各部の応力が終局耐力以内であることを確認する。

基準強度 F (N/mm²) :

F_y (N/mm²) : $F \times 1.1 =$

塑性断面係数 Z_p (mm³)

溶接断面積 A_w (mm²)

終局曲げ耐力 M_u (N・mm)

$$M_u = F_y \times Z_p$$

終局せん断耐力 S_u (N)

$$S_u = F_y / \sqrt{3} \times A_w$$

2) ボルト

ボルトの終局せん断許容応力度については、保守的に考えて短期許容せん断応力度を適用する。

終局せん断耐力 S_{bu} (N/本)

$$S_{bu} = 160 / \sqrt{3} \times 1.5 \times A_e =$$

3.4.3. 各部の検討

(1) 床鋼板

等分布荷重を受ける4辺単純支持板として検討する。

検討用荷重 w (N/m²) :

短辺長 a (mm) :

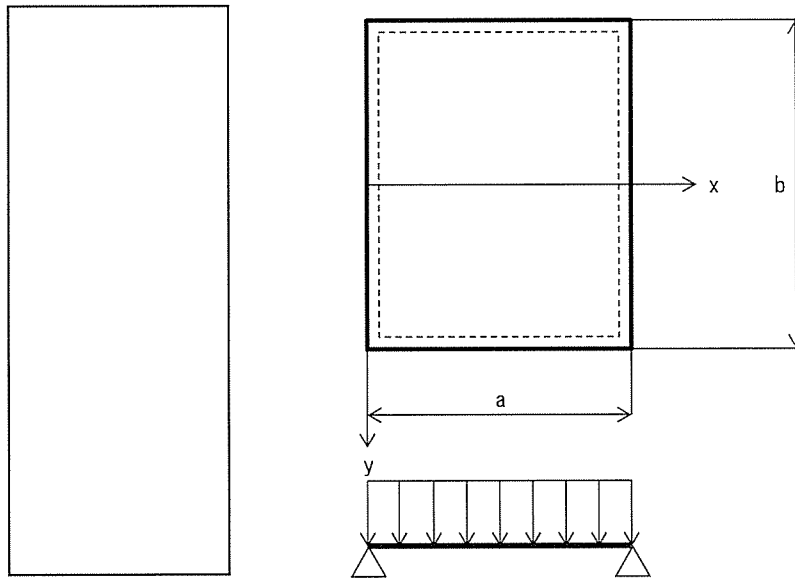
長辺長 b (mm) :

辺長比 $b / a =$

$\beta =$

単位幅当りの最大曲げモーメント M_x

$M_x = \beta \times w \times a^2 =$ N・mm/mm



構造力学公式集 (土木学会)

単位幅当りの終局曲げ耐力 M_u

$M_u = F_y \times Z_{p1} =$ N・mm/mm

最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 R_1

$R_1 = M_x / M_u =$ < 1.0 OK

(2) 根太補助材

検討用荷重 w (N/m²) :

1) 鉄骨部

根太補助材スパン l_x (mm) :

根太補助材間隔 l_y (mm) :

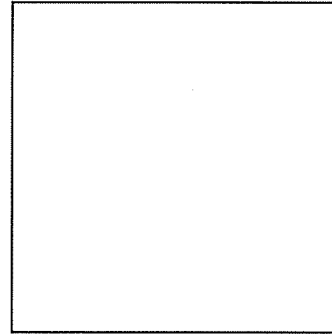
辺長比 $\lambda = 1.0$

最大曲げモーメント M_o

$$M_o = 2 \times \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) \times w \times l_x^3$$

$$= \text{$$

$$= \text{$$



終局曲げ耐力 M_u

$$M_u = F_y \times Z_{p2} = \text{$$
 N·mm

最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 R_2'

$$R_2' = M_o / M_u = \text{$$

2) ボルト接合部

最大せん断力 Q_o

$$Q_o = 2 \times \left(\frac{\lambda}{4} - \frac{1}{8} \right) \times w \times l_x^2$$

$$= \text{$$

$$= \text{$$

ボルト本数 n_1 (個) :

せん断面数 n_2 (面) :

終局せん断耐力 Q_u

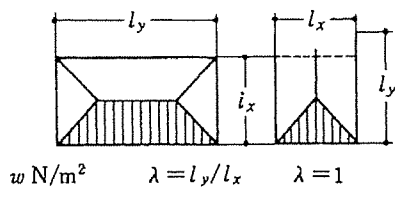
$$Q_u = S_{bu} \times n_1 \times n_2 = \text{$$
 N

最大せん断力に対する終局せん断耐力の検定比 R_2''

$$R_2'' = Q_o / Q_u = \text{$$

3) 根太補助材の最大検定比

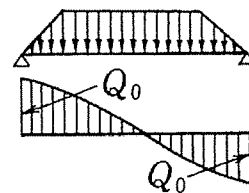
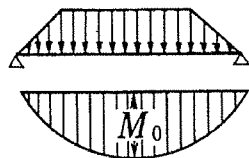
最大検定比 $R_2 = \max(R_2', R_2'') = \text{$ < 1.0 OK



計算式 (梁の両側にスラブがついている場合)

$$M_o = 2 \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) w l_x^3$$

$$Q_o = 2 \left(\frac{\lambda}{4} - \frac{1}{8} \right) w l_x^2$$



(3) 根太

検討用荷重 w (N/m²) :

1) 鉄骨部

根太スパン l_y (mm) :

根太間隔 l_x (mm) :

辺長比 λ

$$\lambda = l_y / l_x =$$

最大曲げモーメント M_o

$$M_o = 2 \times (\lambda^2 / 16 - 1 / 48) \times w \times l_x^3$$
$$=$$
$$= \text{ N}\cdot\text{mm}$$

終局曲げ耐力 M_u

$$M_u = F_y \times Z_{p3} = \text{ N}\cdot\text{mm}$$

最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 R_3'

$$R_3' = M_o / M_u = < 1.0 \text{ OK}$$

2) ボルト接合部

最大せん断力 Q_o

$$Q_o = 2 \times (\lambda / 4 - 1 / 8) \times w \times l_x^2$$
$$=$$
$$= \text{ N}$$

ボルト本数 n_1 (個) :

せん断面数 n_2 (面) :

終局せん断耐力 Q_u

$$Q_u = S_{bu} \times n_1 \times n_2 = \text{ N}$$

最大せん断力に対する終局せん断耐力の検定比 R_3''

$$R_3'' = Q_o / Q_u =$$

3) 根太の最大検定比

$$\text{最大検定比 } R_3 = \max(R_3', R_3'') = < 1.0 \text{ OK}$$

(4) 根太受け梁

検討用荷重 w (N/m²)

:

1) 鉄骨部

根太受け梁スパン l_y (mm)

:

根太受け梁～主構造トラス間隔 l_x (mm)

:

辺長比 λ

$$\lambda = l_y / l_x = \text{[]}$$

最大曲げモーメント M_o

$$M_o = 2 \times (\lambda^2 / 16 - 1 / 48) \times w \times l_x^3$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[]} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

終局曲げ耐力 M_u

$$M_u = F_y \times Z_{pd} = \text{[]} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

最大曲げモーメントに対する終局曲げ耐力の検定比 R_4'

$$R_4' = M_o / M_u = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

2) ボルト接合部

最大せん断力 Q_o

$$Q_o = 2 \times (\lambda / 4 - 1 / 8) \times w \times l_x^2$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[]} \text{ N}$$

ボルト本数 n_1 (個) :

せん断面数 n_2 (面) :

終局せん断耐力 Q_u

$$Q_u = S_{bu} \times n_1 \times n_2 = \text{[]} \text{ N}$$

最大せん断力に対する終局せん断耐力の検定比 R_4''

$$R_4'' = Q_o / Q_u = \text{[]}$$

3) 根太受け梁の最大検定比

$$\text{最大検定比 } R_4 = \max(R_4', R_4'') = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

(5) 床鋼板溶接

検討用荷重 w (N/m²) :
床鋼板短辺寸法 l_x (mm) :
床鋼板長辺寸法 l_y (mm) :
床鋼板周長 l (mm) : $2 \times (l_x + l_y) =$
床鋼板 1 枚が受ける荷重 W (N) : $w \times l_x \times l_y =$
溶接脚長 S (mm) :
溶接長 l_w (mm) :
溶接ピッチ p (mm) :
溶接箇所数 n (箇所) : $l / p =$
溶接断面積 A_w (mm²)

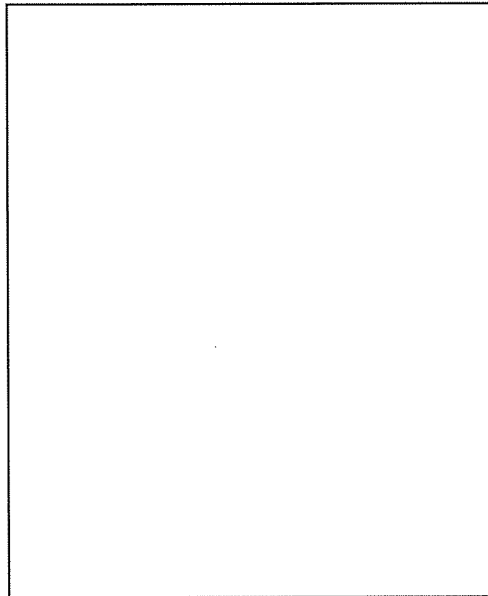
$$A_w = S / \sqrt{2} \times l_w \times n =$$

溶接部の終局せん断耐力 S_u

$$S_u = F_y / \sqrt{3} \times A_w =$$
 N

床鋼板が受ける荷重に対する溶接部の終局せん断耐力の検定比 R_5

$$R_5 = W / S_u =$$
 < 1.0 OK



床鋼板溶接図

(6) 床の単位面積当りの許容荷重 (床の固定荷重を考慮した値)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3, R_4, R_5) =$$

$$w_a = w_{F1} / R_{\max} =$$
 N/m²

以上より、成型工場 3 階床は、F3 竜巻荷重に対して耐力がある。

3.5.外壁の検討

F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

(1)耐震壁

成型工場と放射線管理棟について、パネル寸法が大きい成型工場にて検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

外壁は安全側に設計寸法に対して両サイド各 +100mm の大きさを評価する。

外壁水平スパン長 (パネル長) L(m) :

外壁鉛直スパン長 (パネル幅) B(m) :

外壁スラブ厚 t(mm) :

支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) :

3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M (壁 1m 幅当り) は、RC 規準 (10.1) 式より、

F1 竜巻荷重 : $M_1 = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w_{F1} \times B^2$
 = kN・m

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{L^4 / (B^4 + L^4)\} \times w_{F3} \times B^2$
 = kN・m

4) 耐震壁の許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

小梁の有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 (SR235) 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) $A_{\phi 9}$ (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 200 \times A_{\phi 9} =$

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1) 式、(解 8.21) 式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ N・mm \rightarrow kN・m

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ N・mm \rightarrow kN・m

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

$$\begin{aligned} \text{F1 竜巻荷重} \quad M_1 / M_a &= \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{F3 竜巻荷重} \quad M_3 / M_u &= \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

6) 単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

検定比が大きい耐震壁の短期許容荷重、終局耐力荷重を算出する。

$$\begin{aligned} \text{短期} \quad w_{aF1} &= w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \\ \text{終局} \quad w_{uF3} &= w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

以上により、F1 竜巻荷重(短期)、F3 竜巻荷重(終局)に対して、耐震壁は健全である。

(2) サイディング材

廃棄物一時貯蔵所外壁部のサイディング材とそれを支える胴縁について検討する。

使用するサイディング材板厚 t (mm) :

検討荷重

竜巻 F1 荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

竜巻 F3 荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130

(F3 時の屋根は損傷)

次ページに示す添説建 3-III. 付 5-3 表に示す検討結果より、外壁に新設するサイディング、補強胴縁が F1 竜巻荷重、F3 竜巻荷重に対して短期許容曲げ応力内であることを確認した。

添説建 3-III. 付 5-3 表 廃棄物一時貯蔵所のサイディングの強度検討

項 目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻		
【竜巻荷重】							
竜巻荷重 w_{F1}, w_{F3}	kN/m ²						
【サイディング材】							
サイディング厚 T <材質>	mm						
支持スパン (=同縁ピッチ) B	m						
鋼板単位体積重量 γ	kN/m ³						
単位面積当り自重 w_p	kN/m ²	$T \times \gamma$					
短期許容曲げ応力度 f_b	N/mm ²						
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$					
断面係数 Z	mm ³						
単位幅当り作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$				
短期許容曲げ耐力 M_a	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$				
検定比 R_1		M_{WF1} / M_a	M_{WF3} / M_u				
評価						OK	OK
【胴縁】							
補強胴縁サイズ<材質>	mm						
胴縁スパン L	mm						
胴縁ピッチ p	mm						
単位長さ当り胴縁自重 W_{d1}	kN/m	$8.01 \text{ kg/m} \times 9.80665 = 79 \text{ N/m}$					
断面係数	強軸 Z_x	mm ³					
	弱軸 Z_y	mm ³					
曲げ材の高さ h	mm						
圧縮フランジの断面積 A_f	mm ²	$(75 + 20 - 3.2) \times 3.2$					
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm ²	$89000 / (L \times h / A_f) \times 1.5$				
	f_{by}	N/mm ²					
単位長さ当り竜巻荷重 w_{WF1}, w_{WF3}	kN/m	$w_{F1} \times p$	$w_{F3} \times p$				
単位長さ当り固定荷重 W_d	kN/m	$w_p \times p + W_{d1}$					
竜巻作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{WF1} \times L^2$	$1 / 8 \times w_{WF3} \times L^2$				
自重作用モーメント M_d	kN・m	$1/8 \times W_d \times L^2$					
短期許容曲げモーメント	強軸 M_{bx}	kN・m	$Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$				
	弱軸 M_{by}	kN・m	$Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$				
竜巻検定比 R_w		M_{WF1} / M_{bx}	M_{WF3} / M_{bx}				
自重検定比 R_d		M_d / M_{by}					
検定比合計 R_2		$R_w + R_d$					
評価				OK	OK		
単位面積当り短期許容荷重 w_a	N/m ²	$w_{F1} / \max(R_1, R_2)$	$w_{F3} / \max(R_1, R_2)$				

添説建 3—Ⅲ. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in. lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	Fc	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{Fc}$	K	39.66 $\sqrt{(\text{mm}/\text{N})}$	3.29 $\sqrt{(\text{in}/\text{lbf})}$
	貫入深さ	Xc	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—Ⅲ. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in. lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	Fc	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{Fc}$	K	39.66 $\sqrt{(\text{mm}/\text{N})}$	3.29 $\sqrt{(\text{in}/\text{lbf})}$
	貫入深さ	Xc	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	15.6 cm	6.13 in

添説建 3—Ⅲ. 付 7—1 表 飛来物による屋根損傷評価 (鉛直)

	項目		単位	プレハブ(大)	軽トラック
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造	コンクリート強度	F_c	N/mm ²	20.6	20.6
(コンクリート)	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(\text{mm}/\text{N})}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X_c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t_p	cm	4.1	3.5

F3 竜巻による飛来物が放射線管理棟東側のサイディングに衝突した場合の評価を以下に示す。なお、評価手法は事業許可の（添五）別添ト-14-2 に則って評価した。

1. 想定される飛来物

「5.3. 飛来物の飛散評価結果」より、F3 竜巻で転換工場東側に想定される飛来物は、軽トラック（以下、「軽トラ」と略記）及びプレハブ（大）（以下、「プレハブ」と略記）とする。

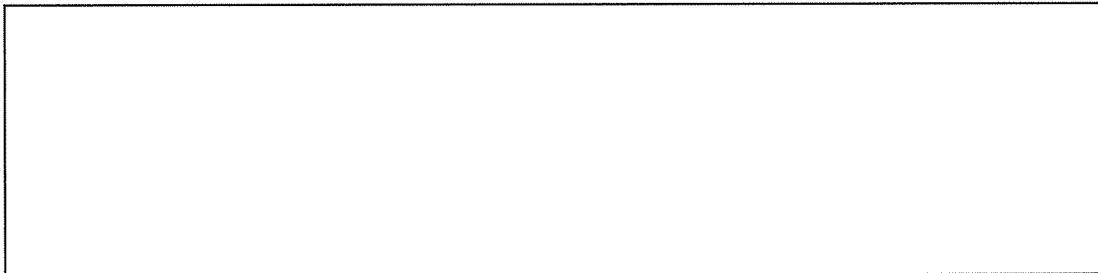
これらの飛来物の諸元を添説建 3-Ⅲ. 付 8-1 表に示す。

添説建 3-Ⅲ. 付 8-1 表 想定飛来物の諸元

飛来物	質量(kg)	最大水平速度(m/s)	最大飛散高さ(m)	出典
軽トラ	740	50.5	8.2	事業許可：別添ト-13
プレハブ	599	63.7	27.8	事業許可：別添ト-12

2. 放射線管理棟のサイディングに対する評価

放射線管理棟東側の壁はサイディングにより補強し、その鉄骨により、軽トラ及びプレハブの運動エネルギーを吸収できることを確認した。サイディングは胴縁（サイディングを取付ける下地材）と柱によって格子状に組まれたものである。この胴縁と柱の諸元を添説建 3-Ⅲ. 付 8-2 表に、また、設置状況を添説建 3-Ⅲ. 付 8-1 図に示す。



添説建 3-Ⅲ. 付 8-1 図 放射線管理棟 東側の構造

サイディングでは胴縁、柱それぞれの鉄骨が変形することでエネルギーを吸収することができる。このため、胴縁と柱のそれぞれのたわみに対する荷重と変形エネルギーを添説建 3-Ⅲ. 付 8-2 図、添説建 3-Ⅲ. 付 8-3 図に示す。

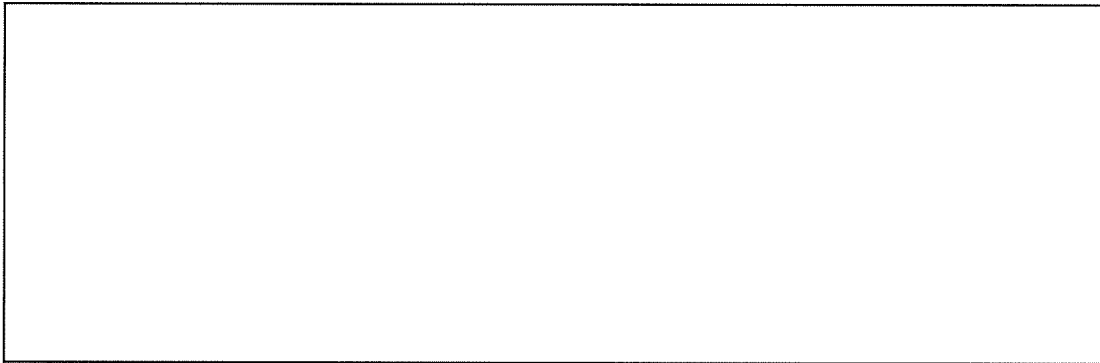
なお、サイディングの胴縁は□本、柱は□本あるが、胴縁、柱のうち、エネルギー吸収が最大となるものと、エネルギー吸収のないものをそれぞれ 1 本と想定し、その他の胴縁、柱はエネルギー吸収の寄与が最大と最小の平均になるものとして、エネルギー吸収への寄与本数は半分になるとし、胴縁の寄与本数は□本、柱の寄与本数は□本とした。

飛来物が、建物の妨害を受けずに放射線管理棟のサイディングに対し飛来してくる経路から考えると、飛来物は約 20° の角度で衝突すると考えられる。これを添説建 3-Ⅲ. 付 8-4 図に示す。この衝突角度を考慮し、サイディングに垂直方向の飛来物の速度から、衝撃に寄与する運動エネルギーを算出した。

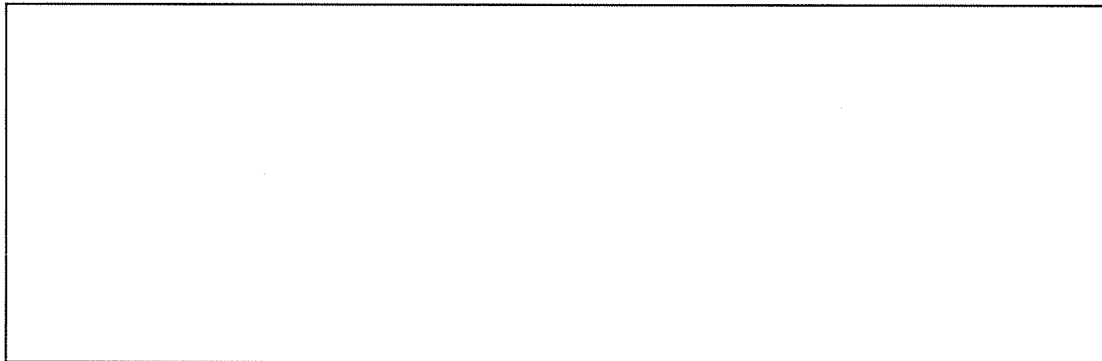
軽トラは自動車であるため、この剛性を文献¹⁾より 0.5m 程度あるものとしてこの変形によるエネルギー吸収も考慮している。

なお、プレハブは自動車に比べて十分に柔な構造であるが、プレハブの剛性は保守的に自動車と同じ手法で評価し変形量も 0.5m 程度とした。

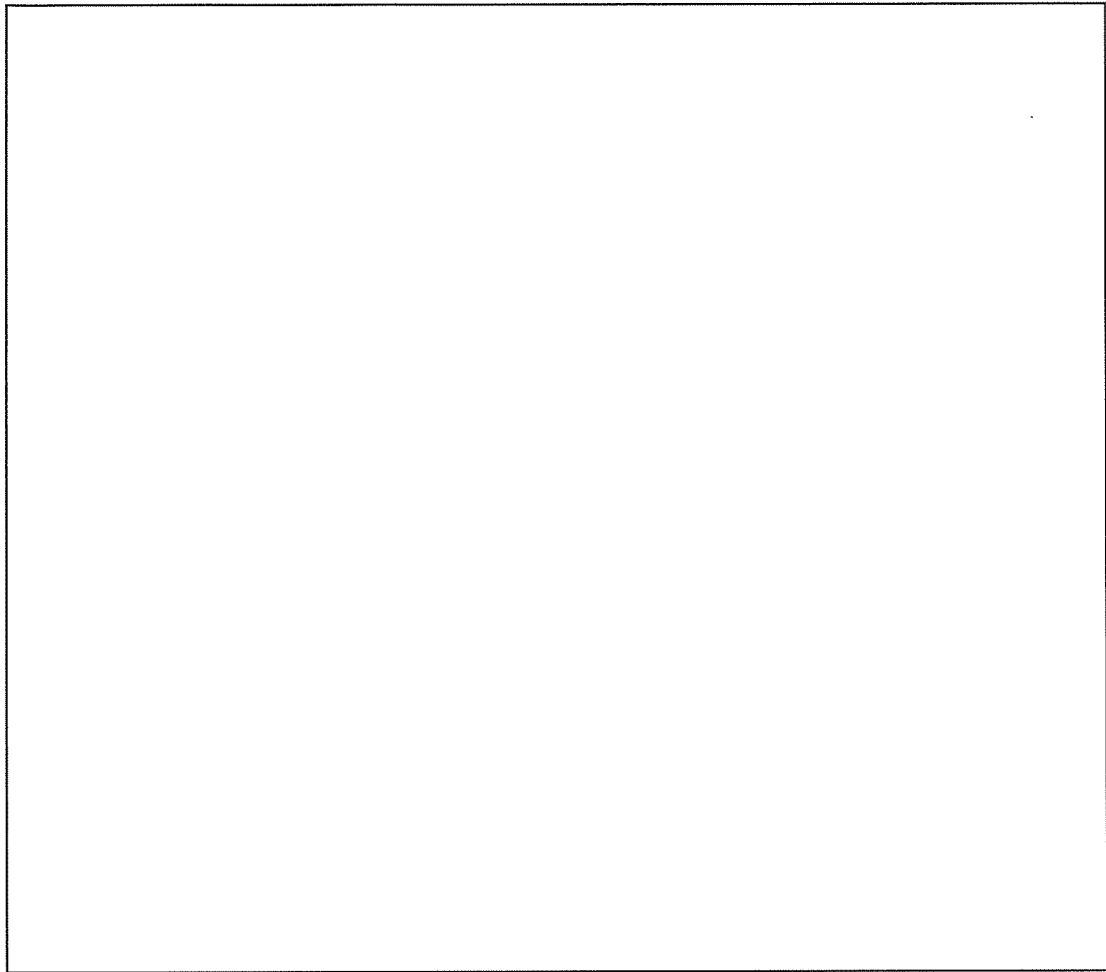
このように評価した結果を添説建 3-III. 付 8-3 表、添説建 3-III. 付 8-4 表に示す。評価結果より、サイディング材（胴縁及び柱）が吸収する変形エネルギーが、想定される飛来物である軽トラ及びプレハブの運動エネルギーを上回っており、サイディングで飛来物を防護できることを確認した。



添説建 3-III. 付 8-2 図 サイディング胴縁のたわみと荷重及び変形エネルギー



添説建 3-III. 付 8-3 図 サイディング柱のたわみと荷重及び変形エネルギー（上部側）



添説建 3-III. 付 8-4 図 成型工場（放射線管理棟）におけるサイディング設置位置

添説建 3-III. 付 8-2 表 サイディングの諸元

	記号	単位	数値
耐力	σ_y	MPa	
引張強さ	σ_u	MPa	
破断伸び	ε_u		
ヤング率	E	MPa	
塑性変形ヤング率	E_p	MPa	
サイディング胴縁	A	mm	
溝形鋼: 100 × 50 × 5 × 7.5	B	mm	
	t1	mm	
	t2	mm	
サイディング胴縁の断面二次モーメント	I_b	mm ⁴	
サイディング胴縁の断面係数	Z_b	mm ³	
サイディング胴縁の長さ	L_b	mm	
サイディング柱	H	mm	
H形鋼: 150 × 150 × 7 × 10	B	mm	
	t1	mm	
	t2	mm	
	h2	mm	
	h1	mm	
	b2	mm	
	b1	mm	
サイディング柱の断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	
サイディング柱の断面係数	Z_c	mm ³	
サイディング柱の長さ	L_c	mm	

添説建 3-Ⅲ. 付 8-3. 表

サイディングが吸収するエネルギーと軽トラの運動エネルギーの比較

	記号	単位	数値
飛来物質量(軽トラ)	m	kg	
飛来物速度	v0	m/s	
衝突角度	deg	deg	
飛来物速度	$v=v0 \times \sin(\text{deg})$	m/s	
車体剛性	$Kv=588 \cdot m$	N/m	
飛来物変形量	δv	m	
胴縁到達歪	ε		
柱到達歪	ε		
胴縁たわみ	δb	m	
柱たわみ	δc	m	
胴縁変形エネルギー	Eeb	J	
柱変形エネルギー	Eec	J	
胴縁寄与本数	nb	本	
柱寄与本数	nc	本	
飛来物変形エネルギー	Eev	J	
変形エネルギー(全本数)	$Ees=nb \times Eeb+nc \times Eec$	J	
飛来物運動エネルギー	Ek	J	
全変形エネルギー	$Eet=Eev+Ees$	J	
全変形エネルギー-飛来物運動エネルギー		J	
全変形エネルギーは飛来物運動エネルギーより大きいので運動エネルギーを吸収することができる。			

添説建3-III.付8-4表

サイディングが吸収するエネルギーとプレハブの運動エネルギーの比較

	記号	単位	数値
飛来物質量(プレハブ)	m	kg	
飛来物速度	v	m/s	
衝突角度	deg	deg	
飛来物速度	$v=v_0 \times \sin(\text{deg})$	m/s	
車体剛性	$K_v=588 \cdot m$	N/m	
飛来物変形量	δv	m	
胴縁到達歪	ε		
柱到達歪	ε		
胴縁たわみ	δb	m	
柱たわみ	δc	m	
胴縁変形エネルギー	E_{eb}	J	
柱変形エネルギー	E_{ec}	J	
胴縁寄与本数	nb	本	
柱寄与本数	nc	本	
飛来物変形エネルギー	E_{ev}	J	
変形エネルギー(全本数)	$E_{es}=nb \times E_{eb}+nc \times E_{ec}$	J	
飛来物運動エネルギー	E_k	J	
全変形エネルギー	$E_{et}=E_{ev}+E_{es}$	J	
全変形エネルギー-飛来物運動エネルギー		J	
全変形エネルギーは飛来物運動エネルギーより大きいので運動エネルギーを吸収することができる。			

参考文献

- 1) 「自動車の衝突安全」2012年2月29日 名古屋大学出版会 著者 水野幸治

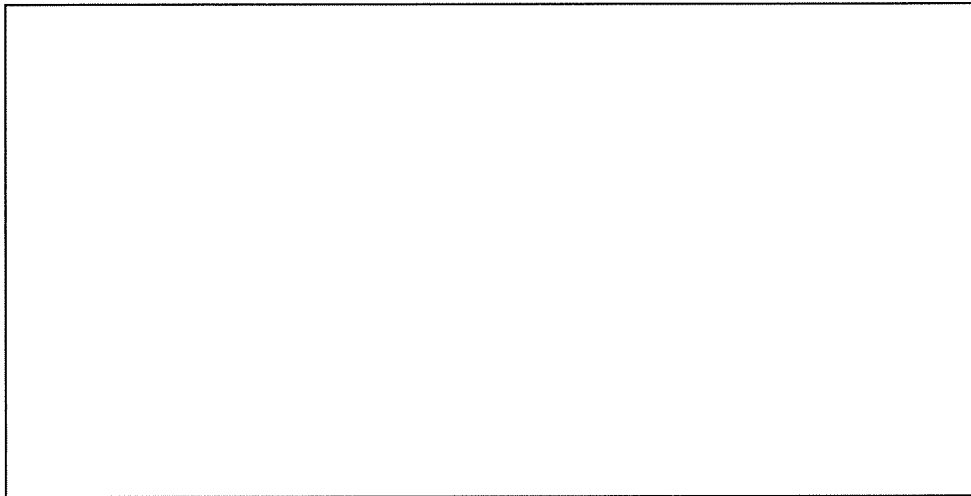
(補足)

塑性を考慮した梁（柱）の変形エネルギー評価手法

ここでは、塑性まで考慮した場合の梁が担うことのできる変形エネルギーの評価手法を示す。

1. 応力歪線図のモデル化例

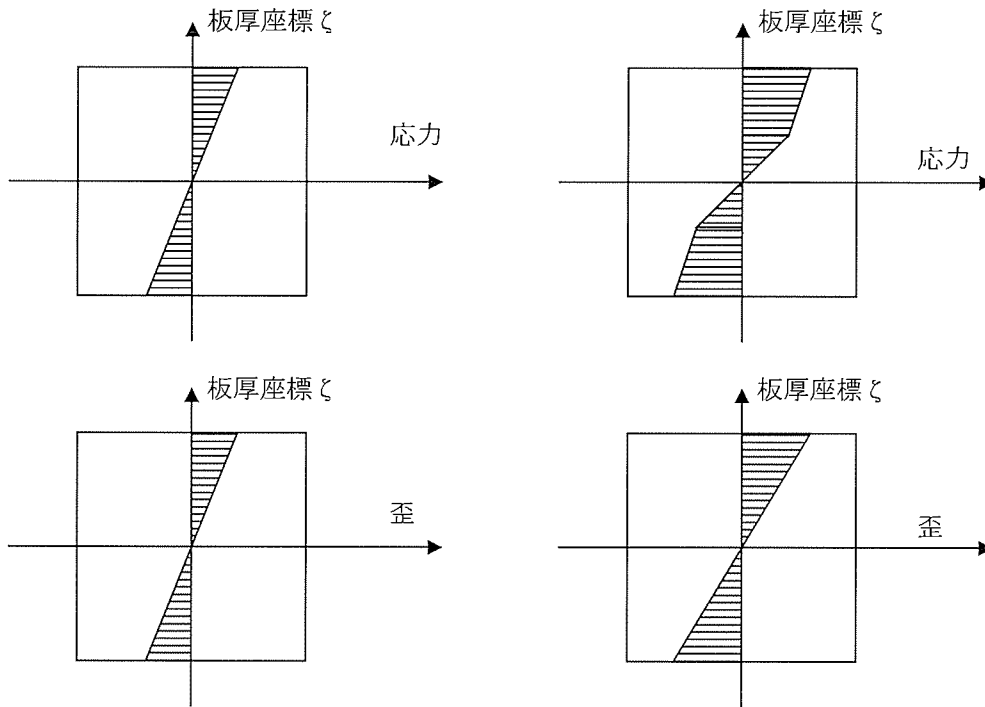
応力歪線図は概略として添説建 3-Ⅱ. 付 8-5 図に示す通りモデル化する。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-5 図 応力歪線図のモデル化

2. 梁断面の応力分布とモーメント

梁断面が破断する直前の柱断面が担うことのできるモーメントは断面内のモーメントを積分することで求められる。



添説建 3-Ⅱ. 付 8-6 図 柱断面の応力と歪の分布

応力歪線図の模式図から応力と歪の関係式を以下の通り示す。

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ \sigma_y + E_p(\varepsilon - \varepsilon_y) & \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases} \quad (1)$$

ここで

σ : 応力

σ_y : 耐力 (200 N/mm²とする)

ε : 歪

ε_y : 弾性限界歪

E : ヤング率 (200000N/mm²とする)

E_p : 弾性限界を超えた歪における応力-歪線図の傾き (以後、塑性ヤング率という)

$$E_p = \frac{\sigma_u - \sigma_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (2)$$

Σ_u : 引張強さ (400 N/mm²とする)

E_u : 破断伸び (20%とする)

柱の断面の板厚方向 (曲げ方向) の座標を ζ とする。

断面内の歪の分布は線形であるとして、

$$\varepsilon = \alpha \zeta \quad (3)$$

ここで板厚を h とすると、

$$\alpha = \frac{2\varepsilon_m}{h} \quad (4)$$

ε_m : 断面内最大歪

とする。

また、断面の ζ 座標上で応力が耐力に到達するときの値を

$$\zeta_y = \frac{\varepsilon_y}{\alpha} \quad (5)$$

とする。

断面内のモーメントを計算する。

計算は矩形断面を前提に評価するので、板幅を b とすると、任意の形状の断面に対し、断面二次モーメント I が与えられているとして、

$$b = \frac{12I}{h^3} \quad (6)$$

である。

断面内モーメントは

$$\begin{aligned} M &= 2b \int_0^{h/2} \sigma(\zeta) \cdot \zeta \cdot d\zeta \\ &= 2b \left[\int_0^{\zeta_y} \alpha E \cdot \zeta^2 \cdot d\zeta + \int_{\zeta_y}^{h/2} \{ \sigma_y + E_p \alpha (\zeta - \zeta_y) \} \zeta \cdot d\zeta \right] \\ &= 2b \left\{ \left[\frac{\alpha E \cdot \zeta^3}{3} \right]_0^{\zeta_y} + \left[\frac{\sigma_y \zeta^2}{2} \right]_{\zeta_y}^{h/2} + \left[\frac{\alpha E_p \zeta^3}{3} \right]_{\zeta_y}^{h/2} - \left[\frac{\alpha E_p \zeta_y \zeta^2}{2} \right]_{\zeta_y}^{h/2} \right\} \\ &= b \left\{ \frac{2\alpha E \cdot \zeta_y^3}{3} + \frac{\sigma_y h^2}{4} - \sigma_y \zeta_y^2 + \frac{\alpha E_p h^3}{12} - \frac{2\alpha E_p \zeta_y^3}{3} - \frac{\alpha E_p \zeta_y h^2}{4} + \alpha E_p \zeta_y^3 \right\} \quad (7) \end{aligned}$$

3. モーメントからたわみ、荷重、変形エネルギーの計算手順

梁に作用するたわみの分布は弾性るときと同様線形であるとする。

梁に作用するモーメントと荷重の関係は

$$M = \frac{FL}{\beta} \quad (\text{両端支持の場合、梁の中央に荷重が作用するとして } \beta = 4) \quad (8)$$

となる。

ここで

L : 梁の長さ

F : 梁の荷重 (両端支持の場合は梁の中央に作用する)

たわみは

$$\delta = \frac{FL^3}{\gamma EI} \quad (\text{両端支持の場合 梁中央の荷重に対して } \gamma = 48) \quad (9)$$

となる。

以上を用いて計算の手順を以下に示す。

- ① 梁に作用するたわみ δ を仮定する
- ② たわみから仮想荷重 F_i を求める (以下、”仮想”とは塑性を無視して線形として評価したものを意味する)

$$F_i = \frac{\delta \gamma EI}{L^3} \quad (10)$$

- ③ 仮想荷重から仮想モーメント M_i を求める

$$M_i = \frac{F_i L}{\beta} \quad (11)$$

- ④ 仮想モーメントから仮想応力 σ_i を求める。

$$\sigma_i = \frac{M_i}{Z} \quad (12)$$

ここで Z は断面係数

- ⑤ 仮想応力から断面内最大歪 ε_m を求める。

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_i}{E} \quad (13)$$

- ⑥ 表面最大歪から断面内歪傾き α を求める

$$\alpha = \frac{2\varepsilon_m}{h}$$

- ⑦ この α を用いて (10) 式に代入し、実際に作用するモーメント M を求める。
- ⑧ モーメント M から実際に作用する荷重 F を求める。

$$F = \frac{\beta M}{L}$$

- ⑨ たわみ δ_u に到達するまでの変形エネルギー E_e を計算する。

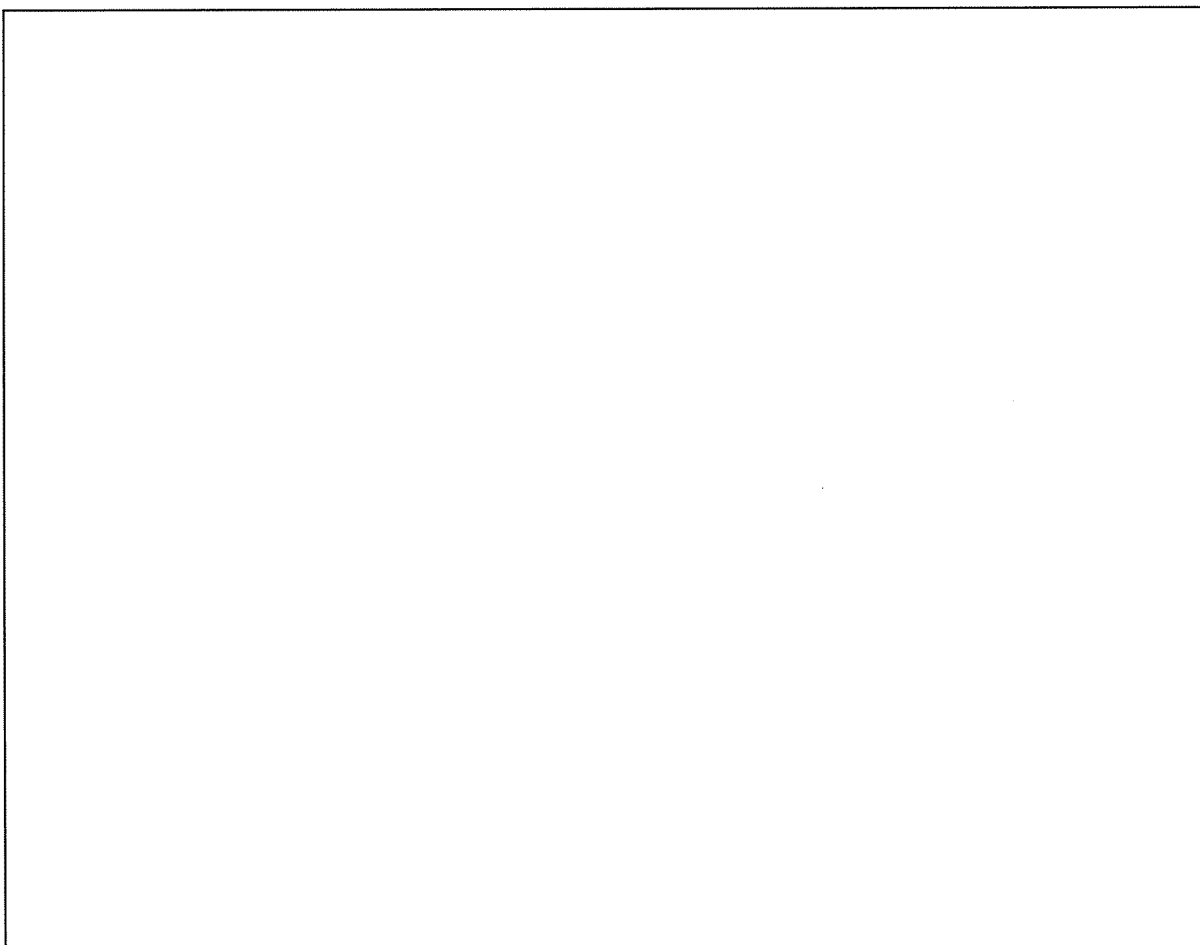
$$E_e = \int_0^{\delta_u} F \cdot \delta \cdot d\delta \quad (14)$$

この計算手法により、任意の歪に対してたわみ、荷重の関係が計算できる。また、変形エネルギーについては、たわみを少しずつ変化させ、数値積分（台形公式）することにより求める。

成型工場 外気導入カバーの竜巻に対する強度計算書

1. 概要

成型工場 南側の換気用外気導入口に設置する添説建 3ーⅢ. 付 9ー1 図の外気導入カバーについて、竜巻に対する強度検討を行う。



添説建 3ーⅢ. 付 9ー1 図 外気導入カバー図

(1) 荷重条件

竜巻荷重

F1 竜巻荷重 w_1 (N/m²) : 1172

F3 竜巻荷重 w_3 (N/m²) : 4130

(2) 評価モデル

1) 受圧板

4 辺固定板モデル

2) 小梁 A, B

両端固定の梁モデル

3) 小梁 C

両端固定の梁モデル

4) アンカーボルト

kN/本 (長期許容引抜荷重) ※1

※1 許容値は、「建築設備耐震設計施工指針 (2014) 日本建築センター」による。

(3) 評価結果要約

受圧板、小梁及びアンカーボルトの竜巻荷重に対する検定結果を添説建 3-III. 付 9-1 表に示す。

添説建 3-III. 付 9-1 表 竜巻荷重に対する各構造部位の検定比表

構造部位	F1 竜巻	F3 竜巻
受圧板		
小梁		
アンカーボルト		

成型工場の外気導入カバーは、F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げモーメント内であることを確認した。また、F3 竜巻荷重に対しては、外気導入カバーの飛散を防止するアンカーボルトのみに着目し、アンカーボルト引抜抵抗力内であることを確認した。

単位面積当りの許容荷重(検定比 1.0 相当の竜巻荷重)は、検定比の最も厳しい値から算定し、次の値となる。

- ・ F1 竜巻荷重での短期許容荷重 : (Pa) (= 1172 /)
- ・ F3 竜巻荷重での終局耐力荷重 : (Pa) (= 4130 /)

以下に各構造部位の強度検討結果の詳細を示す。

2. 受圧板の検討

4 辺固定板として、交差板理論により、最も大きい板の最大曲げモーメントを算出する。

(RC 基準 (10.1) 式を引用)

- 短辺長 ℓ_x (mm) :
- 長辺長 ℓ_y (mm) :
- 辺長比パラメータ $R = \ell_y^4 / (\ell_x^4 + \ell_y^4) =$
- 単位面積当りの全荷重 w
- 短辺方向の分担荷重 $w_x = R \times w$
- 受圧板の単位幅 b (mm) :
- 受圧板の板厚 t (mm) :

F1 竜巻

- 竜巻荷重
 - w_1 (N/m²) :
 - w_{x1} (N/m²) : $R \times w_1 =$
- 単位幅 b 当り板の短辺方向両端最大曲げモーメント
 - $M_1 = 1 / 12 \times w_{x1} \times \ell_x^2 / b =$ N·m/m
- 単位幅 b 当り板の断面係数
 - Z (mm³/m) : $1 / 6 \times b \times t^2 / b =$
- 単位幅 b 当り板の短期許容曲げモーメント
 - $M_a = f_y \times Z =$ N·m/m
- 板の両端最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比
 - $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

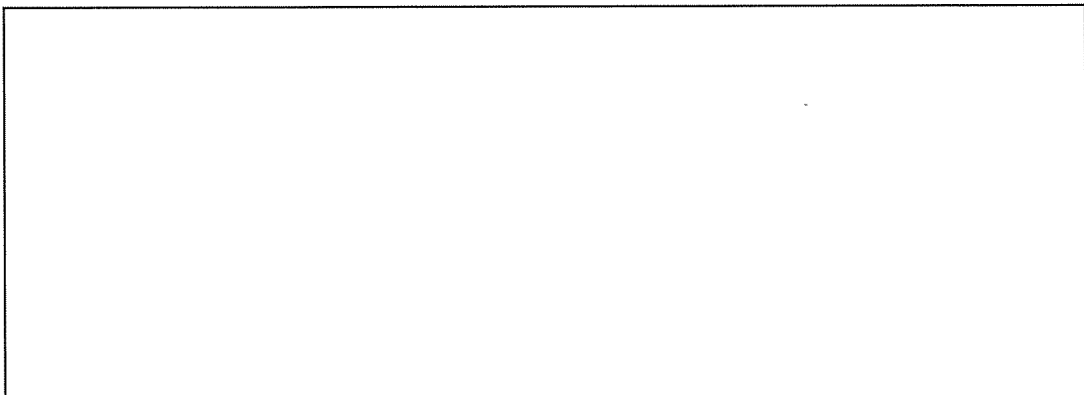
受圧板は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

3. 小梁の検討

(1) 小梁 A の検討

小梁 A の検討対象位置を添説建 3-III. 付 9-2 図に示す。

小梁 A による門型ラーメン構造を両端固定の梁モデルとして検討する。



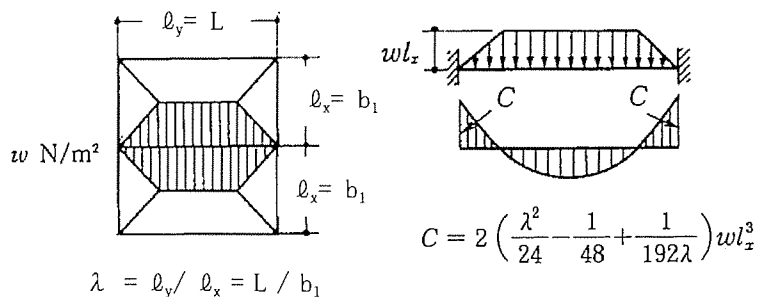
添説建 3-III. 付 9-2 図 小梁 A の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

・ 設計方針

小梁 A はスパン L で荷重を支持するものとする。

荷重は、添説建 3-III. 付 9-3 図に示す小梁 A が負担する範囲（台形分布）を考慮する。



添説建 3-III. 付 9-3 図 床梁の応力算定図
(日本建築学会・鉄筋コンクリート構造計算用資料集)

・ 竜巻荷重

w_1 (N/m²) : 1172

・ 短期荷重時梁端部最大曲げモーメント

- 小梁 A スパン L (mm) :
- 小梁間隔 b_1 (mm) :
- 辺長比 λ :

小梁 A 端部モーメント

M_1 (N·m) : $C =$
 $=$
 $=$

・ 小梁 A の断面係数

Z (cm³) :

・ 小梁 A の短期許容曲げモーメント

$M_a = f_y \times Z =$ N·m

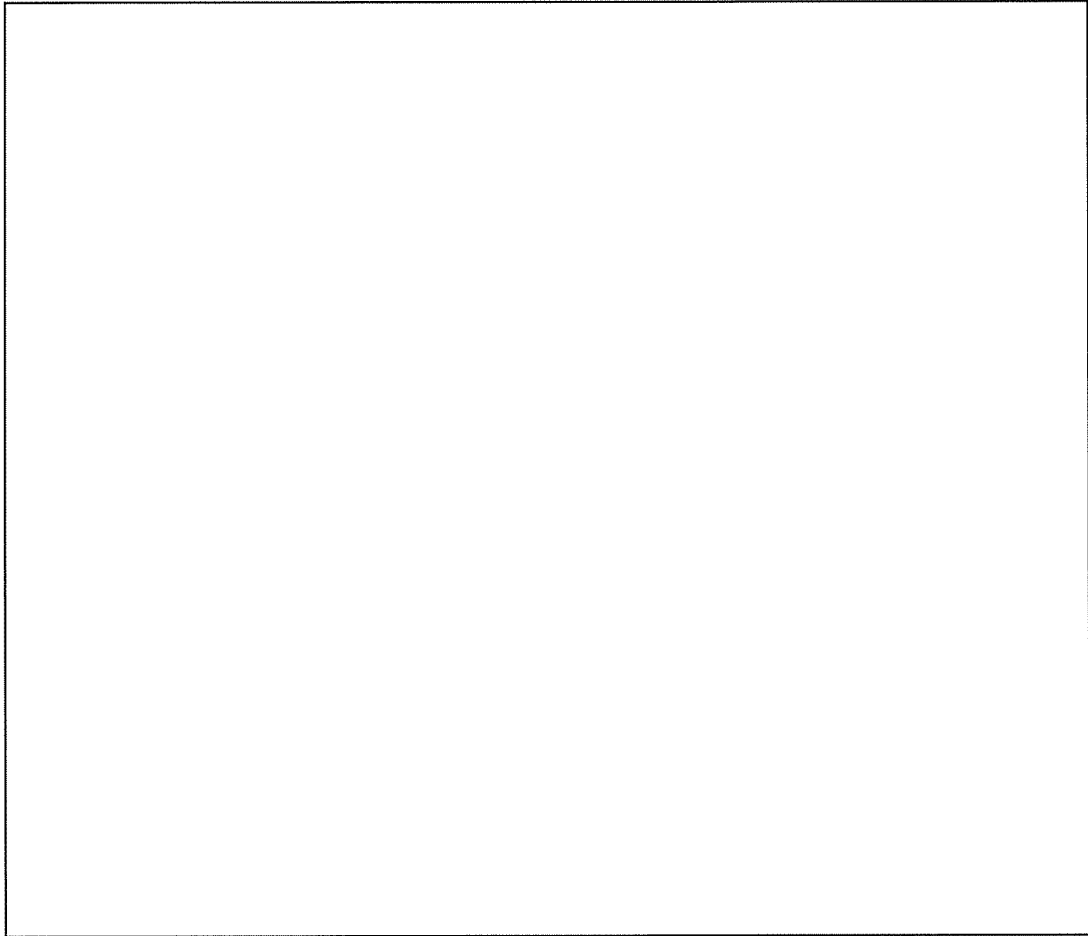
・ 最大曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの検定比 K_{A1}

$K_{A1} = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

以上により、小梁 A は F1 竜巻荷重に対して、短期許容曲げモーメント内である。

(2) 小梁 C の検討

受圧板の下部辺にある小梁 C を方杖のある位置で両端固定とし、添説建 3-III. 付 9-4 図に示した梁モデルとして検討する。



添説建 3-III. 付 9-4 図 小梁 C の検討モデルと曲げモーメント図

F1 竜巻

- 小梁 A から反力として伝達される集中荷重 P_{A1} 、 P_{A2} は、添説建 3-III. 付 9-4 図に示す荷重範囲の受圧面積 S_{A1} 、 S_{A2} を分担する。

$$S_{A1} = (b_3 + b_4) / 2 \times h - 1 / 8 \times b_3^2 - 1 / 8 \times b_4^2$$

$$= \boxed{\hspace{10em}} \text{ m}^2$$

$$S_{A2} = b_3 \times h - 1 / 4 \times b_3^2$$

$$= \boxed{\hspace{10em}} \text{ m}^2$$

- 小梁 A から伝達される F1 竜巻荷重

$$P_{A1} = S_{A1} \times w_1 = \boxed{\hspace{2em}} \times 1172 = \boxed{\hspace{2em}} \text{ N}$$

$$P_{A2} = S_{A2} \times w_1 = \boxed{\hspace{2em}} \times 1172 = \boxed{\hspace{2em}} \text{ N}$$

- 小梁 C が直接負担する受圧面積 S_{C1} 、 S_{C2} (添説建 3-III. 付 9-4 図 参照)

$$S_{C1} = 1 / 4 \times b_4^2 = \boxed{\hspace{4em}} \text{ m}^2$$

$$S_{C2} = 1 / 4 \times b_3^2 = \boxed{\hspace{4em}} \text{ m}^2$$

- 小梁 C が直接負担する F1 竜巻荷重

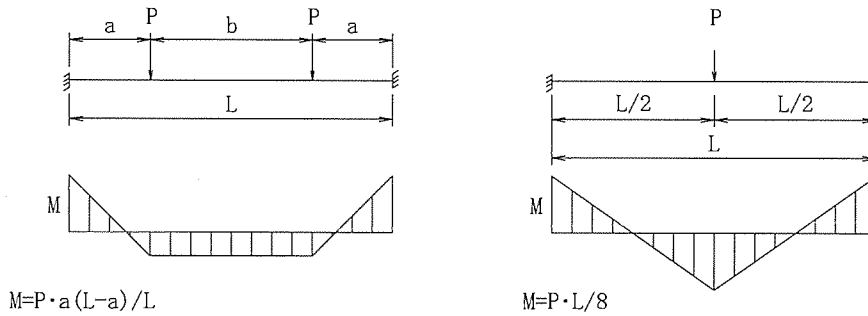
保守的に考えて小梁 C が直接負担する分担荷重を集中荷重として検討する。

$$P_{C1} = S_{C1} \times w_1 = \boxed{\hspace{2em}} \times 1172 = \boxed{\hspace{2em}} \text{ N}$$

$$P_{C2} = S_{C2} \times w_1 = \boxed{\hspace{2em}} \times 1172 = \boxed{\hspace{2em}} \text{ N}$$

- 小梁 C に作用する荷重による最大曲げモーメント

添説建 3-III. 付 9-5 図に示す梁の曲げモーメント式より端部の曲げモーメントを算出する。



(土木学会・構造力学公式集)

添説建 3-III. 付 9-5 図 スパン中央及び端部の曲げモーメント

4. アンカーボルトの検討

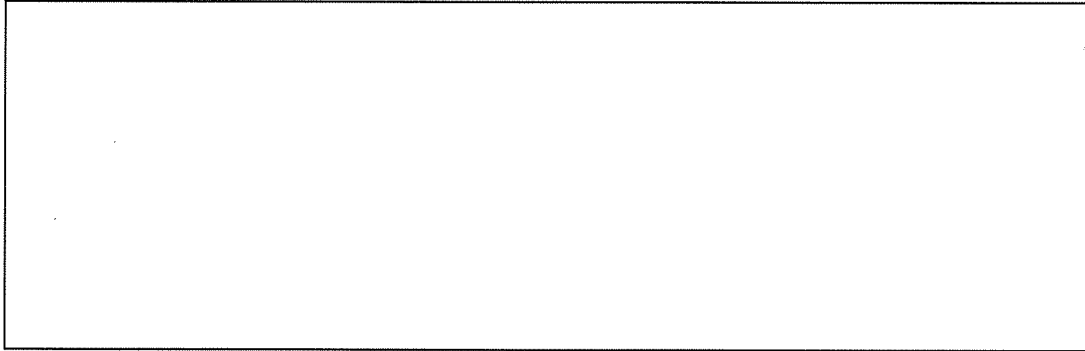
- ケミカルアンカー

ケミカルアンカーの許容荷重値は、「建築設備耐震設計施工指針（2014）日本建築センター」による。

$$\text{長期許容引抜荷重 } N_{al} = \text{ } \text{ N}$$

$$\text{短期許容引抜荷重 } N_{as} = N_{al} \times 1.5 = \text{ } \text{ N}$$

アンカーボルトの検討に当っては、保守的に考えて、添説建 3-III. 付 9-6 図に示す受圧板下部に作用する竜巻荷重引抜力に対して、小梁 C の両端部直下にある下端アンカーボルト 2 本にて抵抗するものとした。



添説建 3-III. 付 9-6 図 受圧板下端アンカーボルトの荷重負担範囲図

受圧面積 S_T

$$S_T = B \times L / 2 = \text{ } \text{ m}^2$$

F1 竜巻

- 竜巻荷重

$$w_1 (\text{N/m}^2) : 1172$$

- 下端アンカーボルトの引抜力

$$R_1 = S_T \times w_1 / 2 = \text{ } \text{ N}$$

- 中央アンカーボルトの引抜力

$$R_1' = S_T \times w_1 / 4 - R_0' / 2 = \text{ }$$

$$R_1' > R_1$$

- アンカーボルトの引抜力に対する短期許容引抜荷重の検定比

$$R_1' / N_{as} = \text{ } < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上により、アンカーボルトは F1 竜巻荷重に対して、短期許容引抜荷重値内である。

IV. 工場棟 組立工場の竜巻防護設計計算書

1. 組立工場の位置・構造

1.1. 建設位置

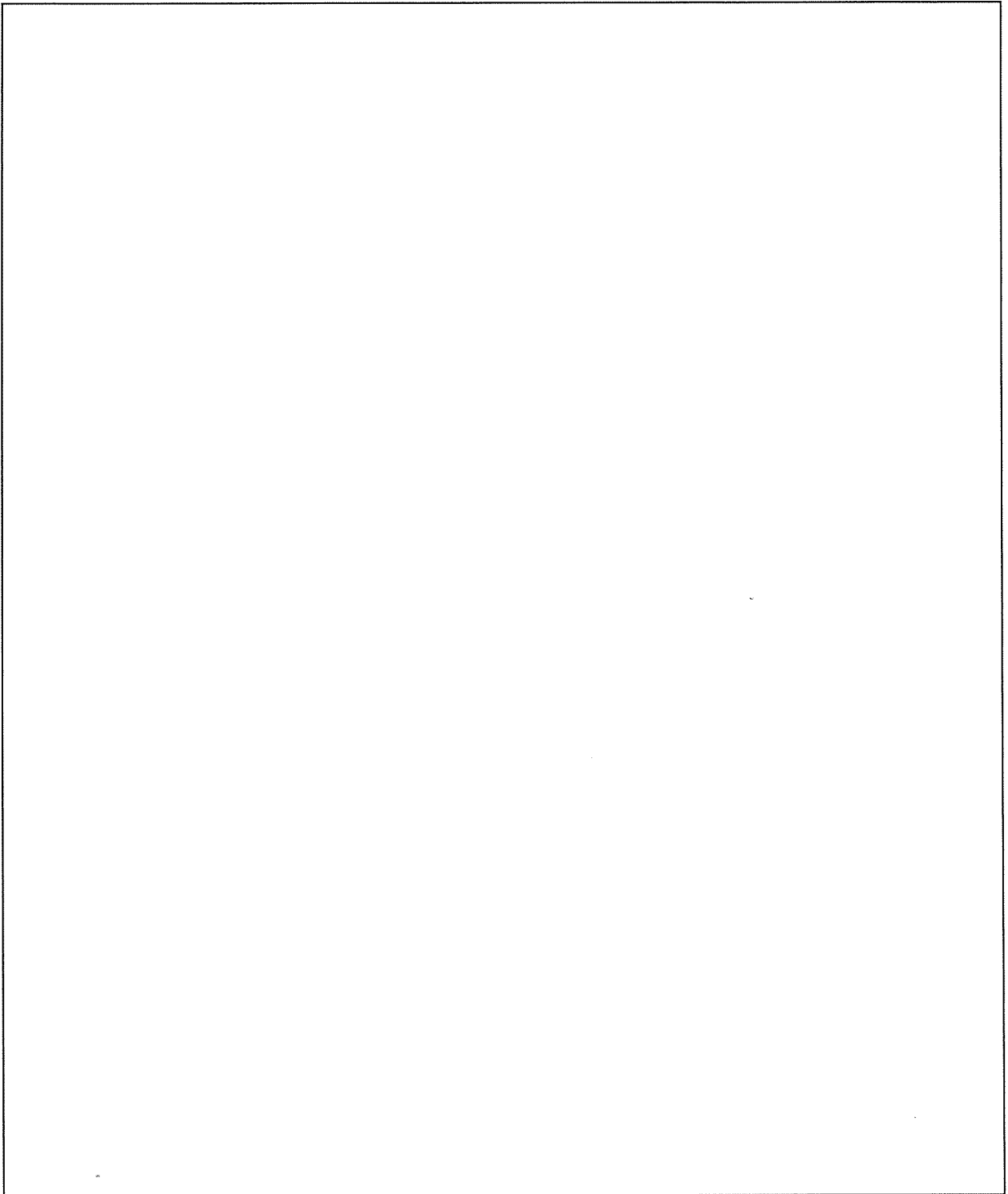
組立工場の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から100m以上離れている。

1.2. 構造概要

組立工場は燃料集合体組立室、燃料棒検査室、燃料集合体貯蔵室及び前室から構成されている。構造は鉄筋コンクリート造（RC造）、一部大梁は鉄骨造（S造）と前室が鉄骨造（S造）平屋建ての建物で、平面形状は組立工場本体部分が約 \square m \times \square m、高さ \square m、前室部分が約 \square m \times \square m、高さ \square mの整形な建物である。

開口部としては、鉄扉、シャッタ、換気用ガラリを設置している。屋根伏図及び断面図を添説建3-IV.1.2-1図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



注) 図に示す※の番号は「添説建 3-IV. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

添説建 3-IV. 1. 2-1 図 建物平面 (屋根伏図) 及び断面図

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、組立工場の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根、壁、鉄扉、シャッタに作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速の 92m/s で、同様の評価を実施する。なお、前室は F3 による応力での損傷を許容するため、F1 のみの評価とする。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-IV. 1. 3-1 図に示す。

1.4.補強内容

組立工場における竜巻に対する補強部位を添説建 3-IV. 1. 4-1 表に示す。

添説建 3-IV. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位

項目	F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価	—	—
局 部 評 価	屋根 ※1	○ 注 1
	壁 ※2	—
	鉄扉 ※3	○
	シャッタ ※4	— 注 3
飛来物防護 ※5	— 注 2	○ 注 1

○：補強あり —：補強なし

※1：既設屋根の折板を高強度折板に交換で補強

※2：既設壁をサイディングに交換（前室）

※3：既設鉄扉の補強

※4：既設シャッタは補強バーの追設で補強

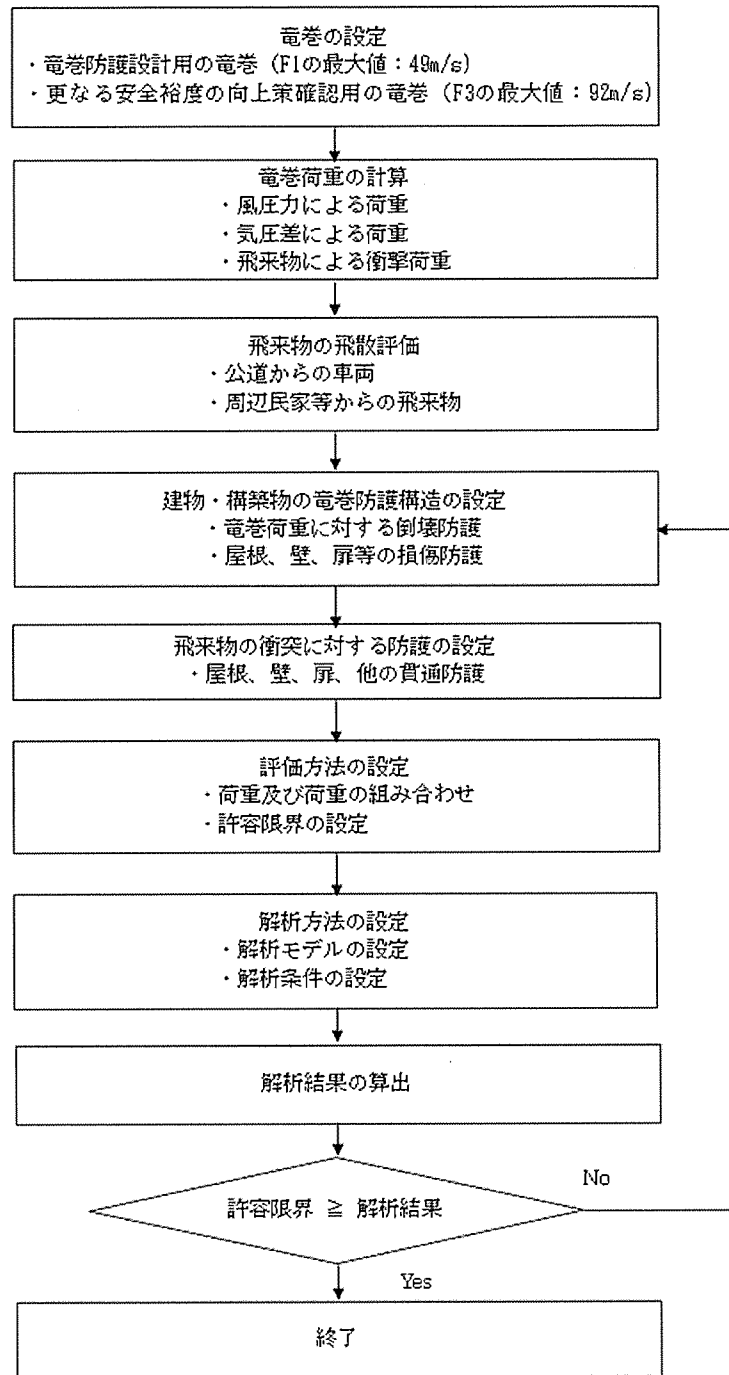
※5：飛散防止用防護ネットの設置（次回以降申請）

なお、組立工場内のガラリ及び空調用ダクトは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。

注 1) 屋根は F3 竜巻に耐えることができないため、屋根下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注 2) F1 竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物はないことから F1 竜巻での飛来物防護のための補強は無い。

注 3) F3 竜巻防護のシャッタは鉄扉に変更する。（次回以降申請）



添説建 3-IV. 1. 3-1 図 建物・構築物の竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1. 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、組立工場が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度=1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速=49m/s、F3 竜巻最大風速=92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速=42m/s、F3 竜巻の最大接線風速=78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-IV. 2. 1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-IV. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_w （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉・シャッタについては w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉・シャッタ

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉・シャッタの風力係数を添説建 3-IV. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-IV. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1.2 を用いて評価する。

添説建 3-IV. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-IV.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から組立工場までは100m以上離れており、同建物まで到達する飛来物はないことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-IV.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。

組立工場本体の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「IV. 工場棟 組立工場の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-IV. 4.1-1 表に示す。保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して組立工場本体が健全であることを確認した。

添説建 3-IV. 4.1-1 表 組立工場本体 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書一建 3-IV付録 2 参照

前室の保有水平耐力を添説建 3-IV. 4.1-2 表に示す。

添説建 3-IV. 4.1-2 表 前室の保有水平耐力

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

前室の保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-IV. 4.1-3 表に示す。保有水平耐力は、F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して前室が健全であることを確認した。

添説建 3-IV. 4.1-3 表 前室 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
Y 方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書一建 3-IV付録 2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉・シャッタの局部評価

屋根・壁・鉄扉・シャッタの短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-IV.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-IV.4.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁 (RC 部)				○
壁 (サイディング)				○
シャッタ				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建3-IV付録5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書ー建3-IV付録4 参照

*3：添付説明書ー建3-IV付録5 参照

*4：添付説明書ー建3-XII. 工場棟および付属建物鋼製シャッタ説明書 参照

*5：添付説明書ー建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF1竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF1竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されているF1竜巻荷重を検定比で割り戻す(短期許容荷重=F1竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。組立工場本体の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IV. 工場棟 組立工場の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-IV.5.1-1表に示す。保有水平耐力はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。なお、前室はF3竜巻荷重に対して損傷を許容する。

添説建3-IV.5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-IV付録3

5.2 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3竜巻荷重に対しては、屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。

壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-IV.5.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

添説建3-IV.5.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
壁(RC部)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-IV付録5 参照

*2：添付説明書一建3-IV付録4 参照

*3：添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF3竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF3竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されているF3竜巻荷重を検定比で割り戻す(終局耐力荷重=F3竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5.3 飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-IV. 5. 3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、組立工場まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 100m 以上のもので軽自動車 2、軽トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象に RC 外壁の貫通限界厚さを検討する。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-IV. 5. 3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する RC 外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-IV 付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-IV. 5.4-1 表に示す。

添説建 3-IV. 5.4-1 表 飛来物 RC 外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置（大）	

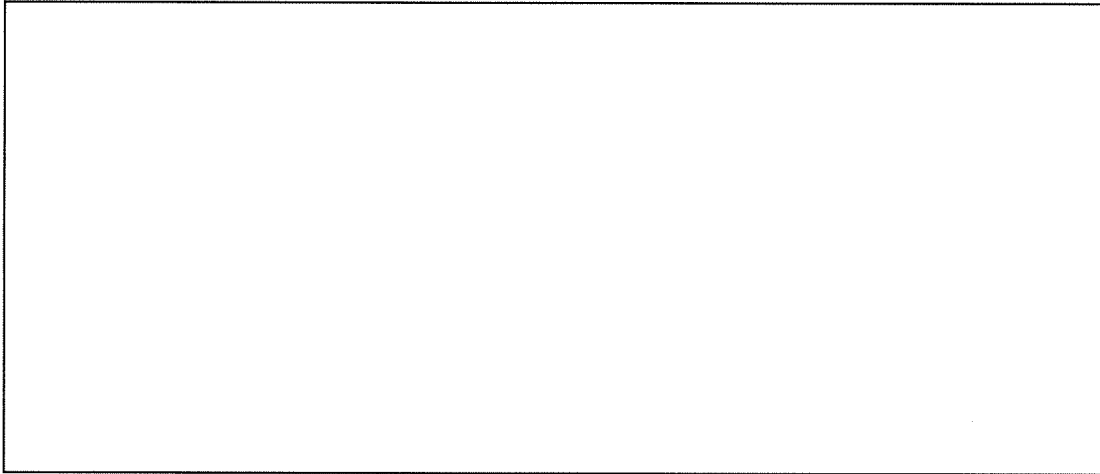
軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、組立工場の RC 外壁厚さ（）、、添説建 3-IV. 付 5-3 図 参照）の方が厚いことから、RC 外壁を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

1. 組立工場本体

見付面積 (A_{2F} , A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向の寸法はパラペットなどの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、X 方向及び Y 方向の水平寸法は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付面積



添説建 3—IV. 付 1—1 図 X 方向見付面積

$$a = \text{壁幅} + \text{両側幅裕度}$$

$$= \text{}$$

$$b = (2 \text{ 階壁高さ} + 150 + 150) / 2 + \text{高さ裕度}$$

$$= \text{}$$

$$c = (1 \text{ 階壁高さ} + 300) / 2 + (2 \text{ 階壁高さ} + 150 + 150) / 2$$

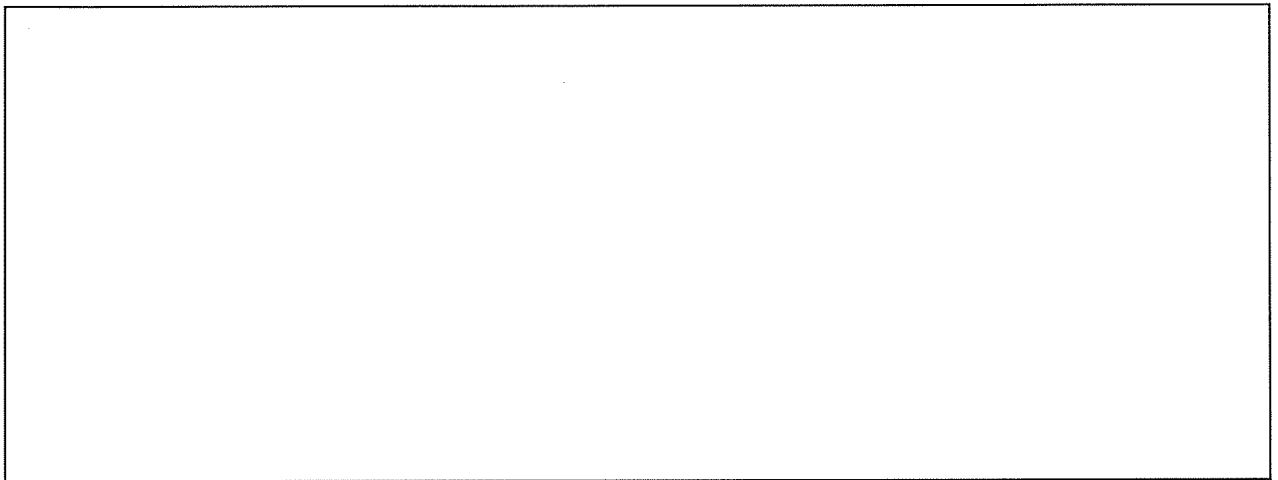
$$= \text{}$$

各階見付面積

$$2F : \text{壁 } A_{2F} = a \times b = \text{}$$

$$1F : \text{壁 } A_{1F} = a \times c = \text{}$$

Y方向（南北方向）の見付面積



添説建3-IV. 付1-2図 Y方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

= m

b = (2階壁高さ + 150 + 150) / 2 + 高さ裕度

= m

c = (1階壁高さ + 300) / 2 + (2階壁高さ + 150 + 150) / 2

= m

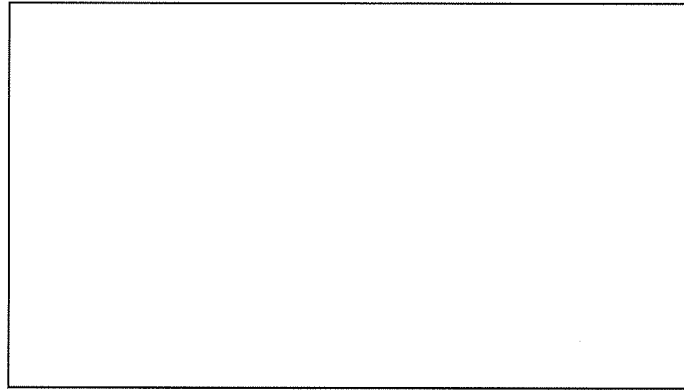
各階見付面積

2F : 壁 $A_{2F} = a \times b =$ m^2

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$ m^2

2. 前室の Y 方向（南北方向）の見付面積

見付面積 (A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向の寸法は上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。Y 方向の水平寸法は、1 通りから mm の裕度を見ている。



添説建 3-IV. 付 1-3 図 前室の Y 方向見付面積

$$a = \text{壁幅} + \text{片側幅裕度}$$

$$= \text{ }$$

$$b = 1 \text{ 階壁高さ} / 2 + \text{高さ方向裕度}$$

$$= \text{ } \text{ m}$$

各階見付面積

$$1F : \text{壁 } A_{1F} = a \times b = \text{ }$$

「添説建 3—IV. 4. 1—1 表 組立工場本体 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」等の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—IV. 付 2—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C -	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—IV付録 1 による。

添説建 3—IV. 付 2—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C -	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—IV付録 1 による。

添説建 3—IV. 付 2—3 表 前室 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C -	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—IV付録 1 による。

組立工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重：ΔP = (Pa) → (Pa) として計算に使用

・風圧力による荷重：q = (Pa) → (Pa) として計算に使用

「添説建 3-IV. 5. 1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-IV. 付 3-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IV付録 1 による。

添説建 3-IV. 付 3-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
2F	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IV付録 1 による。

組立工場の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) $\rightarrow \square$ (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—IV. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—IV. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1. 22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—IV. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0. 8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1. 2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	— -1808
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	※

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—IV. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—IV. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1. 22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—IV. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0. 8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1. 2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	4130 —
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	—

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

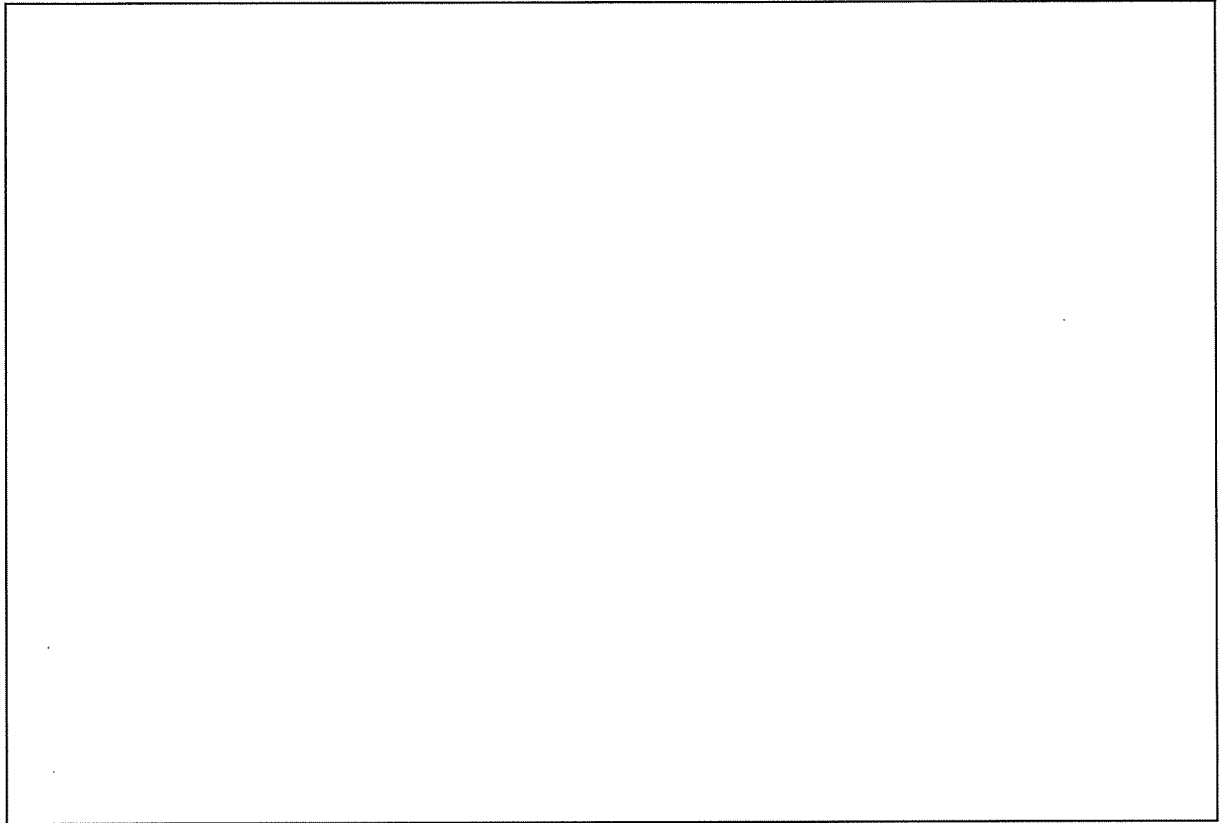
建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

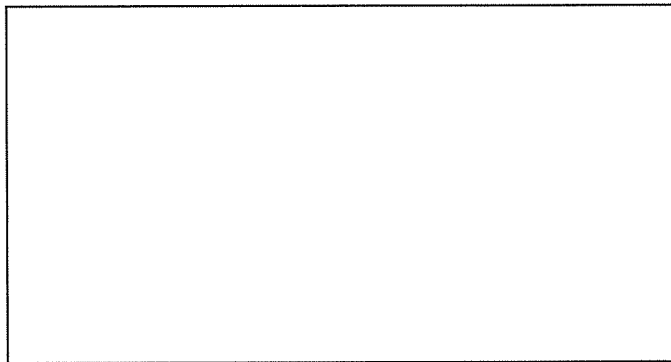
組立工場は本体と前室から構成されている。組立工場本体および前室の既存屋根は折板であるが、これを一旦撤去してから新設の折板を設けることとしているため、検討は新設折板について行う。

組立工場本体の外壁は鉄筋コンクリート構造であり、代表する部位について検討を行う。また、前室の南北はサイディング壁となっており支持スパンの最大部分についてサイディング壁の検討を行う。組立工場の局所評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—IV. 付 5—1 図～添説建 3—IV. 付 5—3 図に示す。

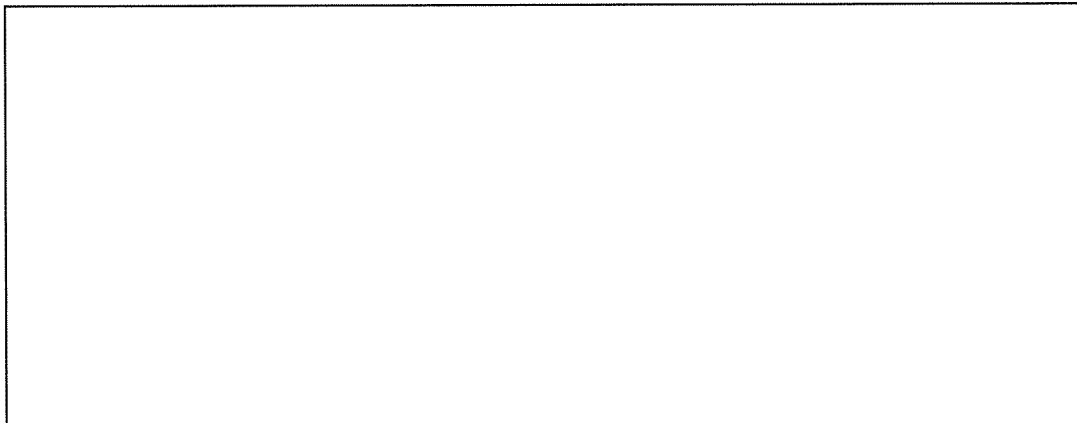
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-IV. 付 5-1 図 組立工場本体 屋根検討位置



添説建 3-IV. 付 5-2 図 前室 屋根検討位置



添説建 3-IV. 付 5-3 図 組立工場本体 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

外壁について、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC規準」と略記）に基づき F1 については鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、F3 については終局曲げ耐力に達する時の荷重を許容荷重とする。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC規準 (13.1)式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $f_t \times 1.1$

2.2.折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」（以下、「S規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.3.サイディング部

サイディングは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。サイディング、間柱、補強胴縁は鉄骨構造であるため、S規準に基づき、部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1 荷重

(1) 固定荷重（屋根）

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) 組立工場本体

新設折板単位重量 w_{RH1} (N/m ²)	:		
屋根受け下地(補強ブレース含む) w_{RH2} (N/m ²)	:		
検討用固定荷重 w_{RH} (N/m ²)	:	$w_{RH1} + w_{RH2} =$ 	

2) 前室

新設折板単位重量 w_{RZ1} (N/m ²)	:		
木毛板 w_{RZ2} (N/m ²)	:		
水平ブレース + 天井(照明設備) w_{RZ3} (N/m ²)	:		
検討用固定荷重 w_{RZ} (N/m ²)	:	$w_{RZ1} + w_{RZ2} + w_{RZ3} =$ 	

(2) 竜巻荷重

添説建 3-IV. 付 5-1 表に示す。(添付説明書一建 3-IV付録 4 参照)

添説建 3-IV. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根（折板）	外壁
F1 竜巻荷重（短期） w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152
F3 竜巻荷重（終局） w_{F3} (N/m ²)	— ※1	4130 ※2

※1：折板屋根は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2：F3 竜巻荷重時、折板屋根が竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2.使用材料と許容値

(1)コンクリート

設計基準強度 : $F_c = \boxed{} \text{ N/mm}^2$

(2)鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$:

(3)鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F = \boxed{} \text{ N/mm}^2$

(4)鉄骨接合部

使用材料 :

許容せん断力 : 一面せん断時

(建築基準法施行令第92条の2より算出)

使用材料 :

許容せん断力 : 一面せん断時

(5)折板

使用材料 :

許容荷重 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根の検討

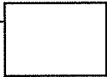
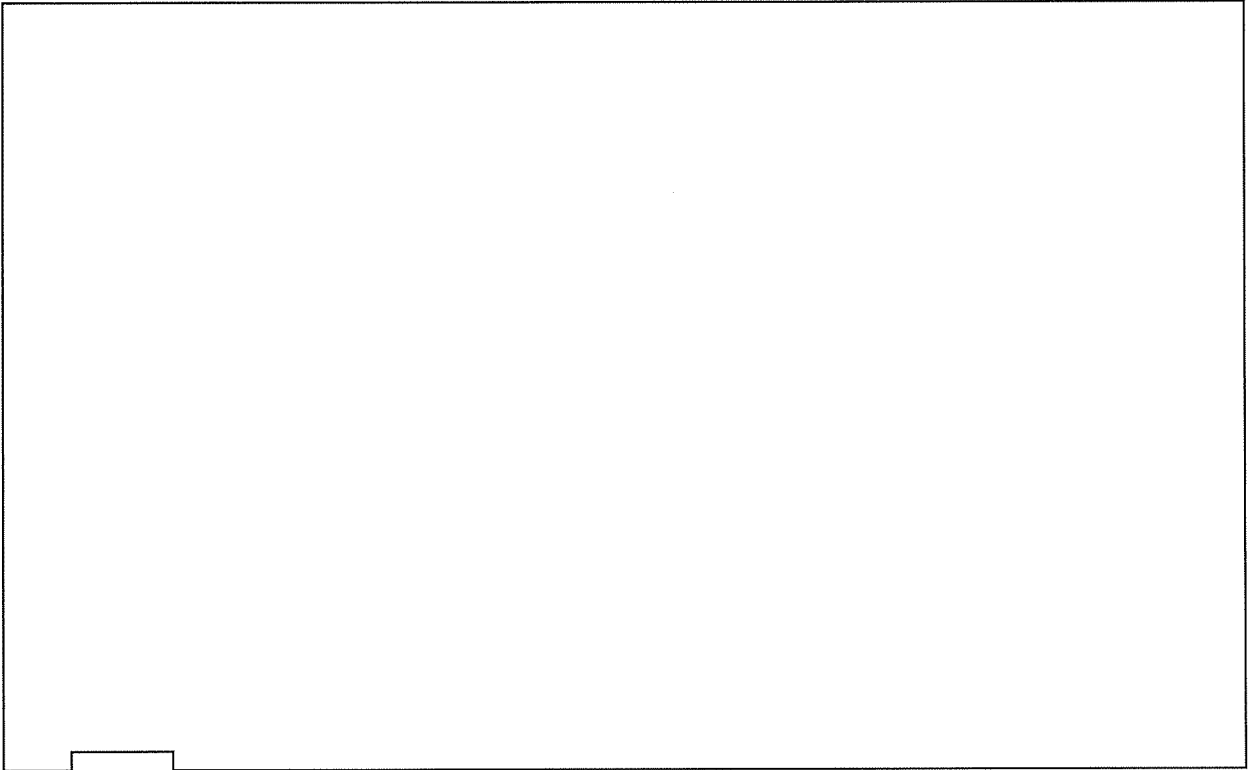
折板屋根について、F1 竜巻荷重時（短期）に対する検討を実施し、結果を以下に示す。

(1) 組立工場本体屋根

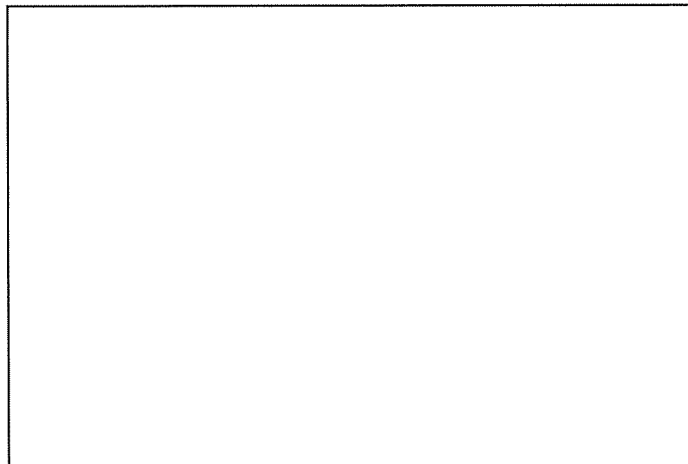
1) 検討位置

検討対象は、添説建 3-IV. 付 5-4 図～添説建 3-IV. 付 5-5 図に示す新設する折板、及びこれに伴い新設する小梁とする。新設小梁に関しては、NSB2、NSB3 についての検討を行う。

NSB2 は NSB3 を支持するものとする。



添説建 3-IV. 付 5-4 図 組立工場本体 屋根小梁検討位置



添説建 3-IV. 付 5-5 図 組立工場本体 屋根小梁部材リスト

2) 折板の検討

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンを比較する。
メーカー資料については、三菱原子燃料株式会社にて確認、保証したものである。

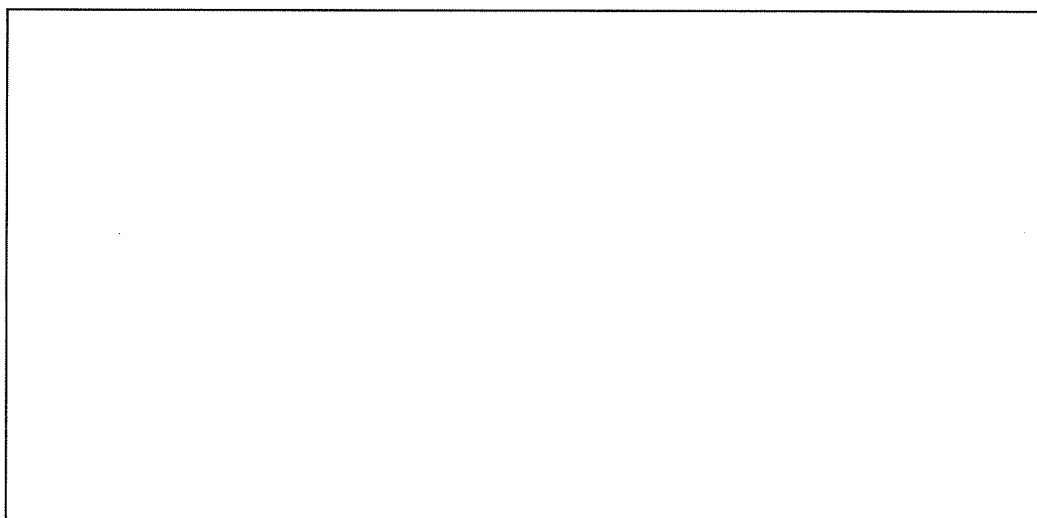
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-IV. 付 5-6 図より)

検定比 R_1 : < 1.0 OK



添説建 3-IV. 付 5-6 図 許容スパン（メーカー資料）

3) 鉄骨小梁 (NSB3) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RH} (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

使用部材重量 M_B (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

屋根固定荷重 W_{RH} (N/m) : $w_{RH} \times B_b =$

竜巻荷重 W_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$

検討用荷重 W (N/m) : $W_{F1} - W_{RH} - W_B =$

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = P \times L / 4 - W_b \times L^2 / 8 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad (F \text{ を超える場合は } F \text{ とする)}$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \boxed{}$$

$$\text{検定比 } R_4 = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times (P - W_b \times L) = (1 / 2) \times \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_5 = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 前室屋根

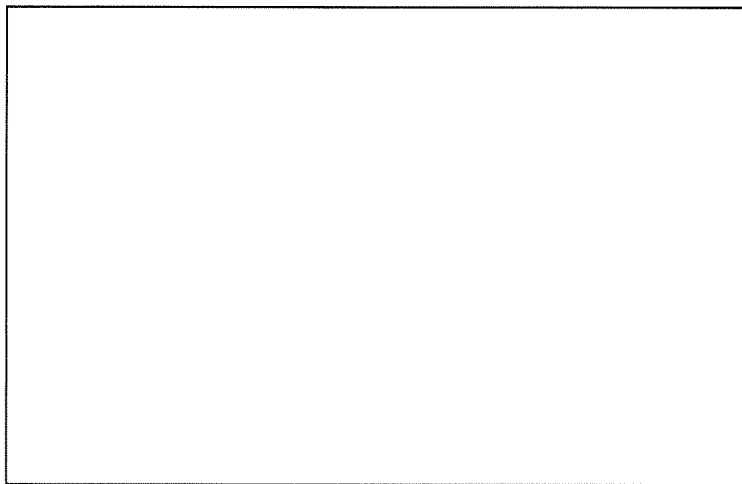
1) 検討位置

検討対象は、添説建 3-IV. 付 5-7 図に示す新設する折板、及びこれに伴い新設する小梁とする。小梁に関しては、既設の小梁 TB1 と新設小梁 NSB11 を検討対象とする。

NSB11 は既設大梁 bG2 による屋根負担を考慮し、スパン長 m の 1/2 の長さの屋根重量を負担するものとする(下図の 2-3 通りの半分)。

既設小梁 TB1 は新設小梁 NSB11 を支持するものとする。

検討する部位を添説建 3-IV. 付 5-7 図に示す。



添説建 3-IV. 付 5-7 図 前室屋根小梁検討位置

2) 折板の検討

折板重量及び最大支持スパンが組立工場本体屋根と同様のため、検討を省略する。

3) 鉄骨小梁 (NSB11) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RZ} (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

屋根固定荷重 w_{RZ} (N/m) : $w_{RZ} \times B_b =$

竜巻荷重 w_{F1} (N/m) : $w_{F1} \times B_b =$

検討用固定荷重 W (N/m) : $w_{F1} - w_{RZ} - W_B =$

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \boxed{}$$

$$\text{検定比 } R_6 = \sigma_b / f_b = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1/2) \times W \times L = \boxed{} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_7 = Q / (n_b \times Q_a) = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

4) 鉄骨小梁 (TB1) の検討

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
 圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :
 NSB11 からの荷重 P (kN) : (2本のNSB11反力を支持)

使用部材
 梁高 h (mm) :
 梁幅 b (mm) :
 フランジ厚さ t_f (mm) :
 圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$
 断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
 横座屈断面二次半径 i (cm) :
 使用部材重量 M_b (kg/m) : (JIS G3192)
 重力加速度 g (m/s²) : 9.80665
 鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) : $M_b \times g =$

中ボルト
 一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :
 ボルト本数 n_b (本) :

b) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント
 $M = P \times L / 4 - W_B \times L^2 / 8 =$ N·m

曲げ応力度
 $\sigma_b = M / Z_x =$ N/mm²

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

= N/mm²

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

= N/mm²

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) =$$
 N/mm²

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} =$$

$$\text{検定比 } R_g = \sigma_b / f_b =$$
 < 1.0 OK

4) 外壁の許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

有効厚さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降状曲げ応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

配筋 縦筋 、横筋

鉄筋断面積 (1本当り) $A_{\phi 9}$ (mm²) : 64

引張鉄筋断面積 (壁 1m 幅当り) a_t (mm²) :

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1)、(解 8.21) 式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

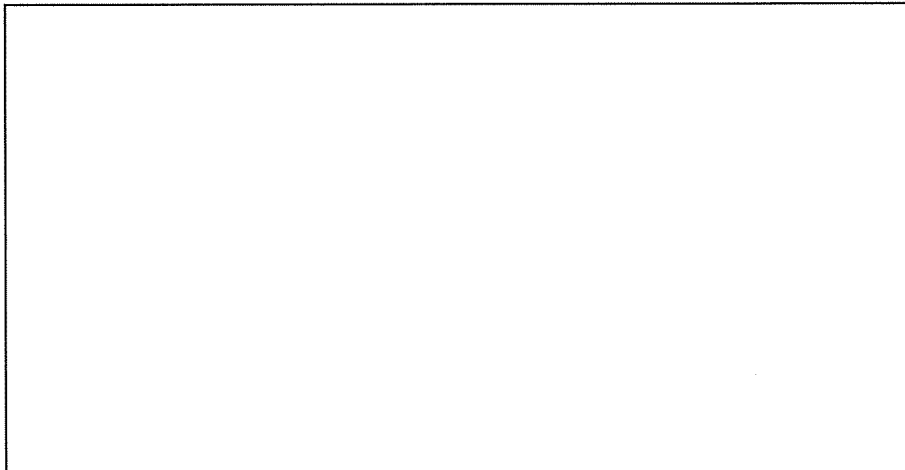
竜巻荷重 (F1) $R_{aH} = M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

竜巻荷重 (F3) $R_{uH} = M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

以上により、対象竜巻荷重 F1 (短期)、F3 (終局) に対して、外壁は健全である。

(2) 前室外壁

外壁の F1 竜巻荷重に対する検討を行う。なお F3 竜巻荷重に対しては、損傷を許容するので検討を省略する。



添説建 3-IV. 付 5-8 図 前室外壁検討位置

サイディングの新設に対して、スパンの長い区間に設けられている間柱の安全性も含めて考慮する。

1) 間柱

a) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材 H-150×75×5×7

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) :

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

間柱の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

竜巻荷重 W (N/m) :

b) 曲げ応力度

間柱中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{}$$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{}$$

$$\text{検定比 } R_{a21} = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

2) サイディング材

外壁のサイディング材と、それを支える胴縁について検討する。

使用するサイディング材板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 損傷を想定する。

検討結果を添説建 3-IV. 付 5-2 表に示す。

以上により、対象 F1 竜巻荷重（短期）に対して前室外壁は健全である。

(3) 外壁の単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

1) 組立工場本体外壁

$$\begin{aligned} \text{短期許容荷重 } w_{ah} &= w_{F1} / R_{ah} = \text{} \\ \text{終局耐力荷重 } w_{uh} &= w_{F3} / R_{uh} = \text{} \end{aligned}$$

2) 前室外壁

$$\begin{aligned} \text{最大検定比 } R_{azmax} &= \text{} \\ \text{短期許容荷重 } w_{az} &= w_{F1} / R_{azmax} = \text{} \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

添説建 3-IV. 付 5-2 表 サイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式	計算値	
【竜巻項目】				
竜巻荷重	w_{F1}	kN/m ²		
【サイディング材】				
サイディング厚<材質>	T	mm		
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m		
鋼板単位体積荷重	γ	kN/m ³		
単位面積当り自重	w_p	kN/m ²		$T \times \gamma \times 10^{-3}$
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm ²		
断面係数	Z_y	mm ³		
単位幅当り作用モーメント	M_w	kN・m		$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$
許容曲げモーメント	M_y	kN・m		$Z_y \times f_b \times 10^{-6}$
検定比	R_{aZ2}			M_w / M_y
評価				OK
【胴縁項目】				
補強胴縁サイズ <材質>		mm		
胴縁スパン	L	mm		
胴縁ピッチ	P	mm		
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m		
断面係数 強軸	Z_x	mm ³		
断面係数 弱軸	Z_y	mm ³		
曲げ材の高さ	H	mm		
圧縮フランジの断面積	A_f	mm ²		
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm ²		$89000 / (L \times H / A_f) \times 1.5$
	f_{by}	N/mm ²		
単位長さ当り竜巻荷重	W_w	kN/m		$w_{F1} \times P \times 10^{-3}$
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m		$w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$
竜巻作用モーメント	M_w	kN・m		$1 / 8 \times W_w \times L^2 \times 10^{-6}$
自重作用モーメント	M_d	kN・m		$1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$
短期許容曲げモーメント	M_{bx}	kN・m		$Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$
	M_{by}	kN・m		$Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$
竜巻検定比	R_w			M_w / M_{bx}
自重検定比	R_d		M_d / M_{by}	
検定比合計	R_{aZ3}		$R_w + R_d$	
評価			OK	

添説建 3—IV. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	146 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—IV. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.03 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	15.6 cm	6.13 in

V. 第 2 核燃料倉庫の竜巻防護設計計算書

1. 第 2 核燃料倉庫の位置・構造

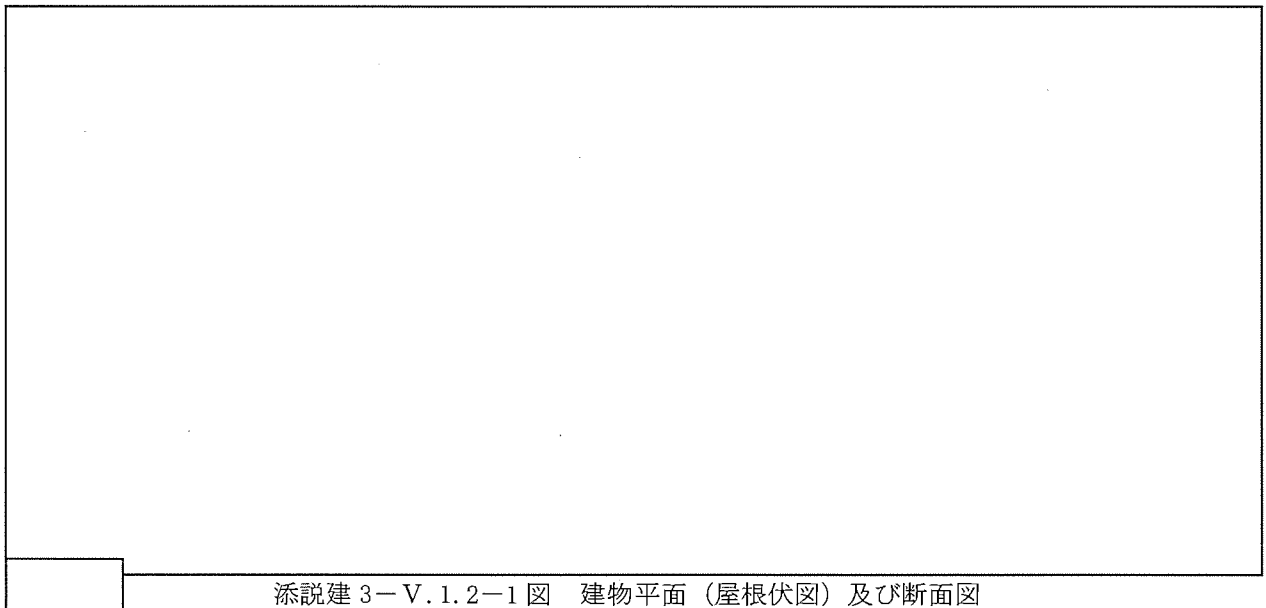
1.1. 建設位置

第 2 核燃料倉庫の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の位置であり、最も近い民家や公道から 150m 以上離れている。

1.2. 構造概要

第 2 核燃料倉庫は、鉄筋コンクリート造 (RC 造)、一部 (前室部) ALC 板屋根、屋根下地は鉄骨の平屋建ての建物である。平面形状は約 \square m \times \square m、高さ \square m の整形な建物である。開口部としては、両開き鉄扉を設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-V.1.2-1 図に示す。

注) 添付説明書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 3-V.1.2-1 図 建物平面 (屋根伏図) 及び断面図

1.3. 竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、第 2 核燃料倉庫の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根スラブ・屋根部 RC 小梁・耐震壁・前室の ALC 板屋根・前室の屋根部鉄骨小梁・鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速 (92m/s) で、同様の評価を実施する。

尚、前室部分の屋根は F3 による応力での損傷を許容するため、F1 のみの評価とする。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-V.1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

第2核燃料倉庫における竜巻に対する補強部位を添説建3-V.1.4-1表に示す。

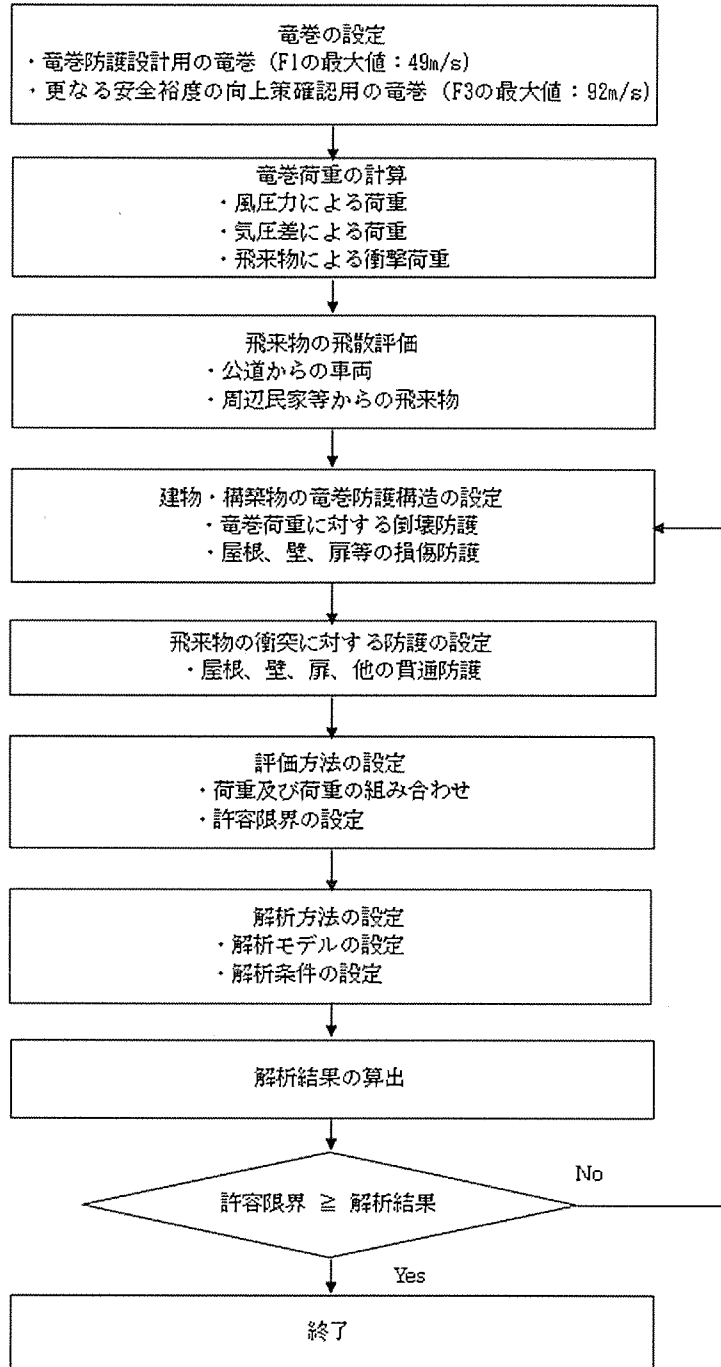
添説建3-V.1.4-1表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局 部 評 価	屋根	—	—
	壁	—	—
	鉄扉 ※1	○	○

○：補強あり —：補強なし

※1：新しい鉄扉に交換することで補強

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。



添説建 3-V.1.3-1 図 建物・構築物の電巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、第2核燃料倉庫が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22 kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49 m/s、F3 竜巻最大風速 = 92 m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78 m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-V. 2. 1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-V. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_W （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉については w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-V. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-V. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1.2 を用いて評価する。

添説建 3-V. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-V.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から第2核燃料倉庫までは150m以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-V.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。第2核燃料倉庫の保有水平耐力は、「添付説明書ー建2 V. 第2核燃料倉庫の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3ーV. 4. 1ー1表に示す。保有水平耐力はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3ーV. 4. 1ー1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F1竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書ー建3ーV付録2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-V.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-V.4.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
屋根 (前室 ALC 板部)				○
壁				○
前室部鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-V付録5 参照

(屋根のF1竜巻荷重は、屋根固定荷重(5000 N/m²)以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略)

*2：添付説明書一建3-V付録5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*3：添付説明書一建3-V付録5 参照

*4：添付説明書一建3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

*5：添付説明書一建3-V付録4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF1竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF1竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されているF1竜巻荷重を検定比で割り戻す(短期許容荷重=F1竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。第2核燃料倉庫の保有水平耐力は、「添付説明書一建 2 V. 第2核燃料倉庫の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-V.5.1-1 表に示す。保有水平耐力はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-V.5.1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F3 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-V付録 3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根 (RC 部)・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-V.5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

尚、前室の屋根 (ALC 板部) は F3 竜巻荷重による損傷を許容するため、評価は省略する。

添説建 3-V.5.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
壁				○
前室部鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-V付録 5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建 3-V付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建 3-V付録 4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F3 竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F3 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されている F3 竜巻荷重を検定比で割り戻す (終局耐力荷重=F3 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5.3.飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-V.5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、第 2 核燃料倉庫まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 150m 以上のもので軽トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象に外壁、屋根の貫通限界厚さを検討する。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI.工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-V.5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
銅製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
銅製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建3ーV付録6に示す。また、評価結果を添説建3ーV.5.4ー1表に示す。

添説建3ーV.5.4ー1表 飛来物外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置（大）	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、第2核燃料倉庫の外壁厚さ（最小値：cm、添説建3ーV.付5ー2図 参照）の方が厚いことから、外壁を貫通しないことを確認した。

5.5.飛来物に対する屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート屋根厚の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建3ーV付録7に示す。また、評価結果を添説建3ーV.5.5ー1表に示す。

添説建3ーV.5.5ー1表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

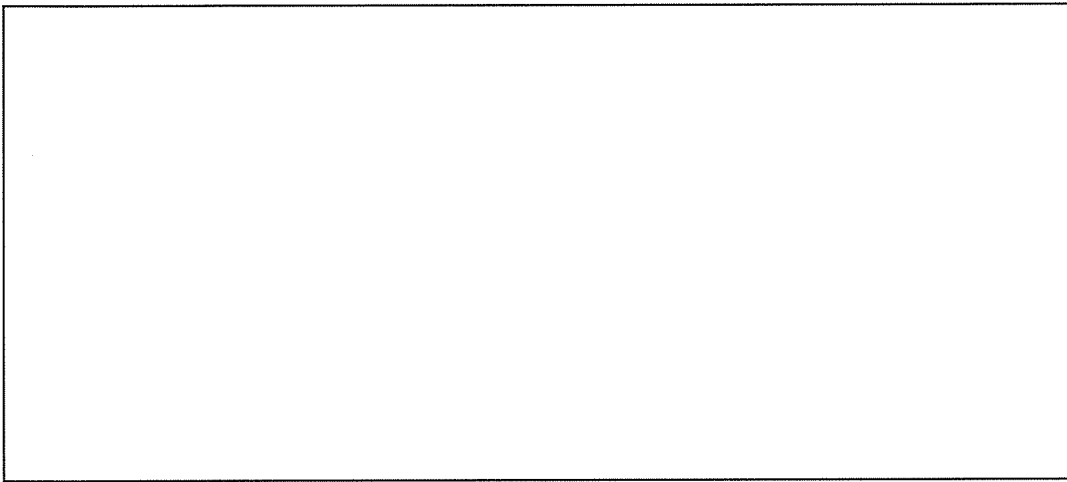
飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置（大）	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の屋根貫通限界厚さに対し、第2核燃料倉庫の屋根厚さ（最小値：cm、添説建3ーV.付5ー1図 参照）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

見付面積 (A_p, A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向はパラペット天端から mm を加算して裕度を見ている。また、X 方向の見付面積は、T 通りから mm、R' 通りから mm の裕度を見ている。Y 方向の見付面積は、16' 通りから mm、20 通りから mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付面積



添説建 3—V. 付 1—1 図 X 方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

= m

b = パラペット高さ + 高さ裕度

= m

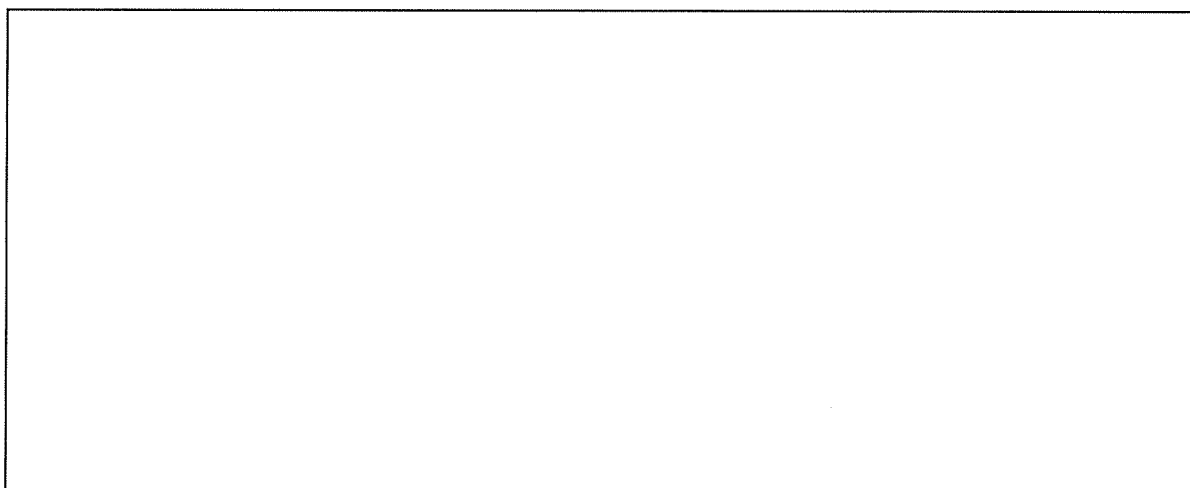
c = (1 階壁高さ + 300) / 2

= m

各階見付面積

1F : パラペット $A_p = a \times b =$ m^2
 壁 $A_{1F} = a \times c =$ m^2

Y方向（南北方向）の見付面積



添説建3-V.付1-2図 Y方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

$$= \text{[] m}$$

b = パラペット高さ + 高さ裕度

$$= \text{[] m}$$

c = (1階壁高さ + 300) / 2

$$= \text{[] m}$$

各階見付面積

1F : パラペット $A_p = a \times b = \text{[] m}^2$

壁 $A_{1F} = a \times c = \text{[] m}^2$

「添説建 3—V. 4.1—1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法については、添説建 3—V. 付 2—1 表、添説建 3—V. 付 2—2 表に示す通りとする。

添説建 3—V. 付 2—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—V. 付 2—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

第 2 核燃料倉庫の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重 : $\Delta P = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重 : $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—V. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法については、添説建 3—V. 付 3—1 表、添説建 3—V. 付 3—2 表に示す通りとする。

添説建 3—V. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m^2)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	ハコベット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—V. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m^2)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	ハコベット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—V 付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

第 2 核燃料倉庫の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重 : $\Delta P = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重 : $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建3－V.4.2－1表 局部評価」のF1竜巻荷重の算出方法について

添説建3－V.付4－1表 F1竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建3－V.付4－2表 F1竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数（壁・鉄扉等）	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数（屋根）	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_D	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	— / -1808
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	※

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負

・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建3－V.5.2－1表 局部評価」のF3竜巻荷重の算出方法について

添説建3－V.付4－3表 F3竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-7422

添説建3－V.付4－4表 F3竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数（壁・鉄扉等）	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数（屋根）	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-7422
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	— / -6293
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-7422
	W_{T2}	(Pa)	※

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負

・※印の値が評価で使用した荷重

3. 「添説建3-V.5.2-1表 局部評価」のF3竜巻荷重の算出方法について
(開口部が発生して気圧差が発生しない場合)

添説建3-V.付4-5表 F3竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-7422

添説建3-V.付4-6表 F3竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数(壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数(屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	—
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	—
	W_{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	—
	W_{T2}	(Pa)	—

※

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

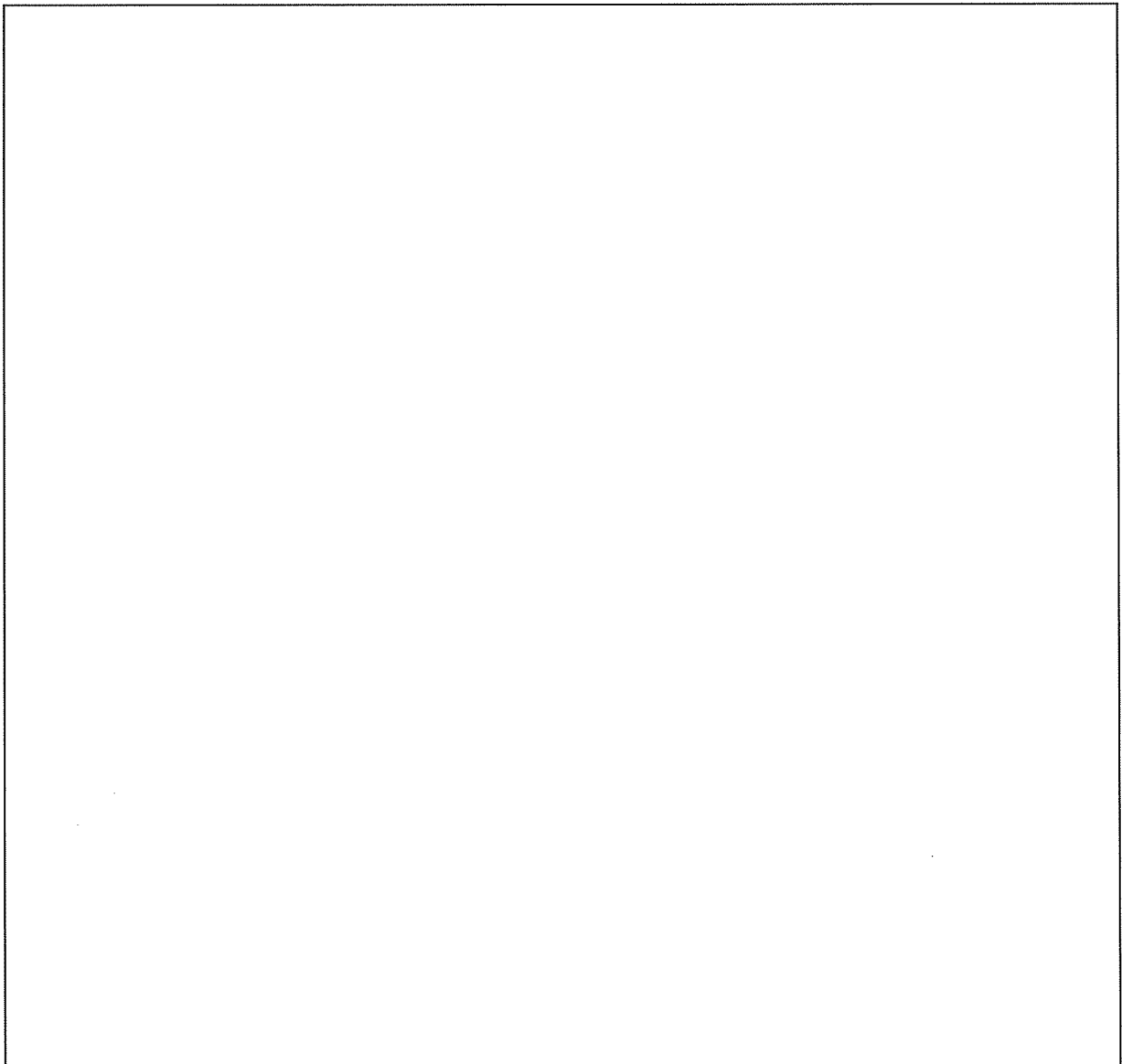
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

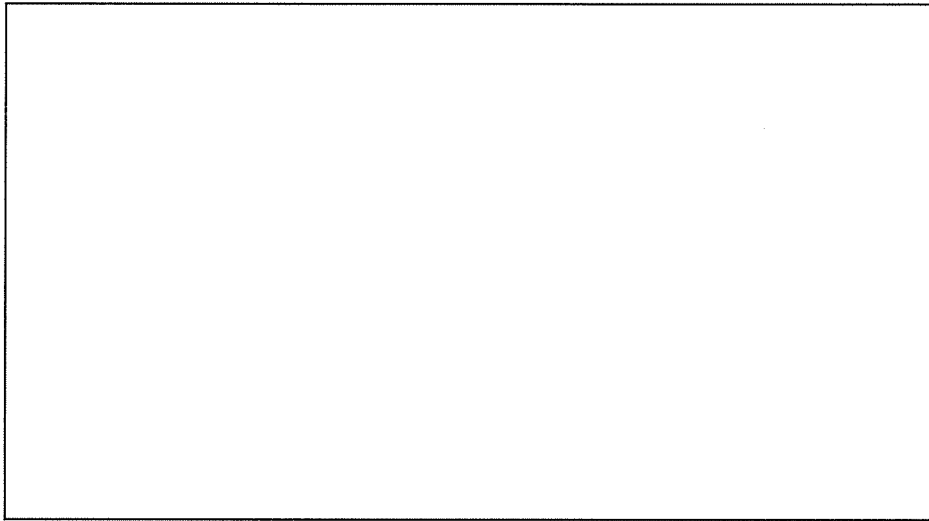
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

第 2 核燃料倉庫は鉄筋コンクリート造 (RC 造)、一部 (前室部) ALC 板屋根がある。局所評価の位置は、竜巻荷重に対して厳しくなる箇所として受圧面積の大きな箇所を選定して評価を行う。

第 2 核燃料倉庫の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—V. 付 5—1 図～添説建 3—V. 付 5—2 図に示す。屋根及び壁は安全側に設計スラブ寸法に対して両サイド +mm の大きさを考慮して評価する。



添説建 3—V. 付 5—1 図 屋根スラブ検討対象位置



添説建 3-V. 付 5-2 図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

屋根スラブ及び外壁スラブについて、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC規準」と略記）に基づき F1 については鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、F3 については終局曲げ耐力に達する時の荷重を許容荷重とする。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC 規準 (13.1) 式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC 規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $1.1 \times f_t$

2.2.ALC板部

ALC板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。ALC板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」（以下、「S規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) RC 屋根

RC 屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m ³)	:	
RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m)	:	
RC 屋根スラブ単位面積重量 w_{RC1} (N/m ²)	:	
仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m ²)	:	
検討用固定荷重 w_{RC} (N/m ²)	:	

2) ALC 板屋根 (前室)

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m ³)	:	
ALC 板厚さ t_{ALC} (m)	:	
重力加速度 g (m/s ²)	:	
ALC 板単位重量 w_{ALC1} (N/m ²)	:	
仕上げ荷重 w_{ALC2} (N/m ²)	:	
検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m ²)	:	

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (SB1)			
使用部材重量 M_{ALC} (kg/m)	:		
重力加速度 g (m/s ²)	:	9.80665	
検討用固定荷重 W_{ALCB} (N/m)	:	$M_{ALC} \times g =$ 	

(2) 竜巻荷重

添説建 3-V. 付 5-1 表に示す。(添付説明書-建 3-V 付録 4 参照)

添説建 3-V. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	第 2 核燃料倉庫本体		前室
	屋根	壁	屋根
	RC スラブ	RC 壁	ALC 板
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152	-2834
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	-9907	-7422	— ※1

※1 F1 竜巻荷重に対する評価のみとする。

3.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \square$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 :

 短期許容引張応力度 $f_t = \square$ N/mm²

(3) 鉄骨

使用材料 :

 基準強度 : $F = \square$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

前室の鉄骨小梁 SB1 は、RC 梁の上面に載せてアンカーボルトで固定しているため、評価は省略する。

(5) ALC 板

使用材料 :
 設計基準強度 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3. 屋根 (RC 部) の検討

F1 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じないため検討を省略する。F3 竜巻荷重 (終局) については、屋根固定荷重を上回り、浮き上がりが生じるため、屋根スラブ及びそれを受ける小梁について検討する。スラブは安全側に設計スラブ寸法に対して内寸法+mm ×2 の大きさを評価する。

添説建 3-V. 付 5-1 表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-V. 付 5-1 表 RC スラブ屋根竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		RC スラブ屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	9907

(1) 屋根スラブ (S1)

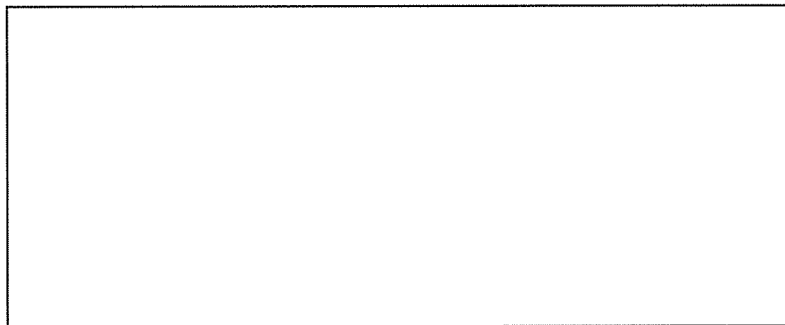
1) 計算諸条件

屋根スラブ長辺スパン長 (パネル長) L(m)	:	<input type="text"/>	
屋根スラブ短辺スパン長 (パネル長) B(m)	:	<input type="text"/>	
屋根スラブ厚 t(mm)	:	<input type="text"/>	
屋根スラブ単位面積当り固定荷重 w_{RC} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>	
屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m ²)	:	<input type="text"/>	
屋根スラブ単位面積当り荷重 w (kN/m ²)	:	$w_{F3} - w_{RC} =$	<input type="text"/>
コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm ²)	:	<input type="text"/>	
鉄筋 <input type="text"/> 短期許容引張応力度 f_t (N/mm ²)	:	<input type="text"/>	
降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm ²)	:	$1.1 \times f_t =$	<input type="text"/>
屋根スラブ支持条件	:	四辺周辺固定	
着目方向	:	短辺方向	

2) 短辺方向 (端部) での検討結果

この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張鉄筋中心までの距離 d_t (mm)	:	<input type="text"/>
スラブの有効高さ d(mm)	:	<input type="text"/>
上端筋サイズ、断面積 (1本当り) D10D13@200	A_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
	A_{D13} (mm ²) :	<input type="text"/>
下端筋サイズ、断面積 (1本当り) D10D13@200	A_{D10} (mm ²) :	<input type="text"/>
	A_{D13} (mm ²) :	<input type="text"/>
引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm ²)	:	$1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D30}) / 2$
	=	<input type="text"/>



屋根スラブの断面 (短辺方向、端部)

2) 小梁の検討結果

小梁の有効高さ $d(\text{mm}) : h - d_t =$

引張鉄筋断面積 $a_t(\text{mm}^2) : A_{D19} \times 2 =$

小梁の終局曲げ耐力

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

小梁の最大曲げモーメント (端部)

$\lambda = L / B_b =$

$w = 4.907 \text{ kN/m}^2$

$C = 2 \times (\lambda^2 / 24 - 1 / 48 + 1 / 192 / \lambda) \times w \times B_b^3$

$=$

$= 83.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$C' = 1 / 12 \times W_{RCB} \times L^2 =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

$M = 1.2 \times (C - C') =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

小梁に作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$R_2 = M / M_u =$ $< 1.0 \quad \text{OK}$

(3) 屋根 (RC 部) の単位面積当りの終局耐力荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

最大検定比 $R_{\max} = \max(R_1, R_2) =$

屋根 (RC 部) の単位面積当りの終局耐力荷重 (屋根固定荷重を考慮した値) は

$w_t = w_{F3} / R_{\max} =$ N/m^2

以上より、対象 F3 竜巻荷重 (終局) に対して、屋根 (RC 部) は健全である。

3.4.外壁の検討

耐震壁について、F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対する検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長（パネル長） L (m) :
 耐震壁鉛直スパン長（パネル幅） B (m) :
 耐震壁スラブ厚 t (mm) :
 支持条件 : 四辺周辺固定

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) : 2.152

単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) : 7.422

3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M (壁 1m 幅当り) は、RC 規準 (10.1) 式より、

F1 竜巻荷重 : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
 = kN・m

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
 = kN・m

4) 耐震壁の短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

有効厚さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm²) :

配筋 縦筋
 横筋

鉄筋断面積 (1 本当り) A_{D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) :

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1) 式、(解 8.21) 式より、

$M_a =$ kN・m

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN・m

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重 : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

F3 竜巻荷重 : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

短期 $w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2$
 終局 $w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対して、外壁は健全である。

3.5 屋根（前室 ALC 板部）の検討

屋根が ALC 板なので F1 竜巻荷重（短期）に対する評価のみとする。

(1) ALC 板

- ・使用する ALC 板厚 $t(\text{mm})$:
- ・最大支持スパン $L_{\text{max}}(\text{mm})$:
- ・検討荷重 風荷重（負圧） $w_1(\text{N/m}^2)$: 2834 → 2900
- ・許容支持スパン $L_a(\text{mm})$ （添説建 3-V. 付 5-2 表より） :
- ・支持スパン検定比 R_1 : $(L_{\text{max}} / L_a)^2 = \boxed{} < 1.0$ OK

以上より、対象 F1 竜巻荷重に対して、ALC 板は健全である。

添説建 3-V. 付 5-2 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重—最大長さ」対応表（メーカー資料）

設計荷重 w (N/m^2)	幅 (mm)	パネル最大長(mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載(長期)は積載荷重+仕上荷重、負圧(短期)は負の風圧力です。
 なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。

(2) 屋根部鉄骨小梁 (SB1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

ALC 板屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) :

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

鉄骨小梁固定荷重 W_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :

ALC 板屋根固定荷重 W_{ALC} (N/m) :

竜巻荷重 W_{F1} (N/m) :

検討用荷重 W (N/m) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2/3) - (4/15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \text{}$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重 (短期) に対して、屋根部鉄骨小梁は健全である。

(3) 屋根部 RC 片持ち梁 (CG1)

1) 計算諸条件

RC 片持ち梁スパン長 L (m) :

RC 片持ち梁の屋根重量分担間隔 B (m) :

RC 片持ち梁幅 b (m) :

RC 片持ち梁高 h (m) :

ALC 板屋根単位面積当り重量 (固定荷重) w_{ALC} (kN/m²) :

ALC 板屋根単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) :

鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :

RC 片持ち梁 1 本当りの ALC 板屋根重量 (固定荷重) W_1 (kN/m) : $w_{ALC} \times B =$

(屋根面竜巻荷重は負圧で評価するため安全側に切捨数值とする)

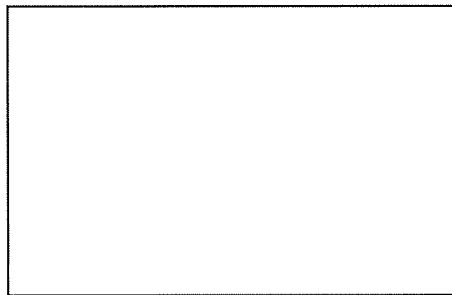
RC 片持ち梁の自重 W_2 (kN/m) : $\gamma \times b \times h =$

RC 片持ち梁 1 本当りの屋根竜巻荷重 W_{F1} (kN/m) : $w_{F1} \times B =$

RC 片持ち梁断面 (引張側 、圧縮側 ($A_{D19} =$ mm²/本))

鉄筋 : (短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²)

2) 曲げ応力度



端部断面

RC 片持ち梁の有効高さ d (mm) :

応力中心距離 j (mm) :

引張鉄筋断面積 a_t (mm²) :

RC 片持ち梁の短期許容曲げ耐力

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN·m

RC 片持ち梁の最大曲げモーメント

$M = 1 / 2 \times (W_{F1} - W_1 - W_2) \times L^2 =$ kN·m

RC 片持ち梁に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力の検定比

$R_3 = M / M_a = 56.3 / 81.4 =$ OK

以上より、対象 F1 竜巻荷重 (短期) に対して、屋根部 RC 片持ち梁は健全である。

(4) ALC 板屋根の単位面積当りの短期許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

最大検定比 $R_{max} = \max(R_1, R_2, R_3) =$

$w_{aF1} = W_{F1} / R_{max} =$ N/m²

添説建 3—V. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—V. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	15.6 cm	6.13 in

添説建 3－V. 付 7－1 表 飛来物による屋根損傷評価（鉛直）

	項目		単位	プレハブ(大)	軽トラック
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(mm/N)}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VI. 容器管理棟の竜巻防護設計計算書

1. 容器管理棟の位置・構造

1.1. 建設位置

容器管理棟の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から110m以上離れている。

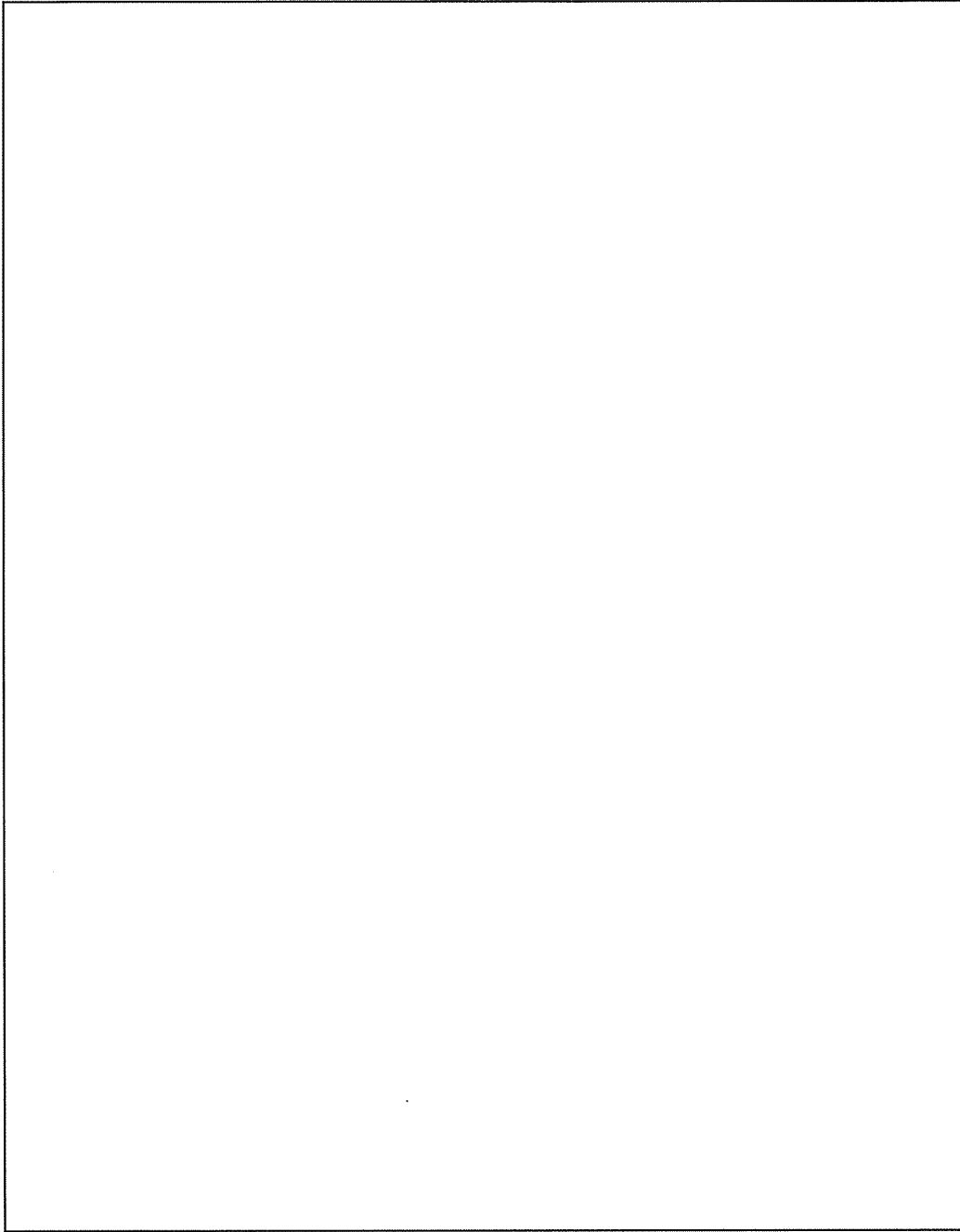
1.2. 構造概要

容器管理棟は容器管理棟と前室で構成されている。本書では、前室については連絡通路と読み替える。

容器管理棟本体は平屋建ての鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC造）であり、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ約 \square m の整形な建物である。

連絡通路は平屋建ての鉄骨造（S造）であり、平面形状は約 \square m \times \square m、高さ約 \square m の整形な建物である。容器管理棟本体とは構造上一体となっている。開口部としては鉄扉、シャッター、換気扉を設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-VI.1.2-1 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 3-VI. 1. 2-1 図 建物平面（屋根伏図）及び断面図

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、容器管理棟の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根、壁、鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速の 92m/s で、同様の評価を実施する。なお、連絡通路は F3 による応力での損傷を許容するため、F1 のみの評価とする。建物、構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-VI. 1. 3-1 図に示す。

1.4.補強内容

容器管理棟における竜巻に対する補強部位を添説建 3-VI. 1. 4-1 表に示す。

添説建 3-VI. 1. 4-1 表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局部評価	屋根	—	—
	壁 ※1	○	—
	鉄扉 ※2	○	○
	シャッタ ※3	—	○

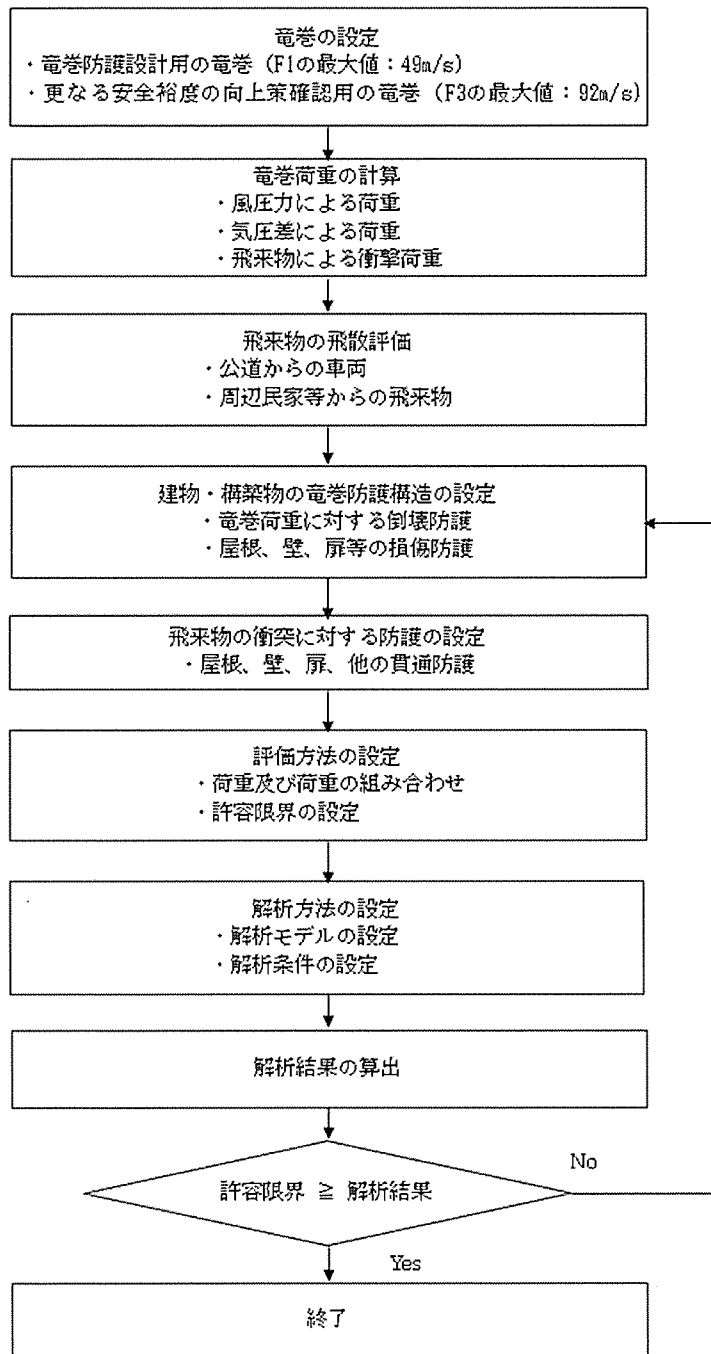
○：補強あり —：補強なし

※1：既設壁をサイディングに交換で補強（連絡通路）

※2：既設鉄扉の補強

※3：鉄扉の追設で補強

なお、ガラリ及び換気扇は飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。



添説建 3-VI. 1. 3-1 図 建物・構築物の電巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1. 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、容器管理棟が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49m/s、F3 竜巻最大風速 = 92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-VI. 2. 1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-VI. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_w （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁、鉄扉及びシャッタについては w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_P \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_P \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_P$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-VI. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である -0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-VI. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である -1.2 を用いて評価する。

添説建 3-VI. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-VI.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から容器管理棟までは110m以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-VI.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。容器管理棟の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VI. 容器管理棟の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-VI. 4.1-1 表に示す。保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-VI. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-VI付録 2 参照

4.2.屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-VI.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-VI.4.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
屋根 (ALC 板部)				○
壁 (RC 部)				○
壁 (サイディング材)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書ー建3-VI付録5 参照

(屋根のF1竜巻荷重は、屋根固定荷重(6000 N/m²)以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略)

*2：添付説明書ー建3-VI付録5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*3：添付説明書ー建3-VI付録5 参照

*4：添付説明書ー建3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

*5：添付説明書ー建3-VI付録4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF1竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF1竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されているF1竜巻荷重を検定比で割り戻す(短期許容荷重=F1竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。容器管理棟の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VI. 容器管理棟の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-VI. 5.1-1 表に示す。保有水平耐力は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-VI. 5.1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F3 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-VI付録 3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、換気用の開口部が損傷する。このため、局部評価用の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。容器管理棟の屋根・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-VI. 5.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

尚、連絡通路の屋根 (ALC 板部) は F3 竜巻荷重による損傷を許容するため評価は省略する。

添説建 3-VI. 5.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
壁 (RC 部)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-VI付録 5 参照 (屋根の固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建 3-VI付録 5 参照

*3：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建 3-VI付録 4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F3 竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F3 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されている F3 竜巻荷重を検定比で割り戻す (終局耐力荷重=F3 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5.3.飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-VI. 5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、容器管理棟まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 110m 以上のもので軽自動車 2、軽トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象に RC 外壁、屋根の貫通限界厚さを検討する。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-VI. 5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する RC 外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛来した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-VI付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3-VI. 5. 4-1 表に示す。

添説建 3-VI. 5. 4-1 表 飛来物 RC 外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、容器管理棟の RC 外壁厚さ（最小値： cm、添説建 3-VI. 付 5-3 図 参照）の方が厚いことから、RC 外壁を貫通しないことを確認した。

5.5.飛来物に対する屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート屋根厚の貫通限界厚さの計算を添付説明書一建 3-VI付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3-VI. 5. 5-1 表に示す。

添説建 3-VI. 5. 5-1 表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

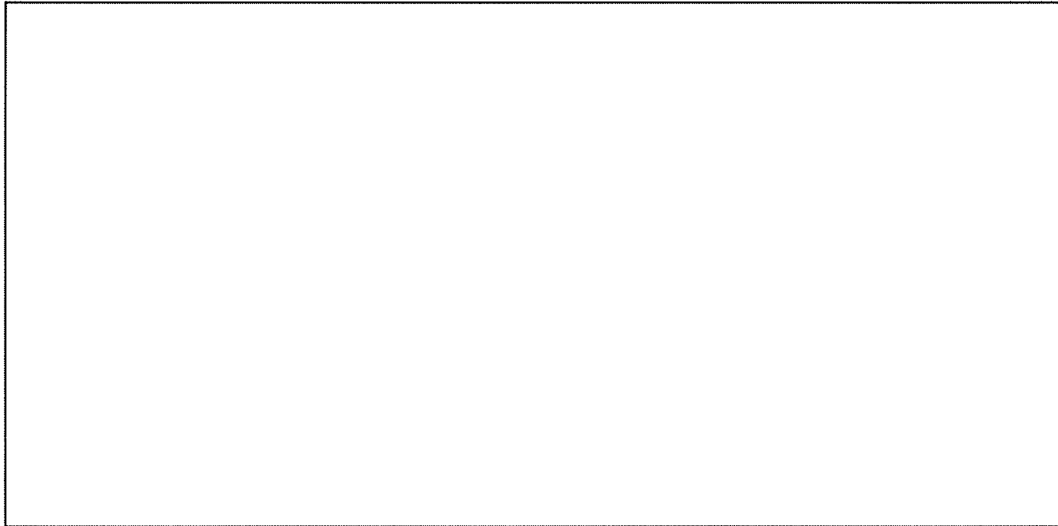
飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の屋根貫通限界厚さに対し、容器管理棟の屋根厚さ（最小値： cm、添説建 3-VI. 付 5-1 図 参照）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

見付面積 (A_p, A_{2F}, A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向の寸法はパラペットなどの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、X方向の見付面積は、外側通り芯から一律 mm、連絡通路の外側通り芯から mm の裕度を見ている。Y方向の見付面積は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X方向（東西方向）の見付面積



添説建 3-VI. 付 1-1 図 X方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = 壁幅 + 片側幅裕度

=

c = パラペット高さ + 高さ裕度

=

d = 2階壁高さ / 2

=

e = 2階壁高さ / 2 + (1階壁高さ + 200) / 2

=

f = 連絡通路高さ / 2 + 高さ裕度

=

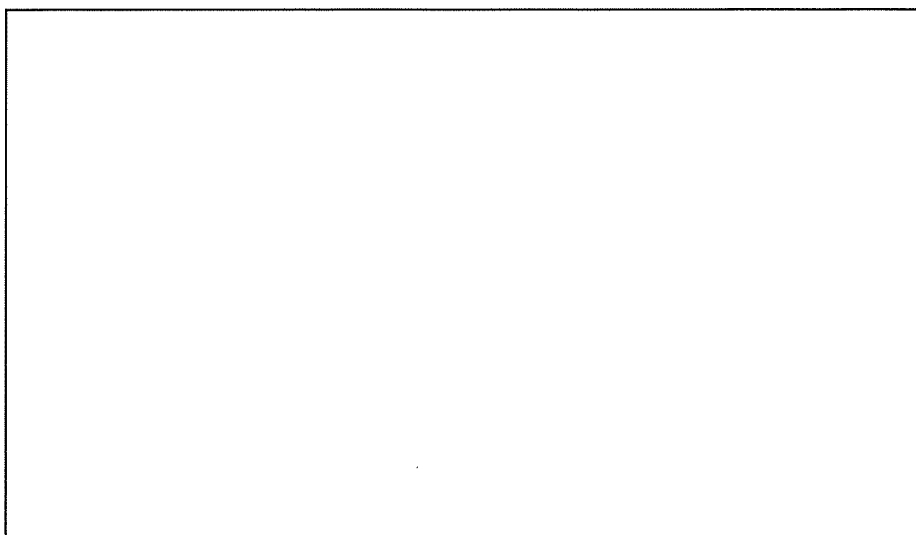
各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times c =$

壁 $A_{2F} = a \times d =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times e + b \times f =$

Y方向（南北方向）の見付面積



添説建3-VI. 付1-2図 Y方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = パラペット高さ + 高さ裕度

=

c = 2階壁高さ / 2

=

d = 2階壁高さ / 2 + (1階壁高さ + 200) / 2

=

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

壁 $A_{2F} = a \times c =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times d =$

「添説建 3—VI. 4. 1—1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—VI. 付 2—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2F	ハコラベット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VI付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—VI. 付 2—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2F	ハコラベット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VI付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

容器管理棟の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) \rightarrow \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3-VI. 5. 1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-VI. 付 3-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VI付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3-VI. 付 3-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2F	パラペット								
	風上								
	風下								
1F	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VI付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

容器管理棟の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重 : $\Delta P = \square$ (Pa) → (気圧差荷重 \square)
- ・風圧力による荷重 : $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—VI. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—VI. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—VI. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	—
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—VI. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—VI. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—VI. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	0
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

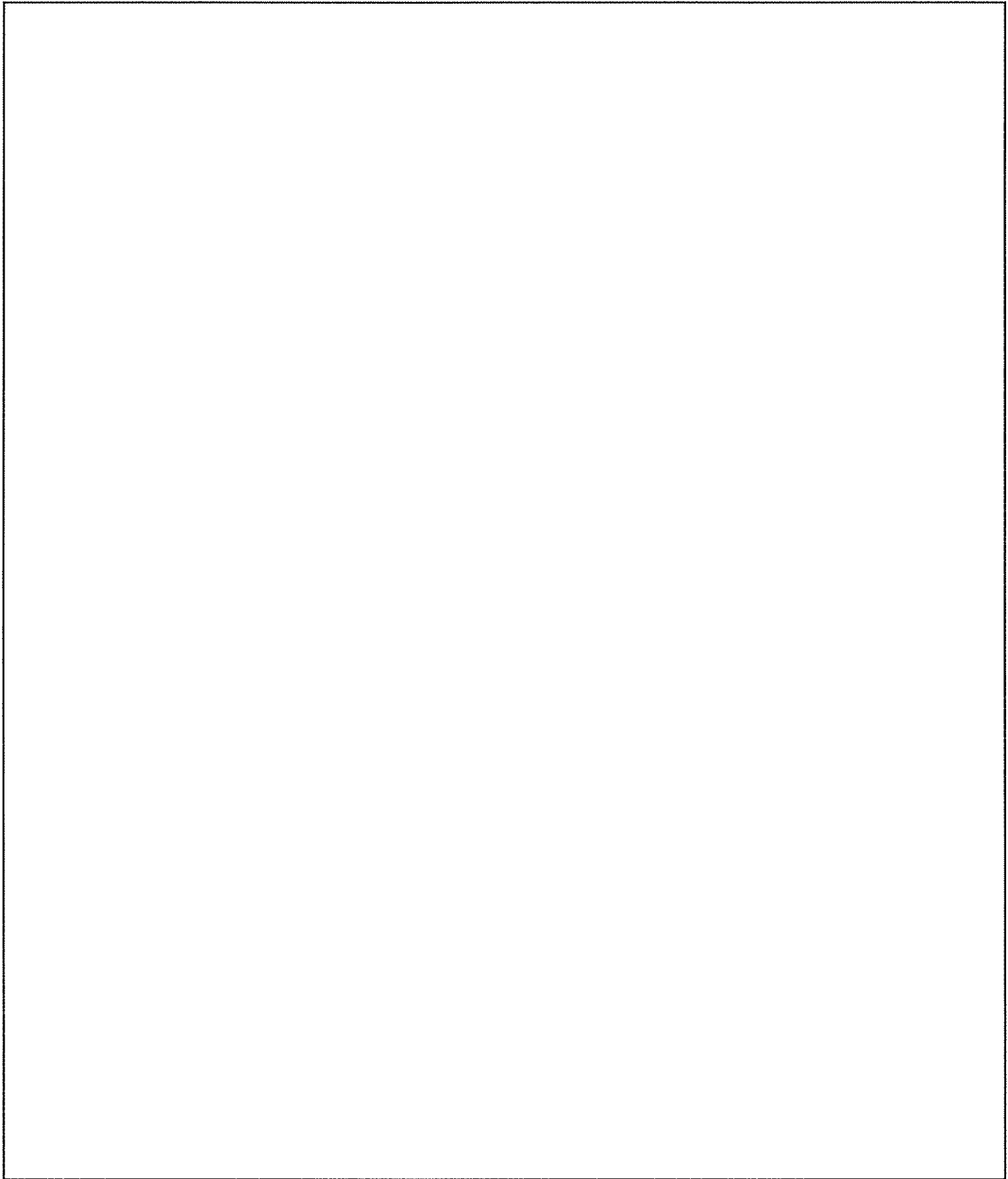
建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

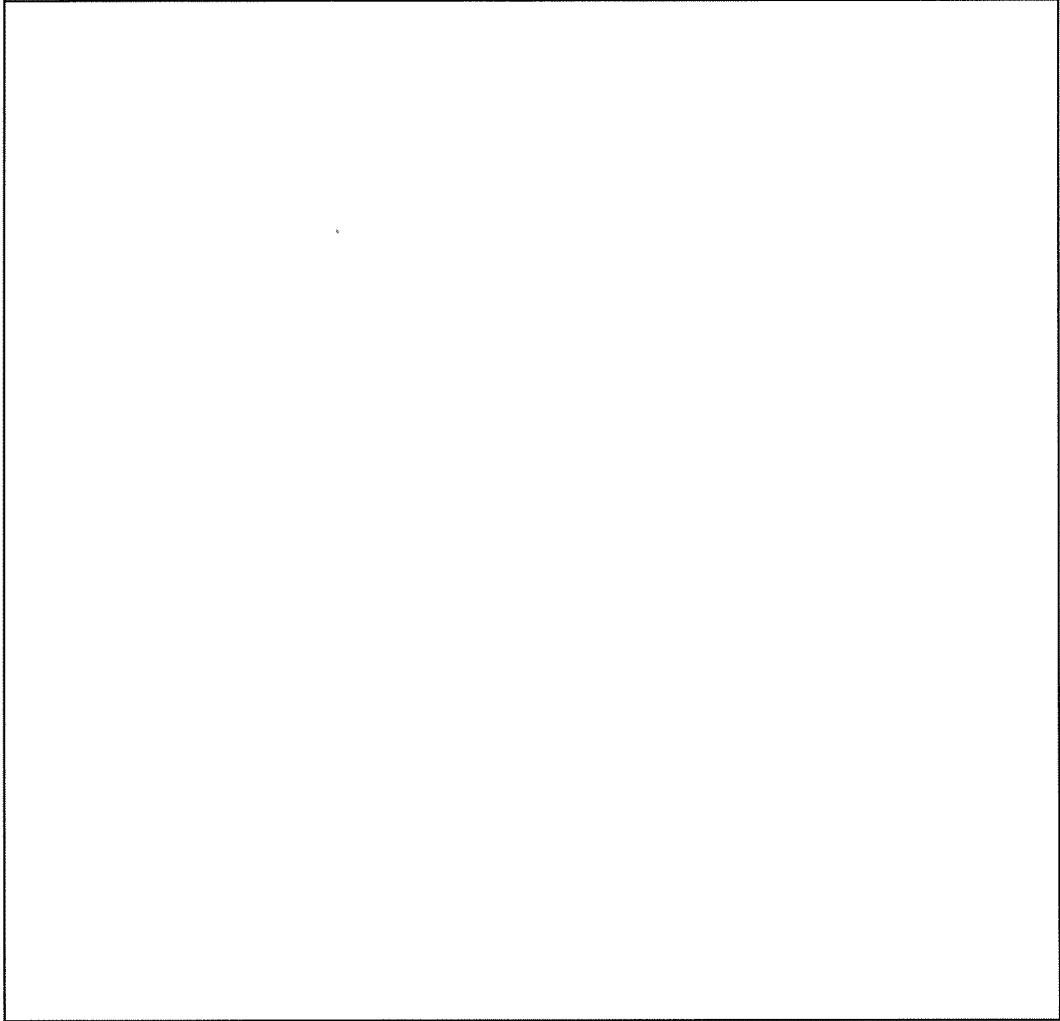
容器管理棟の屋根は本体が鉄筋コンクリート構造、連絡通路が ALC 板であり、代表する部位について検討を行う。外壁は本体が鉄筋コンクリート構造、連絡通路がサイディング材であり、代表する部位について検討を行う。

容器管理棟の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—VI. 付 5—1 図～添説建 3—VI. 付 5—3 図に示す。スラブは安全側に設計スラブ寸法に対して内寸法+ \square mm \times 2 の大きさで評価する。

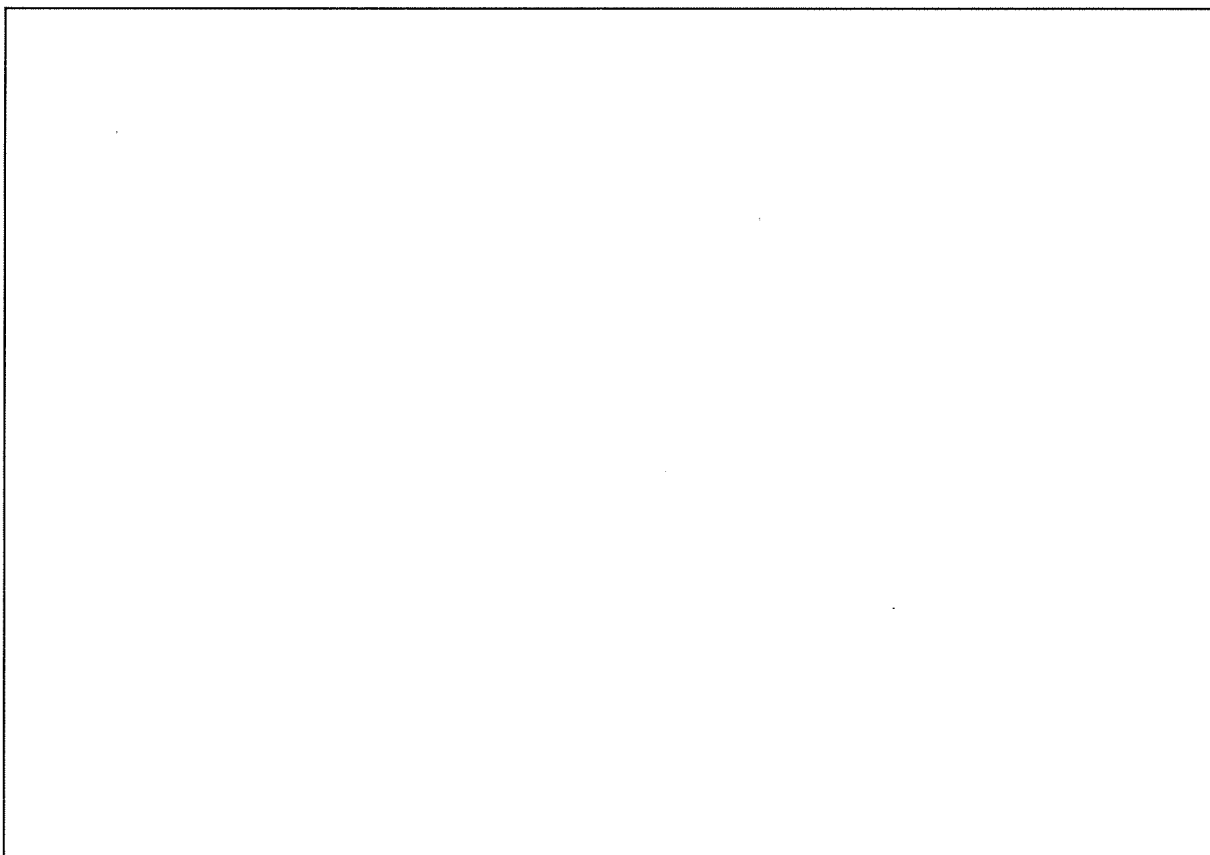
評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-VI. 付 5-1 図 容器管理棟本体 検討対象位置



添説建 3-VI. 付 5-2 図 連絡通路 検討対象位置



添説建 3-VI. 付 5-3 図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1.RC部

RC 屋根スラブ及び RC 壁スラブは F1 竜巻荷重に対して短期許容耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で評価する。RC 屋根スラブ及び外壁スラブについて、鉄筋コンクリート構造であるため、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC 規準」と略記）に基づき、F1 竜巻時はスラブに作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準」（以下、「S 規準」と略記）に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC 規準 (13.1) 式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC 規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $f_t \times 1.1$

2.2.ALC板部

ALC 板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。ALC 板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、「S 規準」に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.3.サイディング部

サイディングは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。サイディング、補強胴縁は鉄骨構造であるため、「S 規準」に基づき、部材の作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1. 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) RC 屋根

RC 屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m³) :

RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m) :

RC 屋根スラブ単位面積重量 w_{RC1} (N/m²) :

デッキプレート、仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RC} (N/m²) :

鉄骨小梁固定荷重

使用部材

使用部材重量 M_{RC} (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_{RCB} (N/m) : $M_{RC} \times g =$

2) ALC 板屋根

ALC 板単位体積重量 γ_{ALC} (kg/m³) :

ALC 板厚さ t_{ALC} (m) :

重力加速度 g (m/s²) :

ALC 板単位面積重量 w_{ALC1} (N/m²) :

仕上げ荷重 w_{ALC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :

鉄骨小梁固定荷重

使用部材

使用部材重量 M_{ALC} (kg/m) :

重力加速度 g (m/s²) : 9.80665

検討用固定荷重 W_{ALCB} (N/m) : $M_{ALC} \times g =$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-VI. 付 5-1 表に示す。(添付説明書-建 3-VI付録 4 参照)

添説建 3-VI. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	容器管理棟本体		連絡通路	
	屋根	外壁	屋根	外壁
	RC スラブ	RC スラブ	ALC 板	サイディング材
F1 竜巻荷重(短期) w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152	-2834	-2152
F3 竜巻荷重(終局) w_{F3} (N/m ²)	-6196	4130	-※1	-※1

※1：連絡通路は、耐 F3 竜巻性能対象外

3.2.使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c = \square$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t = \square$ N/mm²

(3) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 $F = \square$ N/mm²

(4) 鉄骨接合部

1) 容器管理棟本体

鉄骨小梁 SB1 を対象とする。

使用材料 :

許容せん断力 :

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

2) 連絡通路

鉄骨小梁 SB2 を対象とする。

使用材料 :

許容せん断力 :

(建築基準法施行令第 92 条の 2 より算出)

(5) ALC 板

使用材料 : ALC 板 mm

許容荷重 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3.屋根 (RC 部) の検討

F1 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じないため検討を省略する。以下に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。F3 竜巻時 (終局) については、屋根固定荷重を上回り、浮き上がりが生じるため、屋根スラブ及びそれを受ける小梁について検討する。スラブは安全側に設計スラブ寸法に対して内寸法+mm×2 の大きさを評価する。

添説建 3-VI. 付 5-2 表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-VI. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		RC 屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

(1) 屋根スラブ (S1)

1) 計算諸条件

屋根スラブ長辺スパン長 (パネル長) L(m) :

屋根スラブ短辺スパン長 (パネル幅) B(m) :

屋根スラブ厚 t(mm) :

RC 屋根固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :

屋根スラブ単位面積当り竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) :

屋根スラブ単位面積当り荷重 (負圧) w (kN/m²) : $w_{F3} - w_{RC} =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm²) :

屋根スラブ支持条件 : 四辺周辺固定

着目方向 : 短辺方向

2) 短辺方向 (端部) での検討結果

この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$

上端筋サイズ、断面積 (1 本当り) A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

下端筋サイズ、断面積 (1 本当り) A_{D10} (mm²) :

A_{D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 200 \times (A_{D10} + A_{D13}) / 2$

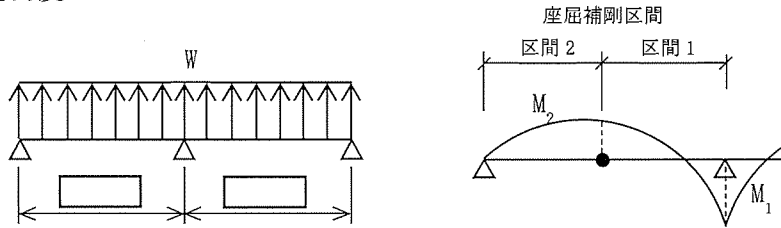
=

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度



中央支点上モーメント (座屈補剛区間 1)

$$M_1 = (1 / 8) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b1} = M_1 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

支間中央モーメント (座屈補剛区間 2)

$$M_2 = (9 / 128) \times W \times L^2 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b2} = M_2 / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \} \times 1.5$$

ここに、

C: 次の式によって計算した修正係数

(2.3 を超える場合には 2.3 とし、補剛区間内の曲げモーメントが M_1 より大きい場合には 1 とする)

$$C = 1.75 + 1.05 \times (M_2 / M_1) + 0.3 \times (M_2 / M_1)^2$$

この式において、 M_2 及び M_1 は、それぞれ座屈区間端部における小さい方及び大きい方の強軸周りの曲げモーメントを表すものとし、 M_2/M_1 は、当該曲げモーメントが複曲率となる場合には正と、単曲率となる場合には負とするものとする。

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{(F / 1.5)} = \text{}$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2})$$

座屈補剛区間 1

$C = 1.75$ (曲げモーメントが複曲率となるため、 M_2/M_1 は正となり、安全側に 1.75 とする)

$$f_{b1} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_{b1} / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

座屈補剛区間 2

$C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$f_{b1} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } R_3 = \sigma_{b2} / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

3) せん断力

$$\text{両端支点上せん断力 } Q = (3 / 8) \times W \times L = \text{[]} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_4 = Q / (\tau_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 屋根 (RC 部) の単位面積当りの終局耐力荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3, R_4) = \text{[]}$$

$$= \text{[]}$$

$$w_u = w_{F3} / R_{\max} = \text{[]} \text{ N/m}^2$$

3.4.壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

1) 寸法諸元、パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) $L(\text{m})$:
 耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) $B(\text{m})$:
 耐震壁スラブ厚 $t(\text{mm})$:
 支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り竜巻荷重 (F1) $w_{F1}(\text{N/m}^2)$: 2152

単位面積当り竜巻荷重 (F3) $w_{F3}(\text{N/m}^2)$: 4130

3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M (壁 1m 幅当り) は、RC 規準 (10.1) 式より、

竜巻荷重 (F1) : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
 $=$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

竜巻荷重 (F3) : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
 $=$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

4) 耐震壁の許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 $d_t(\text{mm})$:
 有効厚さ $d(\text{mm})$: $t - d_t =$
 応力中心距離 $j(\text{mm})$:
 コンクリート設計基準強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$:
 鉄筋 () 短期許容引張応力度 $f_t(\text{N/mm}^2)$:
 降伏曲げ応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$:
 配筋 縦筋
 横筋
 鉄筋断面積 (1本当り) $A_{D10}(\text{mm}^2)$:
 引張鉄筋断面積 (1m幅当り) $a_t(\text{mm}^2)$:

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1)、(解 8.21) 式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

竜巻荷重 (F1) : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

竜巻荷重 (F3) : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

短期 $w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2$
 終局 $w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2$

以上により、対象竜巻荷重 F1 (短期)、F3 (終局) に対して、外壁は健全である。

3.5. 屋根 (ALC 板部) の検討

屋根が ALC 板なので竜巻荷重 F1 に対する評価のみとする。

(1) 屋根 ALC 板

厚さ $\boxed{}$ mm の ALC 板の最大支持スパン (設計値) を求め、メーカー資料の許容支持スパンと比較する。

ALC 板屋根固定荷重 $w_{ALC} (\text{N/m}^2)$: $\boxed{}$
 竜巻荷重 (F1) $w_{F1} (\text{N/m}^2)$: $\boxed{}$
 設計荷重 (負圧) $w (\text{N/m}^2)$: 2834 → 2900
 最大支持スパン $L_{max} (\text{mm})$: $\boxed{}$
 許容支持スパン $L_a (\text{mm})$: $\boxed{}$ (添説建 3-VI. 付 5-3 表より)
 検定比 R_1 : $(L_{max} / L_a)^2 = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$

添説建 3-VI. 付 5-3 表 屋根パネル厚さ別「設計荷重—最大長さ」対応表 (メーカー資料)

設計荷重 w (N/m ²)	幅 (mm)	パネル最大長(mm)							
		75厚		100厚		125厚		150厚	
		積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧	積載	負圧

※1 設計荷重は設計者が定める荷重で、積載(長期)は積載荷重+仕上荷重、負圧(短期)は負の風圧力です。なお積載荷重にパネル自重を含める必要はありません。

(2) ALC 板受鉄骨小梁 (SB2)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
圧縮フランジの支点間距離 L_b (m) :
ALC 板屋根固定荷重 w_{ALC} (N/m²) :
ALC 板単位面積当り竜巻荷重 (F1) w_{F1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :
梁幅 b (mm) :
フランジ厚さ t_f (mm) :
圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) :
断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :
横座屈断面二次半径 i (cm) :
鉄骨小梁固定荷重 W_{ALCB} (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
ALC 板屋根固定荷重 W_{ALC} (N/m) :
竜巻荷重 W_{F1} (N/m) :
検討用固定荷重 W (N/m) :

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_n (kN/本) :
ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = (W \times L^2) / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第1024号 第1ハ表1より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \times \left(\frac{L_b}{i} \right)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$
$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$
$$= \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{[]} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.0$ (補剛区間内の曲げモーメントが最大となるため)

$$\text{限界細長比 } \Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{[]}$$

$$\text{検定比 } R_2 = \sigma_b / f_b = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

3) せん断力

$$\text{梁のせん断力 } Q = (1 / 2) \times W \times L = \text{[]} \text{ kN}$$

$$\text{検定比 } R_3 = Q / (n_b \times Q_a) = \text{[]} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) ALC板屋根の単位面積当りの短期許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

$$\text{最大検定比 } R_{\max} = \max(R_1, R_2, R_3) = \text{[]}$$

$$= \text{[]}$$

$$w_a = w_{F1} / R_{\max} = \text{[]} \text{ N/m}^2$$

3.6 外壁サイディング材の検討

外壁のサイディング材と、それを支える胴縁について検討する。

使用するサイディング材板厚 t (mm) : []

検討荷重 竜巻 F1 荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152

竜巻 F3 荷重 w_{F3} (N/m²) : 損傷を想定する。

検討結果を添説建 3-VI. 付 5-4 表に示す。

添説建 3-VI. 付 5-4 表 連絡通路のサイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式	計算値	
【竜巻項目】				
竜巻荷重	w_{F1}	kN/m^2		
【サイディング材】				
サイディング厚<材質>	T	mm		
支持スパン(=胴縁ピッチ)	B	m		
鋼板単位体積荷重	γ	kN/m^3		
単位面積当り自重	w_p	kN/m^2		$= T \times \gamma \times 10^{-3}$
短期許容曲げ応力度	f_b	N/mm^2		
断面係数	Z_y	mm^3		
単位幅当り作用モーメント	M_w	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= 1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$
許容曲げモーメント	M_y	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= Z_y \times f_b \times 10^{-6}$
検定比	R			$= M_w / M_y$
評価				OK
単位面積当りの短期許容荷重	w_a	N/m^2	$= w_{F1} / R \times 10^3$	
【胴縁項目】				
補強胴縁サイズ <材質>		mm		
胴縁スパン	L	mm		
胴縁ピッチ	P	mm		
単位長さ当り胴縁自重	W_{d1}	kN/m		
断面係数 強軸	Z_x	mm^3		
断面係数 弱軸	Z_y	mm^3		
曲げ材の高さ	H	mm		
圧縮フランジの断面積	A_f	mm^2		
短期許容曲げ応力度	f_{bx}	N/mm^2		$= 89000 / (L \times H / A_f) \times 1.5$
	f_{by}	N/mm^2		
単位長さ当り竜巻荷重	W_w	kN/m		$= w_{F1} \times P \times 10^{-3}$
単位長さ当り固定荷重	W_d	kN/m		$= w_p \times P \times 10^{-3} + W_{d1}$
竜巻作用モーメント	M_w	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= 1 / 8 \times W_w \times L^2 \times 10^{-6}$
自重作用モーメント	M_d	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= 1 / 8 \times W_d \times L^2 \times 10^{-6}$
短期許容曲げモーメント	M_{bx}	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= Z_x \times f_{bx} \times 10^{-6}$
	M_{by}	$\text{kN}\cdot\text{m}$		$= Z_y \times f_{by} \times 10^{-6}$
竜巻検定比	R_w			$= M_w / M_{bx}$
自重検定比	R_d			$= M_d / M_{by}$
検定比合計	R			$= R_w + R_d$
評価			OK	
単位面積当りの短期許容荷重	w_a	N/m^2	$= w_{F1} / R \times 10^3$	

添説建 3—VI. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) M=W/g		75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3—VI. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

			CGS単位	in, lb系換算値
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度) M=W/g		61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	F _c	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	15.6 cm	6.13 in

添説建3-VI.付7-1表 飛来物による屋根損傷評価（鉛直）

	項目	単位	プレハブ(大)	軽トラック	
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{4A/\pi}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{\text{mm}/\text{N}}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VII. 放射線管理棟増築部の竜巻防護設計計算書

1. 放射線管理棟増築部の位置・構造

1.1. 建設位置

放射線管理棟増築部の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から約70m以上離れている。

1.2. 構造概要

放射線管理棟増築部は、鉄筋コンクリート造（RC造）平屋建ての建物である。平面形状は約□m×□m、高さ約□mの整形な建物である。開口部としては、両開き扉・片開き扉及びガラリを設置している。

屋根伏図及び断面図を添説建 3-VII. 1.2-1 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 3-VII. 1.2-1 図 構造概要

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、放射線管理棟増築部の竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根スラブ・屋根部 RC 小梁・耐震壁・鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速 (92m/s) で、同様の評価を実施する。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-VII.1.3-1 図に示す。

1.4.補強内容

放射線管理棟増築部における竜巻に対する補強部位を添説建 3-VII.1.4-1 表に示す

添説建 3-VII.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位

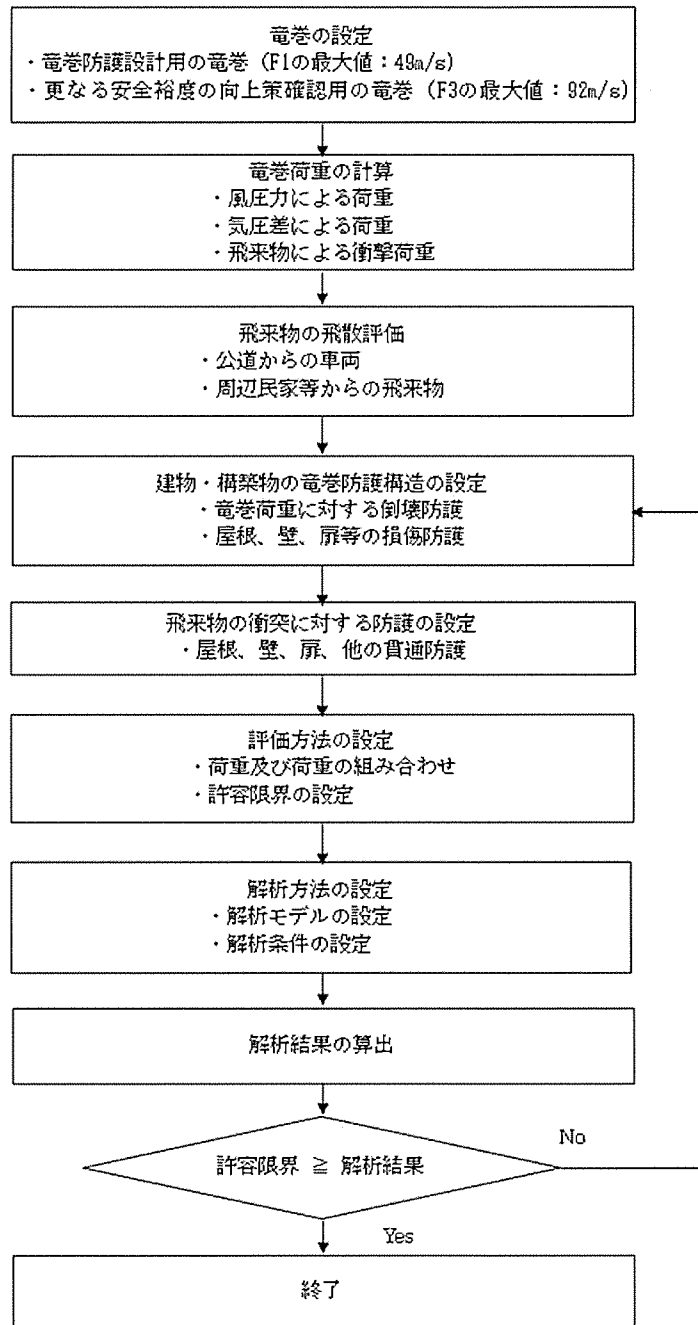
項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局 部 評 価	屋根	—	—
	壁 ※1	○	○
	鉄扉 ※2	○	○

○：補強あり —：補強なし

※1：壁を新設することで補強

※2：新しい鉄扉に交換することで補強

なお、ガラリは飛来物として影響を及ぼさないように固縛を実施する。



添説建 3-VII. 1. 3-1 図 建物・構築物の電巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、放射線管理棟増築部が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度=1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速=49m/s、F3 竜巻最大風速=92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速=42m/s、F3 竜巻の最大接線風速=78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-VII. 2. 1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-VII. 2. 1-1 表 壁の風力係数 C_W （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用のF1竜巻荷重は、壁・鉄扉については w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_P \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_P \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_P$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-VII. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である-0.5を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-VII. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-1.2を用いて評価する。

添説建 3-VII. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-VII.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から放射線管理棟増築部までは70m以上離れており、放射線管理棟増築部まで到達する飛来物はないことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-VII.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

放射線管理棟増築部の構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。放射線管理棟増築部の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「VII. 放射線管理棟増築部の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-VII. 4.1-1 表に示す。保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-VII. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書一建 3-VII付録 2 参照

4.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-VII. 4.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-VII. 4.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根 (RC 部)				○
壁 (RC 部)				○
鉄扉				○

*1: 添付説明書一建 3-VII付録 5 参照

(屋根の F1 竜巻荷重は、屋根固定荷重 (5770 N/m²) 以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略)

*2: 添付説明書一建 3-VII付録 5 参照

*3: 添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4: 添付説明書一建 3-VII付録 4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F1 竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F1 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は荷重されている F1 竜巻荷重を検定比で割り戻す (短期許容荷重=F1 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1. 建物の構造強度評価

放射線管理棟増築部の構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。放射線管理棟増築部の保有水平耐力は、添付説明書一建2「VII. 放射線管理棟増築部の耐震計算書」1.9. 評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-VII.5.1-1表に示す。保有水平耐力はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-VII.5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-VII付録3 参照

5.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3竜巻荷重に対しては、放射線管理棟の屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。

屋根・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-VII.5.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

添説建3-VII.5.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根(RC部)				○
壁(RC部)				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-VII付録5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2：添付説明書一建3-VII付録5 参照

*3：添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建3-VII付録4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF3竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF3竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されているF3竜巻荷重を検定比で割り戻す(終局耐力荷重=F3竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5.3 飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-VII. 5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、放射線管理棟増築部まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 70m 以上のもので乗用車（ワゴン）、軽自動車（1、2）、軽トラック、4t トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象に外壁、屋根貫通限界厚さを検討する。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-VII. 5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力パラメータ (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する外壁貫通限界厚さの検討

F3 竜巻荷重で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の RC 外壁の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建 3ーVII付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3ーVII. 5. 4ー1 表に示す。

添説建 3ーVII. 5. 4ー1 表 飛来物外壁貫通限界厚さ評価結果

飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の壁貫通限界厚さに対し、放射線管理棟増築部の RC 外壁厚さ（最小値：cm、添説建 3ーVII. 付 5ー2 図 参照）の方が厚いことから、RC 外壁を貫通しないことを確認した。

5.5.飛来物に対する屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の鉄筋コンクリート屋根厚の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建 3ーVII付録 7 に示す。また、評価結果を添説建 3ーVII. 5. 5ー1 表に示す。

添説建 3ーVII. 5. 5ー1 表 飛来物屋根貫通限界厚さ評価結果

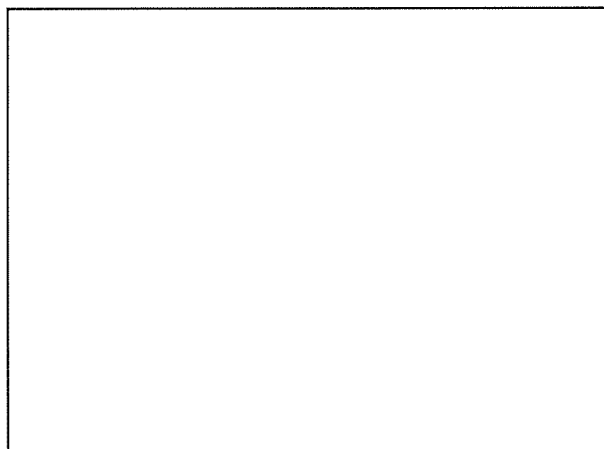
飛来物	貫通限界厚さ (cm)
軽トラック	
プレハブ物置 (大)	

軽トラック及びプレハブ物置（大）の屋根貫通限界厚さに対し、放射線管理棟増築部の屋根厚さ（最小値：cm、添説建 3ーVII. 付 5ー1 図 参照）の方が厚いことから、屋根を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

見付面積 (A_p, A_{IF}) の算出にあたり、高さ方向はパラペット天端から mm を加算して裕度を見ている。また、X 方向の見付面積は、B' 通りから mm、C' 通り側では放射線管理棟と隣接するため mm の裕度を見ている。Y 方向の見付面積は、外側通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X 方向（東西方向）の見付面積



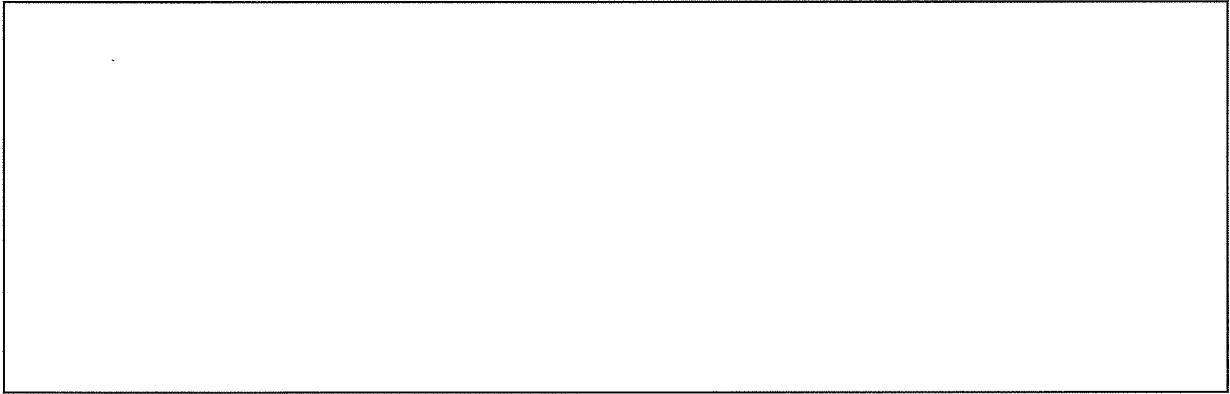
添説建 3—VII. 付 1—1 図 X 方向見付面積

$$\begin{aligned}
 a &= \text{壁幅} + \text{両側幅裕度} \\
 &= \text{} \\
 b &= \text{パラペット高さ} + \text{高さ裕度} \\
 &= \text{} \\
 c &= (\text{1 階壁高さ} + 300) / 2 \\
 &= \text{}
 \end{aligned}$$

各階見付面積

$$\begin{aligned}
 2F: \text{パラペット } A_p &= a \times b = \text{} \\
 1F: \text{壁 } A_{IF} &= a \times c = \text{}
 \end{aligned}$$

Y 方向（南北方向）の見付面積



添説建 3-VII. 付 1-2 図 Y 方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = パラペット高さ + 高さ裕度

=

c = (1 階壁高さ + 300) / 2

=

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$

「添説建 3-VII. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-VII. 付 2-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C —	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
1F	ハ [°] ラ [°] ット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3-VII. 付 2-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1 (m ²)	C —	q×A×C (kN)	W _w (kN)	ΔP×A (kN)	W _p (kN)	W _{T1} = W _p (kN)	W _{T2} = W _w + 0.5×W _p (kN)
1F	ハ [°] ラ [°] ット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-VII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

放射線管理棟増築部の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： ΔP = (Pa) → (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： q = (Pa) → (Pa) として計算に使用

「添説建 3—VII. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—VII. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—VII. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

放射線管理棟増築部の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)

・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—VII. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—VII. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—VII. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	— / -1808
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	※

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—VII. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—VII. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—VII. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数 (屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	※
	W_{T2}	(Pa)	4130 / —
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	0
	W_{T2}	(Pa)	※

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

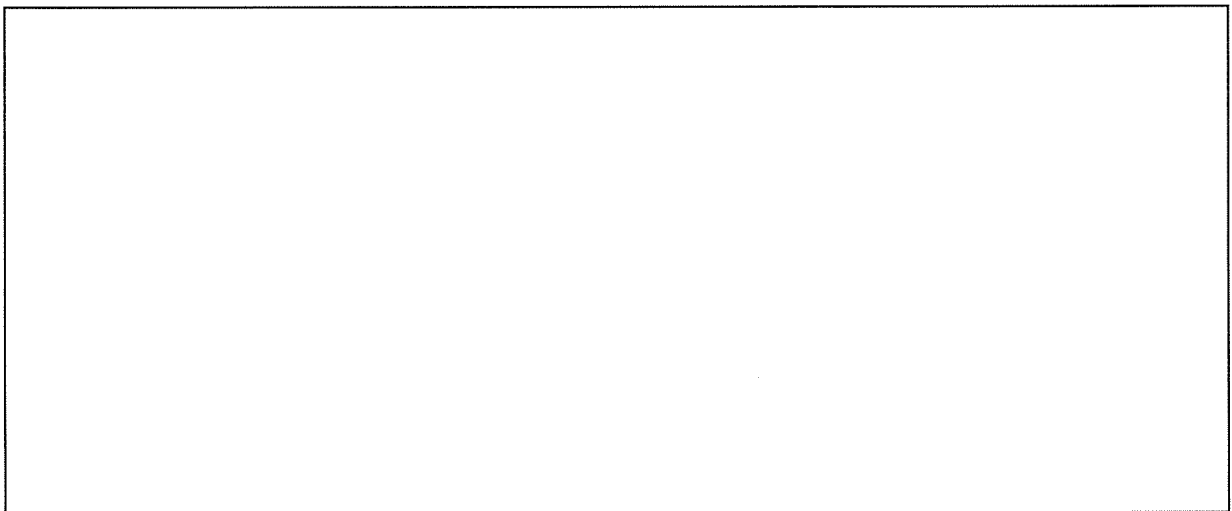
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

放射線管理棟増築部の屋根及び外壁は鉄筋コンクリート構造であり、屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び壁について検討を行う。

放射線管理棟増築部の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-VII. 付 5-1 図～添説建 3-VII. 付 5-2 図に示す。



添説建 3-VII. 付 5-1 図 屋根検討位置



添説建 3-VII. 付 5-2 図 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

屋根スラブ及び外壁スラブについて、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、「RC規準」と略記）に基づき F1 については鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、F3 については終局曲げ耐力に達する時の荷重を許容荷重とする。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC 規準 (13.1) 式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC 規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $f_t \times 1.1$

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1. 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

1) RC屋根

RC屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m³) :

RC屋根スラブ厚さ t_{RC} (m) :

RC屋根スラブ単位面積重量 w_{RC1} (N/m²) : $\gamma_{RC} \times t_{RC} =$

仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m²) :

検討用固定荷重 w_{RC} (N/m²) : $w_{RC1} + w_{RC2} =$

(2) 竜巻荷重

添説建3-VII.付5-1表に示す。(添付説明書-建3-VII付録4参照)

添説建3-VII.付5-1表 竜巻荷重

竜巻種類	放射線管理棟増築部	
	屋根	壁
	RCスラブ	RCスラブ
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	-6196	4130

3.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

使用材料 :

短期許容引張応力度 $f_t =$ N/mm²

3.3.屋根（RC部）の検討

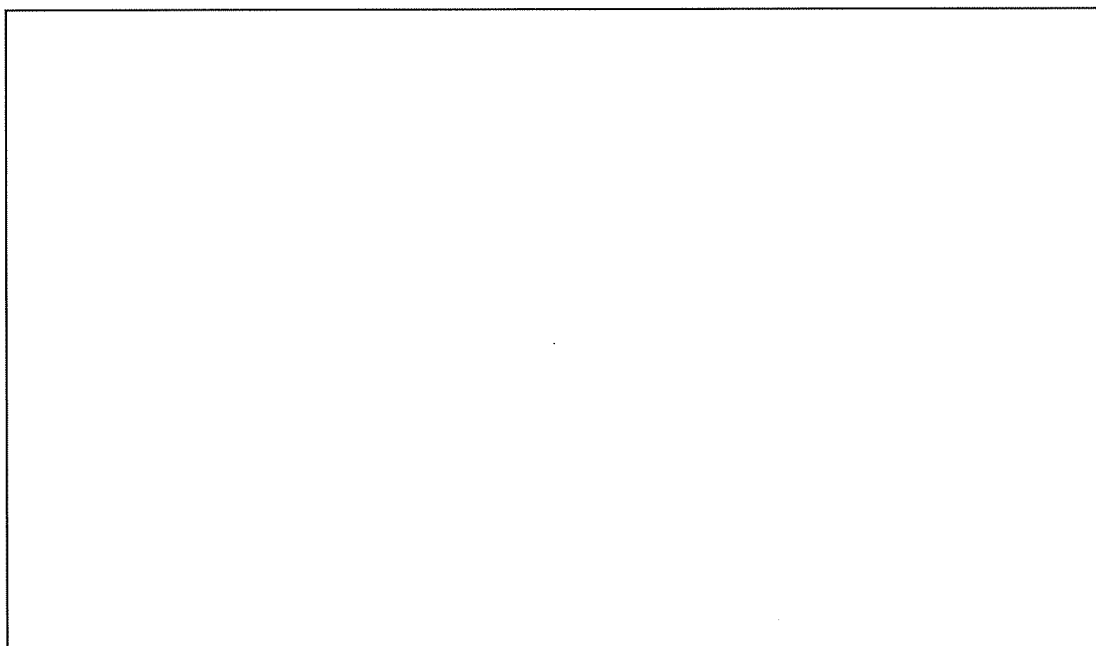
F1 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じないため検討を省略する。以下の表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。F3 竜巻荷重時（終局）については、屋根固定荷重を上回り、浮き上がりが生じるため、RCスラブ及びそれを受ける小梁について検討する。スラブは安全側に設計スラブ寸法に対して内寸法+□mm×2の大きさを評価する。

添説建 3-VII. 付 5-2 表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-VII. 付 5-2 表 RCスラブ屋根 竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)		RC 屋根固定荷重 (N/m ²)		F3 竜巻荷重 (N/m ²)
2834	<		<	6196

検討する部位を添説建 3-VII. 付 5-3 図に示す。

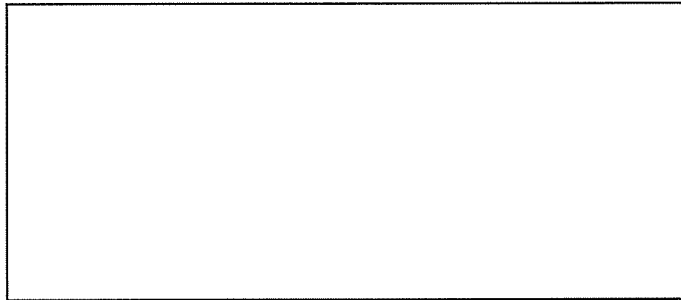


添説建 3-VII. 付 5-3 図 RCスラブ屋根検討対象

3) 短辺方向（中央部）での検討結果

この位置での計算条件は以下の通り。

引張側スラブ表面より引張鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :
 スラブの有効高さ d (mm) : $t - d_t =$
 下端筋サイズ、断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :
 引張鉄筋断面積 (スラブ 1m 幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 200 \times A_{D10} =$



屋根スラブの断面（短辺方向・中央部）

屋根スラブ中央部に作用する単位幅当り（スラブ 1m 幅当り）最大曲げモーメント M_2 は、RC 規
 準（10.1）式から以下の通りとなる。

$$M_2 = 1 / 18 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w \times B^2$$

$$=$$
 kN·m

屋根スラブ中央部の終局曲げ耐力 M_{u2} （スラブ 1m 幅当り）は、RC 規準（解 8.21）式より、

$$M_{u2} =$$
 kN·m

屋根スラブ中央部に作用する最大曲げモーメントと終局曲げ耐力の検定比

$$R_2 = M_2 / M_{u2} =$$
 < 1.0 OK

単位面積当りの終局耐力荷重（屋根固定荷重を考慮した値）

$$w_u = w_{F3} / \max(R_1, R_2) =$$
 N/m²

以上より、対象 F3 竜巻荷重（終局）に対して、屋根スラブは健全である。

(2) RC 小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :
RC 屋根固定荷重 w_{RC} (kN/m²) :
屋根スラブ厚 t (m) :

RC 小梁諸元

RC 小梁幅 b (m) :
RC 小梁高 h (m) :
鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ (kN/m³) :
RC 小梁固定荷重 W_{RCB} (kN/m) :

RC 小梁の分担する荷重

分担幅 B_b (m) :
RC 屋根固定荷重 W_{RC} (kN/m) :
竜巻荷重 W_{F3} (kN/m) :
検討用荷重 W (kN/m) : $W_{RC} + W_{RCB} - W_{F3} =$ > 0

以上より、RC 小梁には F3 竜巻荷重によって浮き上がりが生じないため、検討を省略する。

3.4.壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 竜巻荷重 (短期)、F3 竜巻荷重 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) L (m) :
耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) B (m) :
耐震壁スラブ厚 t (mm) :
支持条件 :

2) 竜巻荷重

単位面積当り F1 竜巻荷重 w_{F1} (kN/m²) : 2.152
単位面積当り F3 竜巻荷重 w_{F3} (kN/m²) : 4.130

3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M (壁 1m 幅当り) は、RC 規準 (10.1) 式より、

F1 竜巻荷重 : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
= kN・m

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
= kN・m

4) 耐震壁の短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

有効厚さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏曲げ応力度 σ_y (N/mm²) :

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1本当り) A_{D10} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m幅当り) a_t (mm²) : $1000 / 250 \times A_{D10} =$

短期許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1) 式、(解 8.21) 式より、

$$M_a = a_t \times f_t \times j = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重 : $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

F3 竜巻荷重 : $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

6) 単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

短期 $w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) =$ N/m²

終局 $w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) =$ N/m²

以上より、対象 F1 竜巻荷重 (短期)、F3 竜巻荷重 (終局) に対して、外壁は健全である。

添説建 3-VII. 付 6-1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	Fc	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{Fc}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	Xc	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	16.1 cm	6.32 in

添説建 3-VII. 付 6-2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in. lb系換算値	
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造	コンクリート強度	Fc	20.6 N/mm ²	2987.8 psi
(コンクリート)	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{Fc}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	Xc	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	tp	15.6 cm	6.13 in

添説建 3—Ⅶ. 付 7—1 表 飛来物による屋根損傷評価（鉛直）

	項目		単位	プレハブ(大)	軽トラック
飛来物諸元	飛来物重量	W	kgf	599	740
	飛来物高さ	h	m	2.4	1.5
	飛来物幅	w	m	2.2	1.8
	飛来物面積	A	cm ²	52170	27000
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	cm	258	185
	飛来物衝突速度	V	m/s	14.4	9.3
	飛来物質量(重量÷重力加速度) M=W/g		kgf・s ² /m	61.1	75.5
	重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	N/mm ²	20.6	20.6
	先端形状係数	N		0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c		1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p		0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	$\sqrt{(mm/N)}$	39.66	39.66
	貫入深さ	X _c	cm	2.87	2.46
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	cm	4.1	3.5

VIII. 放射線管理棟前室の竜巻防護設計計算書

1. 放射線管理棟前室の位置・構造

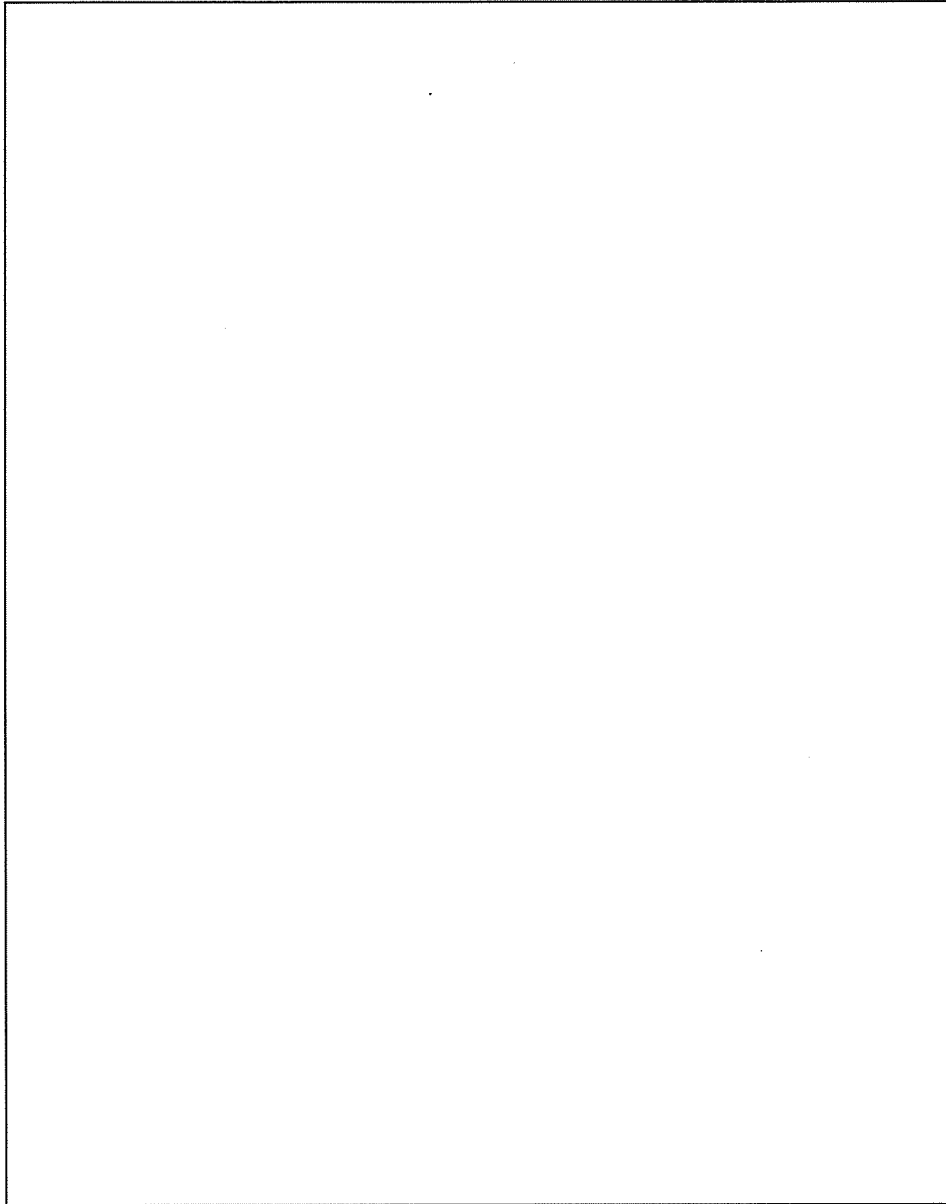
1.1. 建設位置

放射線管理棟前室の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央の南側の位置であり、最も近い民家や公道から 65m 以上離れている。

1.2. 構造概要

放射線管理棟前室は、鉄筋コンクリート造 (RC 造) 平屋建ての建物である。平面形状は約 \square m \times \square m、高さ \square m の整形な建物である。開口部としては、片開き鉄扉、両開き鉄扉を設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-VIII. 1.2-1 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。

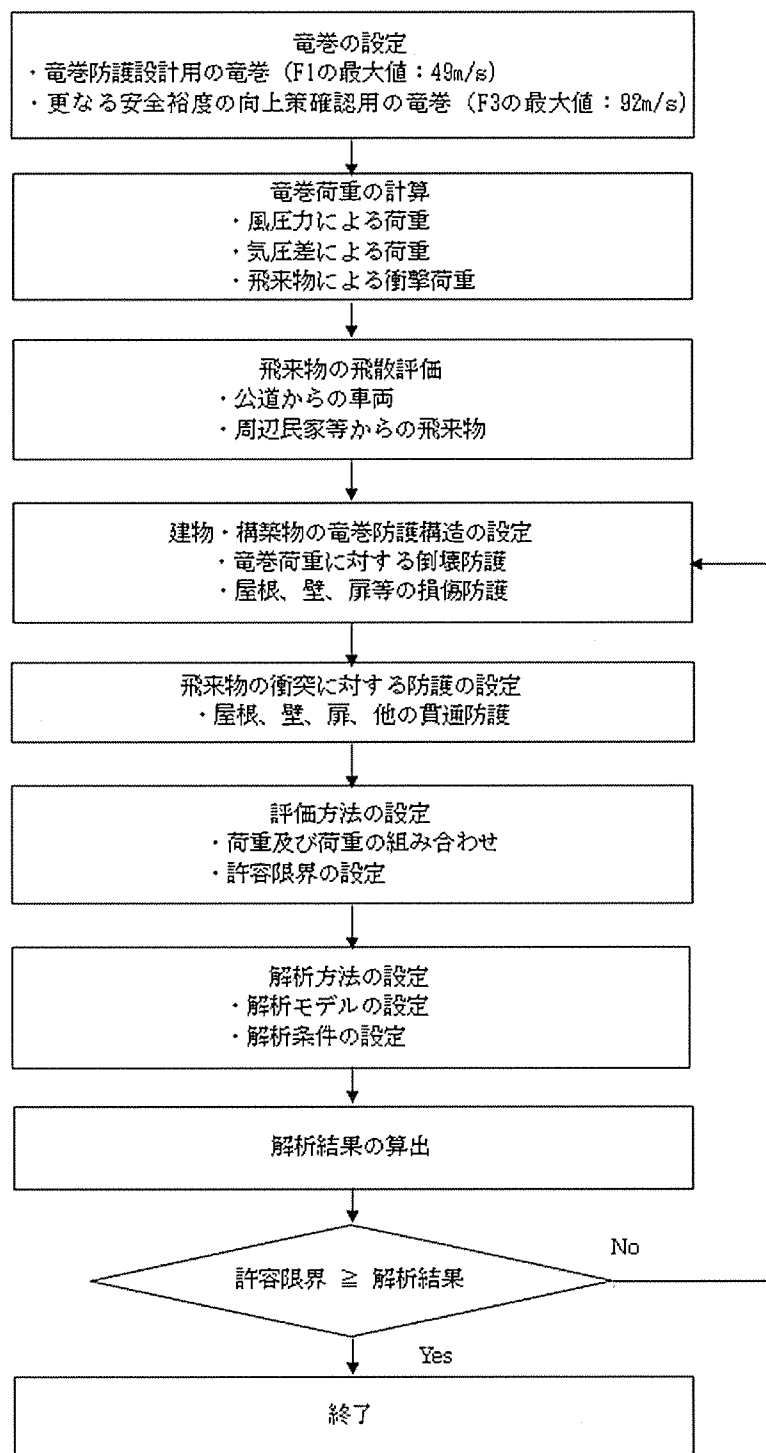


添説建 3-VIII.1.2-1 図 建物平面 屋根伏図及び断面図

1.3.竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速の 49m/s とし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根・壁・鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 の最大風速 (92m/s) で、同様の評価を実施する。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建 3-VIII.1.3-1 図に示す。



添説建 3-VIII. 1. 3-1 図 建物・構築物の電巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、放射線管理棟前室が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49m/s、F3 竜巻最大風速 = 92m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-VIII. 2.1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-VIII. 2.1-1 表 壁の風力係数 C_w （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2.2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉については w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_P \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_P & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_P \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_P$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_P$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-VIII. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である -0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-VIII. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である -1.2 を用いて評価する。

添説建 3-VIII. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-VIII.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から放射線管理棟前室までは65m以上離れており、同建物まで到達する飛来物は無いことから、建物のコンクリート外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-VIII.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m^2/kg)	最大水平 速度 (m/s)	最大鉛直 速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散 距離 (m)	最大飛散 高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。放射線管理棟前室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅷ.放射線管理棟前室の耐震計算書」1.8.評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅷ.4.1-1表に示す。保有水平耐力はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅷ.4.1-1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F1竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書一建3-Ⅷ付録2 参照

4.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-Ⅷ.4.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF1竜巻荷重を上回っており、F1竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅷ.4.2-1表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁				○
鉄扉				○

*1: 添付説明書一建3-Ⅷ付録5 参照

(屋根のF1竜巻荷重は、屋根固定荷重(6270 N/m²)以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略)

*2: 添付説明書一建3-Ⅷ付録5 参照

*3: 添付説明書一建3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

*4: 添付説明書一建3-Ⅷ付録4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF1竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF1竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されているF1竜巻荷重を検定比で割り戻す(短期許容荷重=F1竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5.1 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。放射線管理棟前室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「Ⅷ.放射線管理棟前室の耐震計算書」1.8.評価結果(2)二次設計の保有水平耐力の評価のうちのX、Y方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建3-Ⅷ.5.1-1表に示す。保有水平耐力はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建3-Ⅷ.5.1-1表 保有水平耐力とF3竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力(kN)	F3 竜巻荷重(kN) *1	検定比	評価
X方向 (東西方向)				○
Y方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建3-Ⅷ付録3 参照

5.2.屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建3-VIII.5.2-1表に示す。評価の結果、各部の強度はF3竜巻荷重を上回っており、F3竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

F3竜巻荷重については、廃棄物一時貯蔵所の屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして竜巻荷重を算出した。

添説建3-VIII.5.2-1表 局部評価

	単位面積当り 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建3-VIII付録5 参照

(屋根のF3竜巻荷重は、屋根固定荷重(6270 N/m²)以下であり、
浮き上がりは生じないことから検討を省略)

*2：添付説明書一建3-VIII付録5 参照

*3：添付説明書一建3-XI.工場棟鉄扉説明書 参照

*4：添付説明書一建3-VIII付録4 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部におけるF3竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比がF3竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されているF3竜巻荷重を検定比で割り戻す(終局耐力荷重=F3竜巻荷重/検定比)ことで算出した。

5.3.飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-VIII. 5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、放射線管理棟前室まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離約 65m 以上のもので乗用車 (ワゴン)、軽自動車 (1、2)、軽トラック、4t トラック、プレハブ物置 (小、中、大) がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置 (大) と軽トラックを対象に RC 外壁、屋根の貫通限界厚さを検討する。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-VIII. 5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

5.4.飛来物に対する RC 外壁及び屋根貫通限界厚さの検討

F3 竜巻で、軽トラックとプレハブ物置（大）が飛散した際の RC 外壁及び屋根の貫通限界厚さの計算を添付説明書ー建 3ーⅧ付録 6 に示す。また、評価結果を添説建 3ーⅧ. 5. 4ー1 表に示す。

添説建 3ーⅧ. 5. 4ー1 表 飛来物 RC 外壁及び屋根の貫通限界厚さ評価結果

飛来物	外壁貫通限界厚さ (cm)	屋根貫通限界厚さ (cm)
軽トラック		
プレハブ物置 (大)		

軽トラック及びプレハブ物置（大）の外壁貫通限界厚さに対し、放射線管理棟前室の外壁厚さ（最小値：□cm、添説建 3ーⅧ. 付 5ー3 図 参照）の方が厚いことから、外壁を貫通しないことを確認した。なお、屋根スラブの厚さ（□cm、添説建 3ーⅧ. 付 5ー1 図 参照）も外壁と同じであり、屋根を貫通しないことを確認した。

見付面積の算出方法について

見付面積(A_p, A_{1F})の算出にあたり、高さ方向の寸法はパラペットなどの上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、X方向の見付面積は、外壁のから一律 mm の裕度を見ている。Y方向の見付面積は、通り芯から一律 mm の裕度を見ている。

X方向（東西方向）の見付面積



添説建 3—Ⅷ. 付 1—1 図 X方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = パラペット高さ + 高さ裕度

=

c = (1階壁高さ + 150) / 2

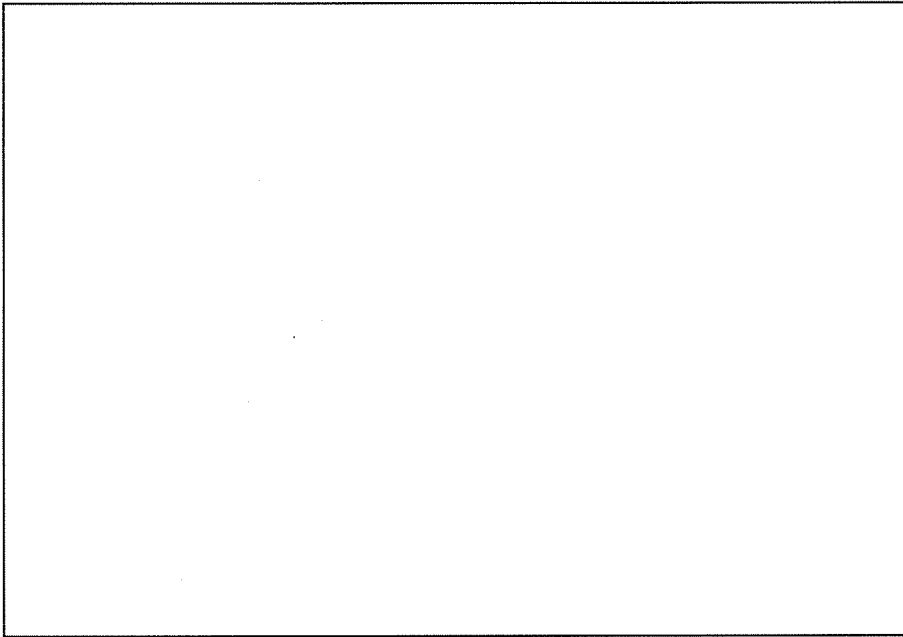
=

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$

Y方向（南北方向）の見付面積



添説建3-VIII. 付1-2図 Y方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = パラペット高さ + 高さ裕度

=

c = (1階壁高さ + 150) / 2

=

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$

「添説建3-VIII.4.1-1表 保有水平耐力とF1竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建3-VIII.付2-1表 X方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-VIII付録1による。

*2：風上0.8と風下0.5の合計値。

添説建3-VIII.付2-2表 Y方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の 組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建3-VIII付録1による。

*2：風上0.8と風下0.5の合計値。

放射線管理棟前室の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—VIII. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—VIII. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	ハコベット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VIII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—VIII. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組み合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	—	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	ハコベット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—VIII付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

放射線管理棟前室の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いる気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差 \square) → (気圧差荷重 \square)

・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建3—Ⅷ.4.2—1表 局部評価」のF1竜巻荷重の算出方法について

添説建3—Ⅷ.付4—1表 F1竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建3—Ⅷ.付4—2表 F1竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数(壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数(屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_D	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	-1808
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建3—Ⅷ.5.2—1表 局部評価」のF3竜巻荷重の算出方法について

添説建3—Ⅷ.付4—3表 F3竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建3—Ⅷ.付4—4表 F3竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数(壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8
風力係数(屋根)	C_R	—	-1.2
気圧差荷重	W_D	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	4130
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	—
	W_{T2}	(Pa)	

注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

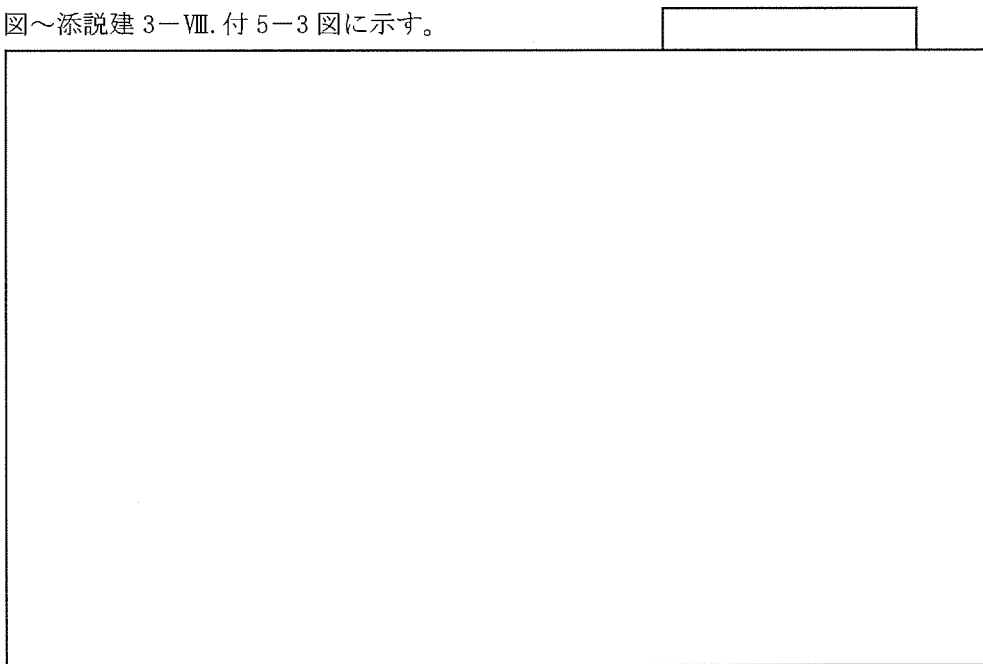
竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局所評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

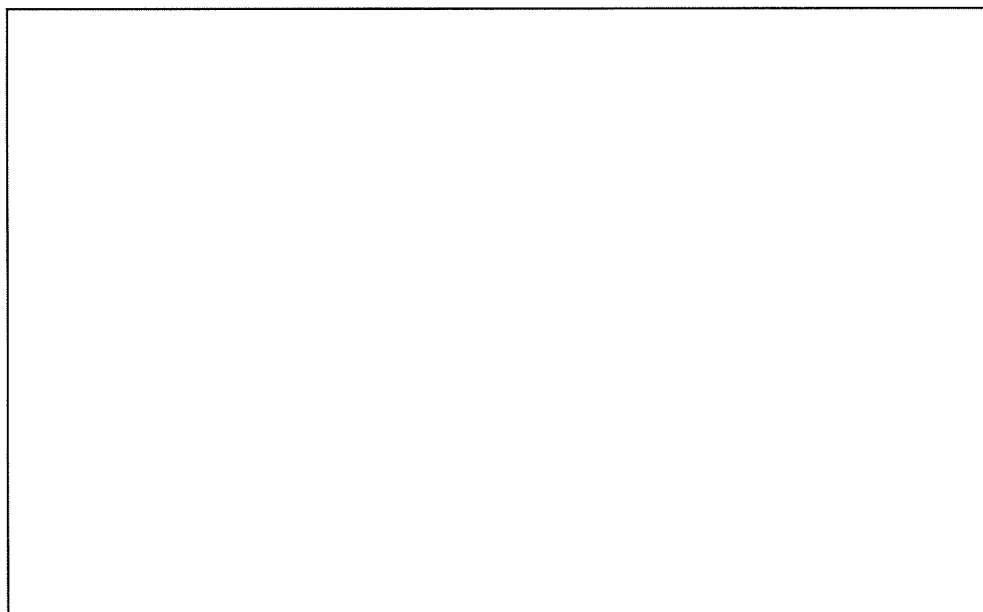
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

放射線管理棟前室の屋根及び外壁は鉄筋コンクリート構造であり、屋根スラブ、屋根部 RC 小梁及び壁について検討を行う。

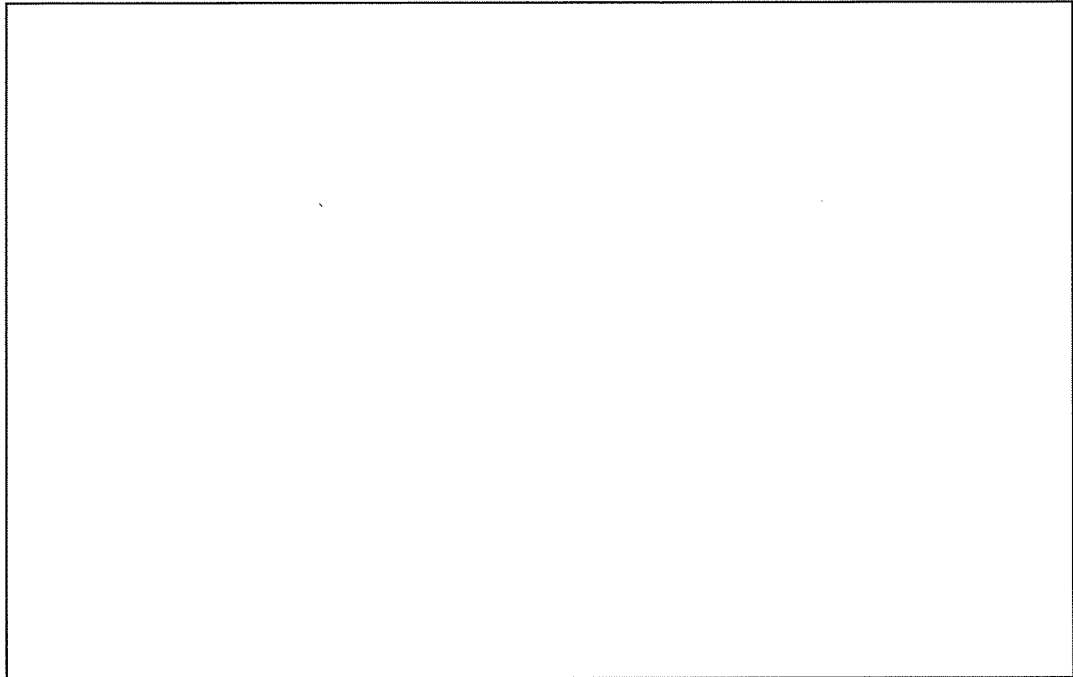
放射線管理棟前室の局所評価に用いる竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3—Ⅷ. 付 5—1 図～添説建 3—Ⅷ. 付 5—3 図に示す。



添説建 3—Ⅷ. 付 5—1 図 屋根スラブ検討対象位置



添説建 3—Ⅷ. 付 5—2 図 屋根部 RC 小梁検討対象位置



添説建 3-VIII. 付 5-3 図 外壁検討対象位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

屋根スラブ及び外壁スラブについて、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC 規準」と略記）に基づき F1 については鉄筋コンクリートの短期許容曲げ耐力、F3 については終局曲げ耐力に達する時の荷重を許容荷重とする。

【短期の竜巻許容荷重】

$$M_a = a_t \times f_t \times j \quad (\text{出典：RC 規準 (13.1) 式})$$

M_a : 短期許容曲げ耐力

a_t : 引張鉄筋の断面積

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 $j = (7 / 8) \times d$

d : 有効せい

【終局の竜巻許容荷重】

$$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d \quad (\text{出典：RC 規準 (解 8.21) 式})$$

M_u : 終局曲げ耐力

σ_y : $1.1 \times f_t$

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1. 荷重

(1) 固定荷重

RC 屋根スラブ単位体積重量 γ_{RC} (N/m ³)	:		
RC 屋根スラブ厚さ t_{RC} (m)	:		
RC 屋根スラブ単位面積重量 w_{RC1} (N/m ²)	:	$\gamma_{RC} \times t_{RC} =$	
仕上げ荷重 w_{RC2} (N/m ²)	:		
検討用固定荷重 w_{RC} (N/m ²)	:	$w_{RC1} + w_{RC2} =$	

(2) 竜巻荷重

添説建 3-VIII. 付 5-1 表に示す。(添付説明書一建 3-VIII 付録 4 参照)

添説建 3-VIII. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根	壁
	RC スラブ	RC スラブ
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	-6196	4130

3.2. 使用材料と許容値

(1) コンクリート

設計基準強度 $F_c =$ N/mm²

(2) 鉄筋

	: 短期許容引張応力度 $f_t =$		N/mm ²
	: 短期許容引張応力度 $f_t =$		N/mm ²

3.3. 屋根の検討

F1 竜巻荷重、F3 竜巻荷重は屋根固定荷重以下であり、浮き上がりは生じないため屋根スラブ及び屋根部 RC 小梁の検討を省略する。添説建 3-VIII. 付 5-2 表に竜巻荷重と固定荷重の比較を示す。

添説建 3-VIII. 付 5-2 表 RC スラブ屋根 竜巻荷重と固定荷重の比較

F1 竜巻荷重 (N/m ²)	F3 竜巻荷重 (N/m ²)		屋根固定荷重 (N/m ²)
2834	6196	<	

3.4.外壁 (RC 部) の検討

耐震壁について、F1 (短期)、F3 (終局) 竜巻に対する検討を行う。

(1) 寸法諸元・パネル支持条件

耐震壁水平スパン長 (パネル長) L (m) :

耐震壁鉛直スパン長 (パネル幅) B (m) :

耐震壁厚 t (mm) :

支持条件 :

(2) 竜巻荷重

単位面積当り竜巻荷重 (F1) w_{F1} (kN/m²) : 2.152

単位面積当り竜巻荷重 (F3) w_{F3} (kN/m²) : 4.130

(3) 竜巻により耐震壁に作用する最大曲げモーメント M

最大曲げモーメント M (壁 1m 幅当り) は、RC 規準 (10.1) 式より、

F1 竜巻荷重 : $M_1 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F1} \times B^2$
 =

F3 竜巻荷重 : $M_3 = 1 / 12 \times \{ L^4 / (B^4 + L^4) \} \times w_{F3} \times B^2$
 =

(4) 耐震壁の許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u

引張側スラブ表面より引張側鉄筋中心までの距離 d_t (mm) :

有効厚さ d (mm) : $t - d_t =$

応力中心距離 j (mm) : $(7 / 8) \times d =$

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降状応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t =$

配筋 縦筋

横筋

鉄筋断面積 (1 本当りの平均) A_{D10D13} (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1m 幅当り) a_t (mm²) :

=

許容曲げ耐力 M_a 、終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準 (13.1) 式、(解 8.21) 式より、

$M_a = a_t \times f_t \times j =$ kN·m

$M_u = 0.9 \times a_t \times \sigma_y \times d =$ kN·m

(5) 最大曲げモーメントと短期許容曲げ耐力、終局曲げ耐力の検定比

F1 竜巻荷重 $M_1 / M_a =$ < 1.0 OK

F3 竜巻荷重 $M_3 / M_u =$ < 1.0 OK

(6) 単位面積当りの短期許容荷重、終局耐力荷重

$$\begin{array}{l} \text{短期 } w_a = w_{F1} / (M_1 / M_a) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \\ \text{終局 } w_u = w_{F3} / (M_3 / M_u) = \boxed{} \text{ N/m}^2 \end{array}$$

以上より、対象 F1 竜巻荷重（短期）、F3 竜巻荷重（終局）に対して、外壁は健全である。

添説建 3—Ⅷ. 付 6—1 表 軽トラックの鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値	
飛来物諸元	飛来自動車重量 (軽トラ)	W	740 kgf	1631 lbf
	飛来自動車高さ	h	178 cm	
	飛来自動車幅	w	148 cm	
	飛来自動車面積	A	26255 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	183 cm	72 in
	飛来物衝突速度	V	51 m/s	166 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	75.46 kgf·s ² /m	50.71 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	注 1) 20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	11.33 cm	4.46 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	16.1 cm	6.32 in

注 1) コンクリート強度は F_c=24.0N/mm² だが、保守的に F_c=20.6N/mm² として評価

添説建 3—Ⅷ. 付 6—2 表 プレハブ物置 (大) の鉄筋コンクリート壁貫通限界厚さの計算

		CGS単位	in, lb系換算値	
飛来物諸元	飛来物重量	W	599 kgf	1321 lbf
	飛来物高さ	h	235 cm	
	飛来物幅	w	222 cm	
	飛来物面積	A	52170 cm ²	
	等価直径	$D=\sqrt{(4A/\pi)}$	258 cm	101 in
	飛来物衝突速度	V	64 m/s	209 ft/s
	飛来物質量(重量÷重力加速度)	$M=W/g$	61.08 kgf·s ² /m	41.04 lbf·s ² /m
	重力加速度	g	9.81 m/s ²	32.17 ft/s ²
RC造 (コンクリート)	コンクリート強度	F _c	注 1) 20.6 N/mm ²	2987.8 psi
	先端形状係数	N	0.72	0.72
	飛来物低減係数	α_c	1.00	1.00
	飛来物低減係数	α_p	0.65	0.65
	$180/\sqrt{F_c}$	K	39.66 $\sqrt{(mm/N)}$	3.29 $\sqrt{(in/lbf)}$
	貫入深さ	X _c	10.95 cm	4.31 in
	コンクリート貫通限界厚さ	t _p	15.6 cm	6.13 in

注 1) コンクリート強度は F_c=24.0N/mm² だが、保守的に F_c=20.6N/mm² として評価

IX. 除染室・分析室の竜巻防護設計計算書

1. 除染室・分析室の位置・構造

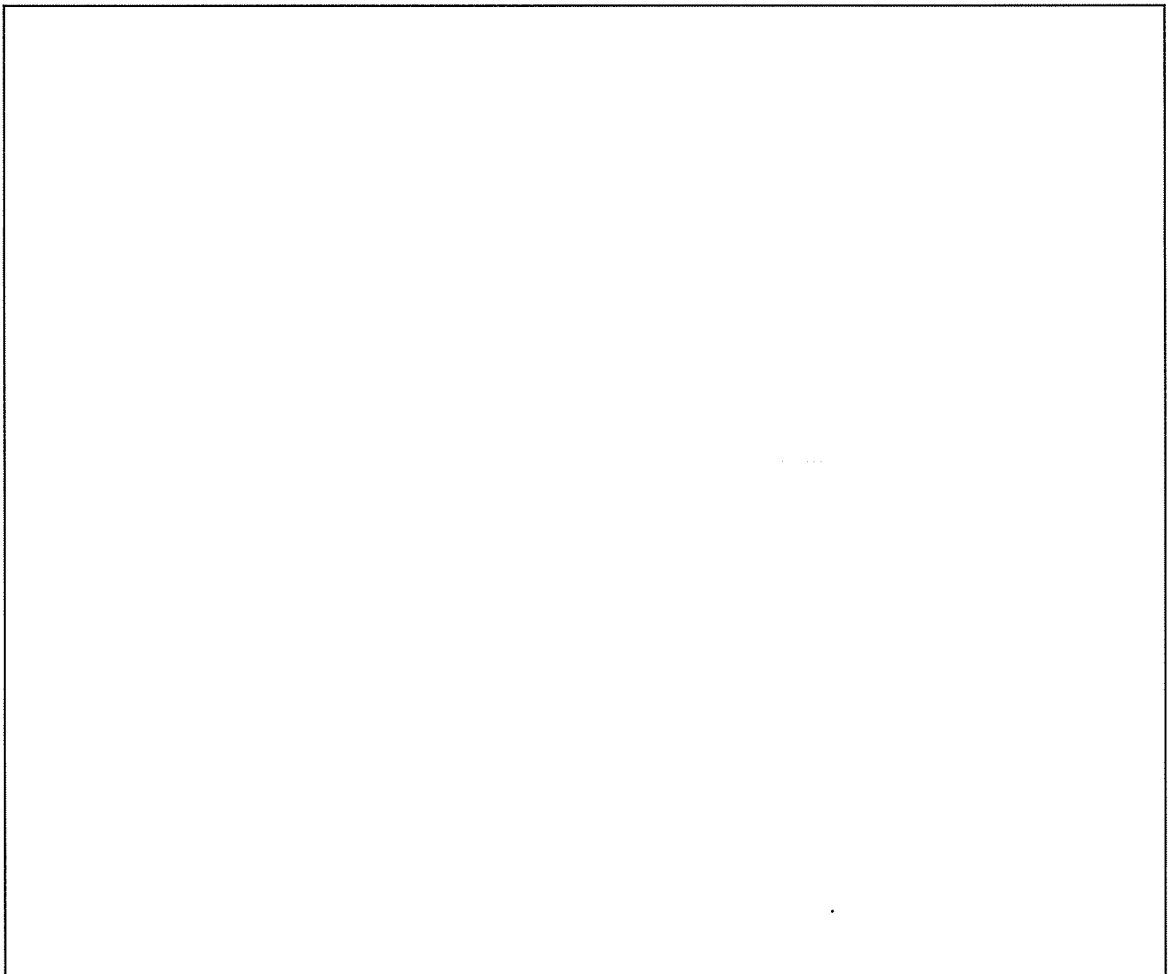
1.1. 建設位置

除染室・分析室の場所を、図イ建-1「敷地内建物配置図」に示す。設置場所は敷地内中央に位置しており、最も近い民家や公道から 120m 以上離れている。

1.2. 構造概要

除染室・分析室は、鉄骨造（S 造）の 1 階建てであり平面形状は約 \square m \times \square m、高さ約 \square m の整形な建物である。建物西側にはエキスパンションジョイントで分かれた RC 造平屋の第 2 核燃料倉庫があり、建物南側には、エキスパンションジョイントで分かれた S 造 3 階建ての転換工場がある。開口部としては、鉄扉、シャッタを設置している。屋根伏図及び断面図を添説建 3-IX.1.2-1 図に示す。

注) 計算書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 3-IX.1.2-1 図 建物平面（屋根伏図）及び断面図

注) 図に示す※の番号は「添説建 3-IX.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。

1.3. 竜巻防護設計フロー

竜巻防護設計の方針に従い、竜巻防護設計の竜巻は風速を藤田スケールF1の最大風速の49m/sとし、建物に作用する竜巻荷重に対して、保有水平耐力との比較と局部評価として屋根、壁、鉄扉に作用する荷重と強度との比較を実施する。飛来物については、敷地内の飛来物は予め防護対策を行うことから、敷地外からの飛来物を対象として防護設計を実施する。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3の最大風速(92m/s)で、同様の評価を実施する。建物・構築物の竜巻防護設計フローの概要を添説建3-IX.1.3-1図に示す。

1.4. 補強内容

除染室・分析室における竜巻に対する補強部位を添説建3-IX.1.4-1表に示す。

添説建3-IX.1.4-1表 竜巻に対する補強部位

項目		F1 竜巻	F3 竜巻
保有水平耐力評価		—	—
局部評価	屋根 ※1	○	—注1
	壁 ※2	○	○
	鉄扉 ※3	○	○
	シャッタ ※4	○	○
飛来物防護 ※5		—注2	○注1

○：補強あり —：補強なし

※1：折板追設補強（既存折板残置）で補強

※2：既存ALC板壁残置で外壁サイディング補強

※3：既存鉄扉の補強または新しい鉄扉に交換することで補強

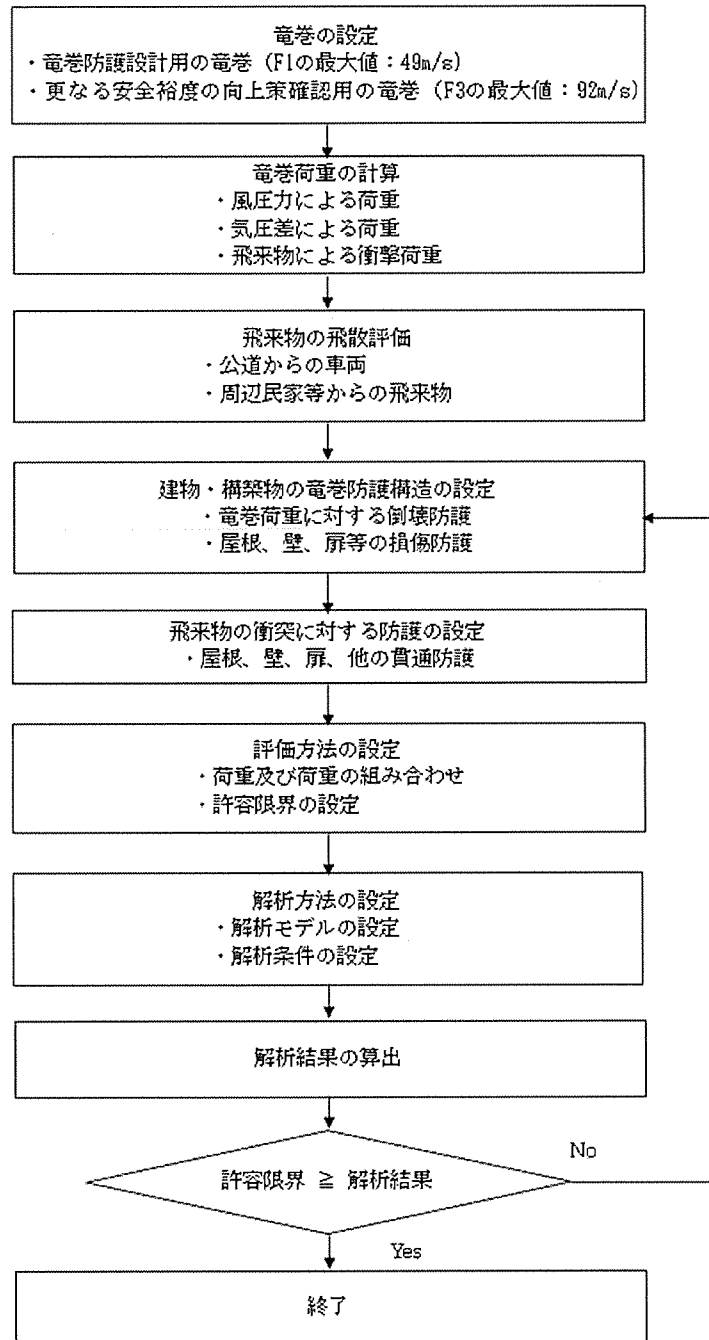
（具体的な補強または交換の位置は図イ建-9、図イ建-12に示す。）

※4：鉄扉の追設で補強

※5：飛散防止用防護ネットの設置（次回以降申請）

注1) 屋根はF3竜巻に耐えることができないため、屋根下に飛散防止用防護ネットを設置し屋内の設備・機器の屋外への飛散を防ぐ。

注2) F1竜巻では屋根が健全であり、かつ、当該建物に影響する飛来物はないことからF1竜巻での飛来物防護のための補強は無い。



添説建 3-IX. 1.3-1 図 建物・構築物の竜巻防護設計フロー概要

2. 竜巻荷重の計算

2.1. 建物の構造強度評価に用いる竜巻荷重の計算

構造強度評価は、建物の保有水平耐力と同建物に作用する気圧差による荷重、及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重との比較で行う。この評価により、除染室・分析室が竜巻により倒壊することが無いことを確認する。

(1) 竜巻荷重の計算

気圧差による荷重 W_{T1} 及び気圧差による荷重と風圧力による荷重を組合わせた荷重 W_{T2} は以下の式で計算し、荷重の大きい方を採用する。また、F3 竜巻荷重についても同様に計算する。

$$W_{T1} = w_p \cdot A_L$$

$$W_{T2} = (C_{WU} \cdot q \cdot A_U - C_{WL} \cdot q \cdot A_L) + \frac{1}{2} \cdot w_p \cdot A_L$$

ここで、 A_U : 風上側面積

A_L : 風下側面積

w_p : 竜巻による気圧差による荷重

C_{WU} : 風上側風力係数

C_{WL} : 風下側風力係数

q : 設計用速度圧

竜巻荷重評価に用いる速度圧、気圧差による荷重などのパラメータの計算式を下記に示す。

$$q = \frac{1}{2} \rho V_D^2$$

$$w_p = \rho V_m^2$$

ここで

ρ : 空気密度 = 1.22 kg/m³

V_D : F1 竜巻最大風速 = 49 m/s、F3 竜巻最大風速 = 92 m/s

V_m : F1 竜巻の最大接線風速 = 42 m/s、F3 竜巻の最大接線風速 = 78 m/s

(2) 風力係数

壁の風力係数を添説建 3-IX. 2.1-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に垂直な方向の建物寸法 B の比で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-IX. 2.1-1 表 壁の風力係数 C_W （正が圧縮、負が引張）

		風力係数
風上側 C_{WU}		0.80
風下側 C_{WL}	D/B 比 ≤ 1	-0.50
	D/B 比 > 1	-0.35

D : 風向方向の建物寸法

B : 風向に垂直な方向の建物寸法

2. 2. 局部評価に用いる竜巻荷重の計算

(1) 荷重計算方法

荷重計算方法を以下に示す。局部評価用の F1 竜巻荷重は、壁・鉄扉については w_{T1} と w_{T2_w} の大きい方、屋根については w_{T1} と w_{T2_r} の大きい方とする。

1) 壁・鉄扉

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q \geq -w_p \\ C_{WL} \cdot q + \frac{1}{2} w_p & \text{if } (C_{WU} + C_{WL}) \cdot q < -w_p \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \cdot q + \frac{1}{2} w_p$$

(2) 風力係数

壁・鉄扉の風力係数を添説建 3-IX. 2. 1-1 表に示す。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい側の値である -0.5 を用いて評価する。

屋根の風力係数を添説建 3-IX. 2. 2-1 表（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（案）及び解説（独立行政法人 原子力安全基盤機構）より）に示す。屋根に作用する荷重は、風上側からの屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、ここでは保守的に絶対値が大きい値である -1.2 を用いて評価する。

添説建 3-IX. 2. 2-1 表 屋根の風力係数 C_R （屋根健全時 正が圧縮、負が引張）

	風力係数
$R_b \leq 0.50B$	-1.20
$0.50B < R_b \leq 1.50B$	-0.60
$R_b > 1.50B$	-0.20

R_b : 風上側からの屋根端部からの距離

B : 風向きに垂直な方向の建物寸法

3. 飛来物の飛散評価結果

飛来物の飛散評価は、電力中央研究所が開発した竜巻飛来物解析コード「TONBOS」を用いて行った。TONBOSで解析する際の竜巻風速場にはフジタモデル(DBT-77モデル)を適用する。F1竜巻での評価結果を添説建3-IX.3-1表に示す。

評価の結果、最大飛散距離はプレハブ物置(大)が55mであるが、最も近い民家や公道から除染室・分析室までは120m以上離れており、同建物まで到達する飛来物はないことから、建物の外壁・屋根の貫通評価は不要である。

添説建3-IX.3-1表 F1竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件(F1)

最大風速	49 (m/s)
最大接線風速	42 (m/s)
移動速度	7 (m/s)

品名	長さ(m)	幅(m)	高さ(m)	設置高さ(m)	質量(kg)	空力パラメータ(m ² /kg)	最大水平速度(m/s)	最大鉛直速度(m/s)	運動エネルギー(水平)(kJ)	運動エネルギー(鉛直)(kJ)	最大飛散距離(m)	最大飛散高さ(m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	0.0	0.0	0	0	0	0.0
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車(ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	0.0	0.0	0	0	0	0.0
軽自動車2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	4.2	0.2	6	0	1	0.0
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	8.5	0.7	26	0	4	0.1
4tトラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	0.0	0.0	0	0	0	0.0
15tトラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス(路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	0.0	0.0	0	0	0	0.0
バス(観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	0.0	0.0	0	0	0	0.0
プレハブ物置(小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	24.8	5.2	18	1	31	1.9
プレハブ物置(中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	27.0	6.0	81	4	45	3.1
プレハブ物置(大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	28.7	6.3	246	12	55	3.7

4. 建物健全性の評価結果

4.1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。除染室・分析室の保有水平耐力は、添付説明書一建2「IX. 除染室・分析室の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-IX. 4.1-1 表に示す。保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-IX. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F1 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1: 添付説明書一建 3-IX 付録 2 参照

4.2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

屋根・壁・鉄扉の短期許容荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-IX. 4.2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻荷重に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-IX. 4.2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 短期許容荷重 (Pa)	単位面積当りの F1 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
屋根				○
壁				○
鉄扉				○

*1: 添付説明書一建 3-IX 付録 5 参照 (屋根固定荷重を考慮した値)

*2: 添付説明書一建 3-IX 付録 5 参照

*3: 添付説明書一建 3-IX 付録 4 参照

*4: 添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F1 竜巻荷重に対する短期許容荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F1 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、短期許容荷重は載荷されている F1 竜巻荷重を検定比で割り戻す (短期許容荷重=F1 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5. 更なる安全裕度の向上策の確認

5. 1. 建物の構造強度評価

構造強度評価は、建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力との比較で行う。除染室・分析室の保有水平耐力は、添付説明書一建 2「IX. 除染室・分析室の耐震計算書」1.9. 評価結果(2) 二次設計の保有水平耐力の評価のうちの X、Y 方向それぞれについて正負加力の小さい方の値を用いる。保有水平耐力と竜巻荷重の比較を行った結果を添説建 3-IX. 5. 1-1 表に示す。保有水平耐力は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻に対して建物が健全であることを確認した。

添説建 3-IX. 5. 1-1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価

	保有水平耐力 (kN)	F3 竜巻荷重 (kN) *1	検定比	評価
X 方向 (東西方向)				○
Y 方向 (南北方向)				○

*1：添付説明書一建 3-IX 付録 3

5. 2. 屋根・壁・鉄扉の局部評価

F3 竜巻荷重に対しては、屋根の折板が損傷し開口する。このため、局部評価の竜巻荷重は、気圧差は発生しないものとして算出した。

壁・鉄扉の終局耐力荷重と竜巻荷重との局部評価結果を添説建 3-IX. 5. 2-1 表に示す。評価の結果、各部の強度は F3 竜巻荷重を上回っており、F3 竜巻荷重に対して、部分的に塑性変形が発生する可能性はあるが、終局耐力内であることを確認した。

添説建 3-IX. 5. 2-1 表 局部評価

	単位面積当りの 終局耐力荷重 (Pa)	単位面積当りの F3 竜巻荷重 (Pa)	検定比	評価
壁				○
鉄扉				○

*1：添付説明書一建 3-IX 付録 5 参照

*2：添付説明書一建 3-IX 付録 4 参照

*3：添付説明書一建 3-XI. 工場棟鉄扉説明書 参照

注) 表記の検定比は、建物の外殻を構成する屋根、外壁、建具等の各部における F3 竜巻荷重に対する終局耐力荷重の比の最大値を示す。ただし、構成各部の評価の過程において、検定比が F3 竜巻荷重時の発生応力度に対する許容応力度で計算されている場合は、終局耐力荷重は載荷されている F3 竜巻荷重を検定比で割り戻す(終局耐力荷重=F3 竜巻荷重/検定比) ことで算出した。

5.3. 飛来物の飛散評価結果

F1 竜巻と同様に F3 竜巻での飛来物評価を実施した。F3 竜巻での評価結果を添説建 3-IX. 5.3-1 表に示す。敷地内の飛来物は、加工施設に影響の無い距離まで離すことや固縛等を行うので対象外とし、評価対象は敷地外からの飛来物とした。

評価の結果、除染室・分析室まで飛来する可能性のある飛来物は、飛散距離 120m 以上のもので軽自動車 2、軽トラック、プレハブ物置（小、中、大）がある。これらのうち、自動車は公道を走るため敷地境界の防護フェンスで防護することから、公道を走行中の車両も対象外とする。評価の対象とするのは、公道から離れた位置からの飛来が想定されるプレハブ物置（大）と軽トラックを対象とする。外壁はサイディング材で補強する計画とするが、北側であり飛来物の衝撃はない。併せて、鉄扉についても飛来物の評価を行い、問題ないことを確認した。その結果を添付説明書一建 3「XI. 工場棟鉄扉説明書」に示す。

添説建 3-IX. 5.3-1 表 F3 竜巻での敷地外からの飛来物評価結果

竜巻条件 (F3)

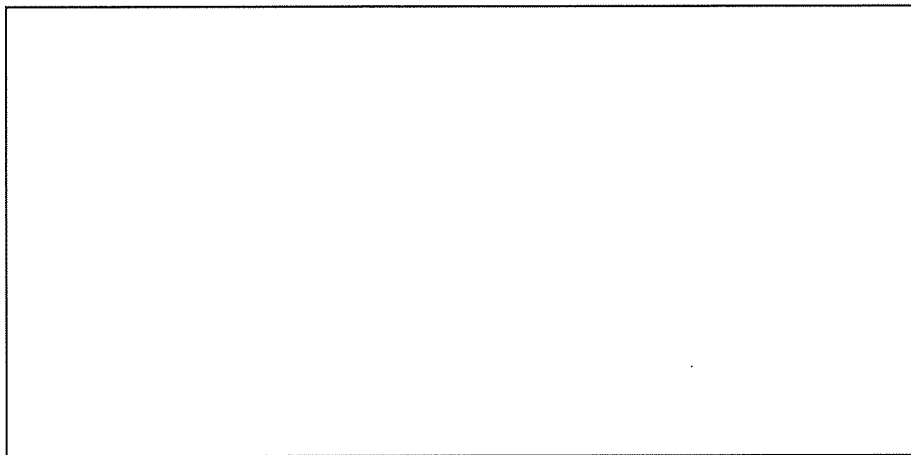
最大風速	92 (m/s)
最大接線風速	78 (m/s)
移動速度	14 (m/s)

品名	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	設置高さ (m)	質量 (kg)	空力係数 (m ² /kg)	最大水平速度 (m/s)	最大鉛直速度 (m/s)	運動エネルギー (水平) (kJ)	運動エネルギー (鉛直) (kJ)	最大飛散距離 (m)	最大飛散高さ (m)
鋼製材	4.2	0.2	0.3	0	135	0.0065	11.1	0.9	8	0.06	6	0.2
鋼製パイプ	0.05	2	0.05	0	8.4	0.0057	0.0	0.0	0	0	0	0.0
乗用車 (ワゴン)	5.2	1.9	2.3	0	1,890	0.0073	42.5	7.8	1710	58	95	4.9
軽自動車 1	3.4	1.5	1.6	0	840	0.0102	46.2	7.7	896	25	99	4.9
軽自動車 2	3.4	1.5	1.5	0	710	0.0116	48.6	7.6	839	21	136	5.3
軽トラック	3.4	1.5	1.8	0	740	0.0122	50.5	9.3	944	32	160	8.2
4 t トラック	8.1	2.2	2.5	0	3,900	0.0059	38.4	7.2	2880	101	71	3.9
15t トラック	12.0	2.5	3.3	0	9,420	0.0045	32.8	6.7	5074	211	59	3.4
バス (路線バスタイプ)	10.3	2.5	3.1	0	9,920	0.0035	22.9	3.0	2612	45	30	1.1
バス (観光バスタイプ)	12.0	2.5	3.5	0	13,080	0.0034	23.9	3.4	3740	74	33	1.3
プレハブ物置 (小)	0.75	1.1	1.305	0.18	60	0.0356	63.6	12.4	121	5	191	20.3
プレハブ物置 (中)	1.37	2.21	2.075	0.1	223	0.0309	63.2	14.0	445	22	208	25.4
プレハブ物置 (大)	2.22	5.14	2.35	0.1	599	0.0316	63.7	14.4	1217	62	211	27.8

見付面積の算出方法について

見付面積 (A_p, A_{1F}) の算出にあたり、高さ方向の寸法はパラペットなど上端部から一律 mm を加算して裕度を見ている。また、X方向の見付面積は、通り芯から一律に mm の裕度を見ている。Y方向の見付面積は、26通り側では mm、20通り側では第2核燃料倉庫と隣接するため mm の裕度を見ている。

X方向（東西方向）の見付面積



添説建3—IX. 付1—1図 X方向見付面積

$a =$ 壁幅 + 両側幅裕度

$=$

$b =$ パラペット高さ + 高さ裕度

$=$

$c =$ (1階壁高さ + 300) / 2

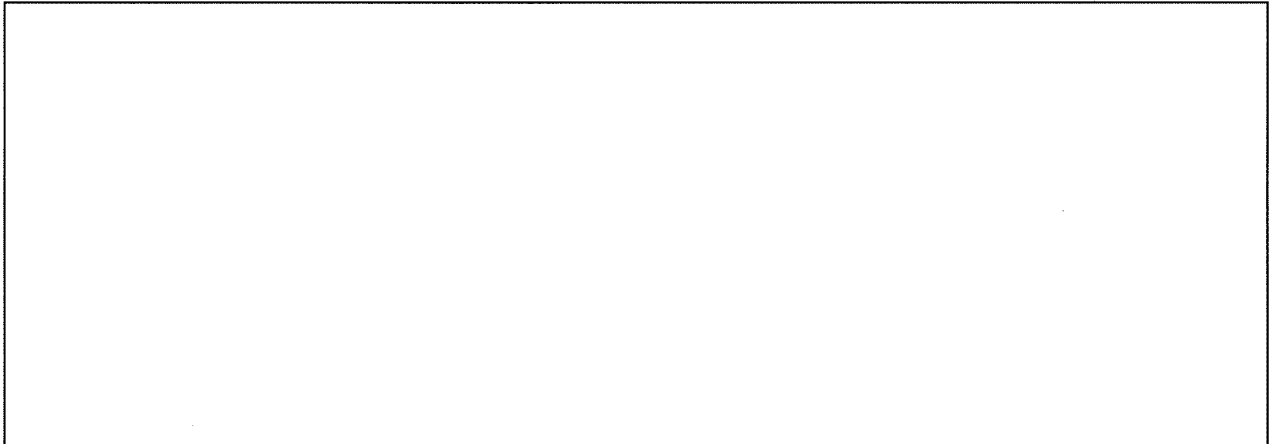
$=$

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$

Y 方向（南北方向）の見付面積



添説建 3-IX. 付 1-2 図 Y 方向見付面積

a = 壁幅 + 両側幅裕度

=

b = パラペット高さ + 高さ裕度

=

c = (1 階壁高さ + 300) / 2

=

各階見付面積

2F : パラペット $A_p = a \times b =$

1F : 壁 $A_{1F} = a \times c =$

「添説建 3-IX. 4.1-1 表 保有水平耐力と F1 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3-IX. 付 2-1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3-IX. 付 2-2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書一建 3-IX付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

除染室・分析室の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いた気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

- ・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用
- ・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

「添説建 3—IX. 5. 1—1 表 保有水平耐力と F3 竜巻荷重の比較評価」の竜巻荷重（層せん断力）の算出方法について

添説建 3—IX. 付 3—1 表 X 方向（東西方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—IX付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

添説建 3—IX. 付 3—2 表 Y 方向（南北方向）の水平方向の竜巻荷重

階	算定位置	見付面積	風力係数	風圧力による荷重	風圧力による層せん断力	気圧差による荷重	気圧差による層せん断力	層せん断力の組合わせ荷重	
		A *1	C	$q \times A \times C$	W_w	$\Delta P \times A$	W_p	$W_{T1} = W_p$	$W_{T2} = W_w + 0.5 \times W_p$
		(m ²)	-	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1F	パラペット								
	風上								
	風下								

*1：見付面積は、添付説明書—建 3—IX付録 1 による。

*2：風上 0.8 と風下 0.5 の合計値。

除染室・分析室の保有水平耐力との比較評価に用いる竜巻荷重による水平方向の層せん断力算出に用いた気圧低下による荷重と風圧力による荷重は下記の値とした。

「I. 竜巻防護設計の基本方針」の「2. 竜巻荷重の算定」より、

・気圧低下による荷重： $\Delta P = \square$ (Pa) (気圧差荷重 \square)

・風圧力による荷重： $q = \square$ (Pa) → \square (Pa) として計算に使用

1. 「添説建 3—IX. 4. 2—1 表 局部評価」の F1 竜巻荷重の算出方法について

添説建 3—IX. 付 4—1 表 F1 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	49
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	42
速度圧	q	(Pa)	1465
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	-2152

添説建 3—IX. 付 4—2 表 F1 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数 (屋根)	C_r	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	-2152
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	— / -1808
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	-2152
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

2. 「添説建 3—IX. 5. 2—1 表 局部評価」の F3 竜巻荷重の算出方法について
(屋根が破損して気圧差が発生しない場合)

添説建 3—IX. 付 4—3 表 F3 竜巻の特性値

空気密度	ρ	(kg/m ³)	1.22
竜巻最大風速	V_D	(m/s)	92
竜巻接線風速	V_m	(m/s)	78
速度圧	q	(Pa)	5163
気圧低下による荷重	ΔP_{max}	(Pa)	0

添説建 3—IX. 付 4—4 表 F3 竜巻の局部評価用荷重の算定

風の方向		風上	風下
風力係数 (壁・鉄扉等)	C_w	—	0.8 / -0.5
風力係数 (屋根)	C_r	—	-1.2
気圧差荷重	W_p	(Pa)	0
壁・鉄扉等への荷重	W_{T1}	(Pa)	
	W_{T2}	(Pa)	4130 / —
屋根への荷重	W_{T1}	(Pa)	0
	W_{T2}	(Pa)	

- 注) ・建物外殻への荷重が外側から内側に作用する場合は正、その逆が負
 ・※印の値が評価で使用した荷重

竜巻に対する局所評価用の竜巻許容荷重の計算に関する説明書

建物の損傷防護の観点から、局部評価として建物の屋根、壁とそれらを支持する構造二次部材について評価を行う。

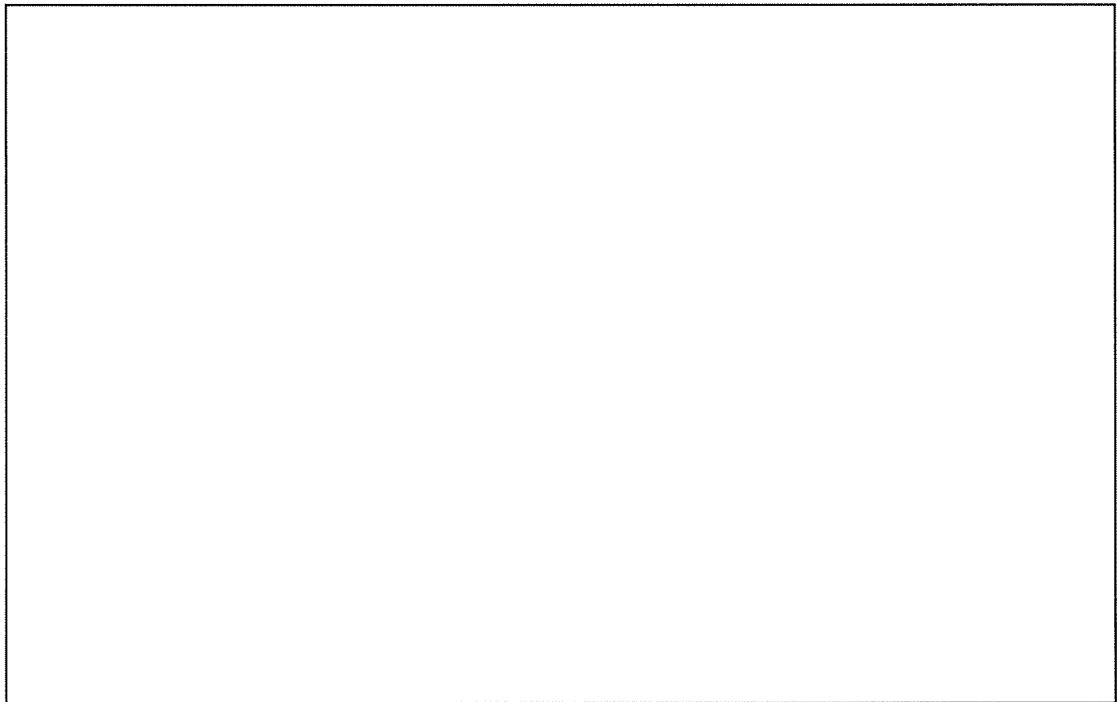
1. 屋根及び外壁の評価位置と評価モデルについて

除染室・分析室の既存屋根である丸馳折板ロック () を残置し、屋根カバー工法補強にて高強度折板 () を新設する。検討は新設高強度折板及びこれを支持する鉄骨小梁について行う。

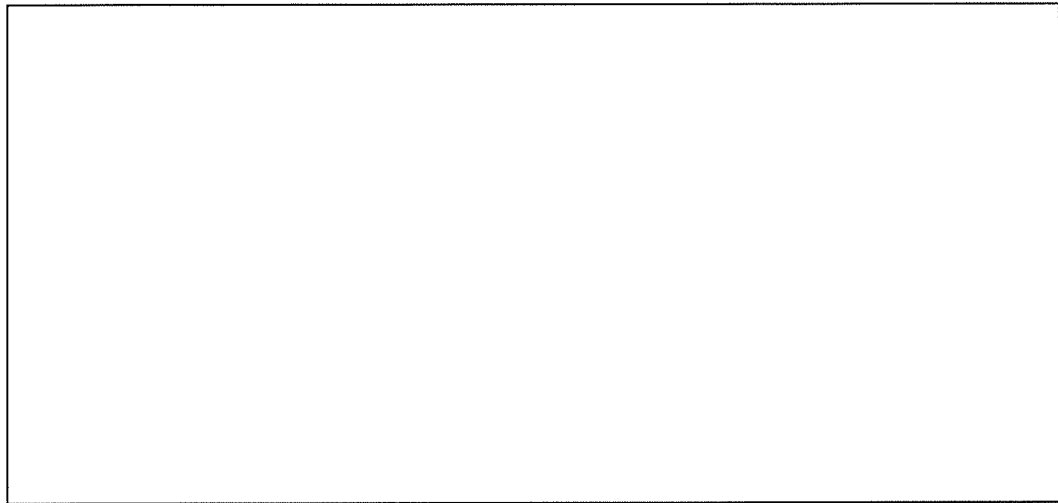
既設外壁は ALC 板であるが、検討結果 F1 竜巻荷重が許容荷重を上回る為、既設 ALC 板の外側にサイディング壁 () を新設する。検討は補強したサイディング材とこれを受ける胴縁について行う。

局部評価に用いる耐竜巻許容荷重の算出に用いた評価位置を添説建 3-IX. 付 5-1 図～添説建 3-IX. 付 5-2 図に示す。

評価位置の選定にあたっては、各屋根、各壁毎に、それらを構成する各種部材に対して断面形式、サイズ、支持スパン長等を考慮して代表部材を抽出し、それら代表部材のうち最も厳しい評価結果となった部材箇所を「評価位置」として設定した。



添説建 3-IX. 付 5-1 図 屋根検討位置



添説建 3-IX. 付 5-2 図 外壁検討位置

2. 竜巻許容荷重の考え方

2.1. 折板部

折板屋根は F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力で設計する。折板はメーカー資料より最大支持スパンが許容スパン以下となっていることを確認する。小梁は鉄骨構造であるため、日本建築学会「鋼構造設計規準— 許容応力度設計法 —」(以下、「S 規準」と略記)に基づき、梁に作用する最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

2.2. サイディング部

サイディングは F1 竜巻荷重に対して短期許容曲げ耐力、F3 竜巻荷重に対して終局耐力で設計する。サイディング、補強胴縁は鉄骨構造であるため、S 規準に基づき、F1 竜巻時は部材に作用する最大曲げモーメントが短期許容曲げ耐力以下、F3 竜巻時は終局曲げ耐力以下であることを確認する。

これらの確認により安全機能を損なわないことを確認する。

3. 竜巻許容荷重の算出

3.1. 荷重

(1) 固定荷重

竜巻荷重は負圧で評価するため、固定荷重の値は切り捨てとする。

新設高強度折板単位重量 w_{R1} (N/m²) :

仕上げ重量 w_{R2} (N/m²) :

(既設の折板、ブレース及び天井含む)

検討用固定荷重 w_R (N/m²) : $w_{R1} + w_{R2} =$

鉄骨小梁固定荷重

使用部材 (B1、B2)

使用部材重量 M_B (kg/m) : (JIS G3192)

重力加速度 g (m/s²) :

検討用固定荷重 W_B (N/m) : $M_B \times g =$

(2) 竜巻荷重

添説建 3-IX. 付 5-1 表に示す。(添付説明書-建 3-IX付録 4 参照)

添説建 3-IX. 付 5-1 表 竜巻荷重

竜巻種類	屋根 (折板)	外壁
F1 竜巻荷重 (短期) w_{F1} (N/m ²)	-2834	-2152
F3 竜巻荷重 (終局) w_{F3} (N/m ²)	- ※1	4130 ※2

※1 : 折板屋根は、耐 F3 竜巻性能対象外。

※2 : F3 竜巻荷重時、折板屋根が竜巻で損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定。

3.2. 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料 :

基準強度 : $F =$ N/mm²

(2) 鉄骨接合部

使用材料 : 建設時設計図書より 高力ボルト

許容せん断力 :

※ 許容せん断力度 f_s (N/mm²) :
 断面積 A (mm²) :

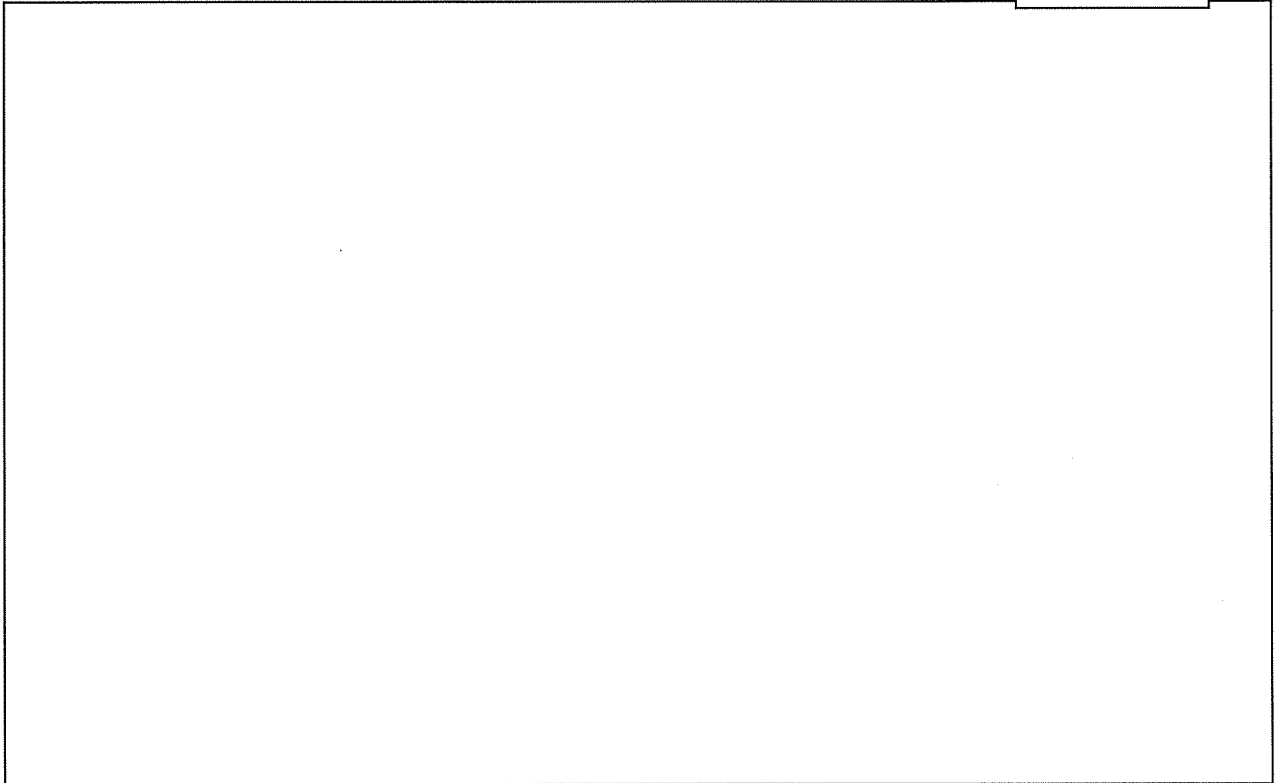
一面せん断時長期許容せん断力 Q_s (kN) : $f_s \times A \times 10^{-3}$
 =

(3) 折板

使用材料 :
許容荷重 : 同等品のメーカー資料に記載された許容荷重を使用する。

3.3. 屋根の検討

折板屋根について、F1 竜巻荷重時（短期）に対する検討を実施し、結果を以下に示す。
検討する部位を添説建 3-IX. 付 5-3 図に示す。



添説建 3-IX. 付 5-3 図 屋根検討対象

(1) 折板

1) 計算諸条件

折板の最大支持スパン（設計値）とメーカー資料の許容支持スパンと比較する。
メーカー資料については、三菱原子燃料株式会社にて確認、保証したものである。

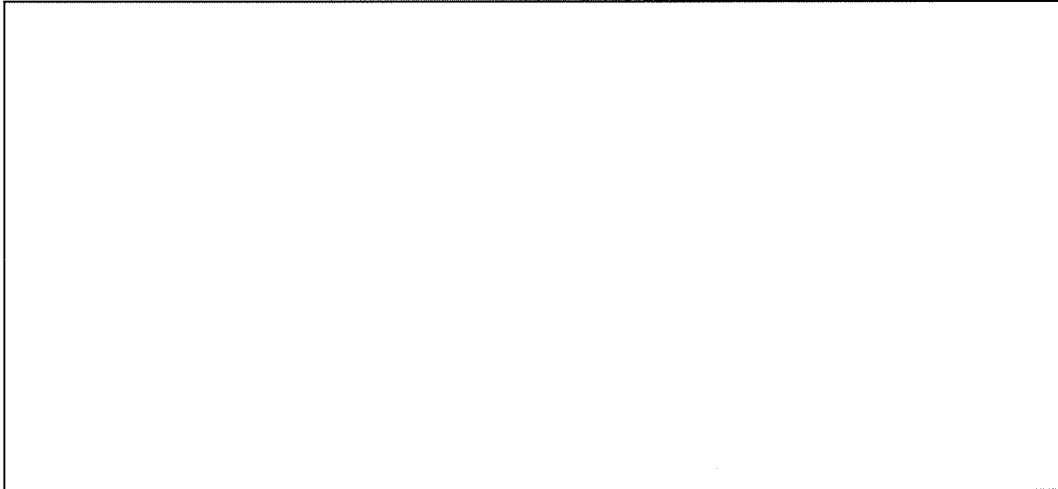
使用する折板

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2834 → 2900

最大支持スパン L_{max} (m) :

許容支持スパン L_a (m) : (添説建 3-IX. 付 5-4 図より)

検定比 R_1 : $(L_{max} / L_a)^2 =$ < 1.0 OK



添説建 3-IX. 付 5-4 図 許容スパン (メーカー資料)

(2) 鉄骨小梁 (B1)

1) 計算諸条件

支持スパン L (m) :

圧縮フランジの最大支点間距離 L_b (m) :

屋根固定荷重 w_R (N/m²) :

竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) :

使用部材

梁高 h (mm) :

梁幅 b (mm) :

フランジ厚さ t_f (mm) :

圧縮フランジ断面積 A_f (mm²) : $b \times t_f =$

断面係数 (強軸) Z_x (cm³) :

横座屈断面二次半径 i (cm) :

鉄骨小梁固定荷重 W_B (N/m) :

鉄骨小梁の分担する荷重

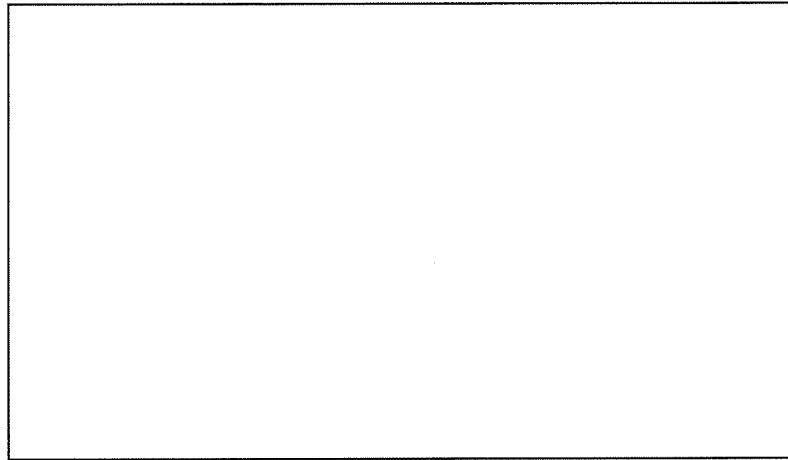
添説建 3-IX. 付 5-5 図に示す範囲の荷重を小梁 B2 を介して分担する。

分担エリア A (m²) :

B2 梁分担長さ L_B (m) :

B2 梁固定荷重 P_{B2} (N) : $W_B \times L_B =$

合計荷重 P (N) : $(w_{F1} - w_R) \times A - P_{B2}$
 $=$



添説建 3-IX. 付 5-5 図 鉄骨小梁荷重分担範囲

高力ボルト

一面許容せん断力 (短期) Q_a (kN/本) :

ボルト本数 n_b (本) :

2) 曲げ応力度

梁中央での曲げモーメント

$$M = P \times L / 4 - W_b \times L^2 / 8 = \text{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = \text{} \text{ N/mm}^2$$

国土交通省告示 第 1024 号 第 1 ハ 表 1 より、

$$f_{b1} = F \times \left\{ (2 / 3) - (4 / 15) \times (L_b / i)^2 / (C \times \Lambda^2) \right\} \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = 89000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$$
$$= \text{} \text{ N/mm}^2$$

短期許容曲げ応力度

$$f_b = \max(f_{b1}, f_{b2}) = \text{} \text{ N/mm}^2$$

ここに、

修正係数 $C = 1.75$

限界細長比 $\Lambda = 1500 / \sqrt{F / 1.5} = \text{}$

検定比 $R_2 = \sigma_b / f_b = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$

3) せん断力

梁のせん断力 $Q = (1 / 2) \times (P - W_B \times L)$

=

検定比 $R_3 = Q / (n_b \times Q_a) =$ < 1.0 OK

(3) 折板屋根の単位面積当りの短期許容荷重 (屋根固定荷重を考慮した値)

最大検定比 $R_{max} = \max(R_1, R_2, R_3) =$

$w_a = w_{F1} / R_{max} =$ N/m^2

3. 4. 外壁の検討

(1) サイディング材

外壁のサイディング材とそれを支える胴縁について F1 竜巻荷重 (短期)、F3 竜巻荷重 (終局) に対する検討を行う。

使用するサイディング材板厚 t (mm) :

検討荷重

F1 竜巻荷重 w_{F1} (N/m²) : 2152 → 2200

F3 竜巻荷重 w_{F3} (N/m²) : 4130 → 4200

(F3 竜巻荷重時の折板屋根は損傷し、気圧差荷重ゼロの状態を想定)

検討結果を添説建 3-IX. 付 5-2 表に示す。

添説建 3-IX. 付 5-2 表 サイディング・胴縁の強度検討

項目	単位	算出式		F1 竜巻	F3 竜巻
【竜巻荷重】					
竜巻荷重 w_{F1}, w_{F3}	kN/m ²				
【サイディング材】					
サイディング厚 T <材質>	mm				
支持スパン (=同縁ピッチ) B	m				
鋼板単位体積重量 γ	kN/m ³				
単位面積当り自重 w_p	kN/m ²	$T \times \gamma \times 10^{-3}$			
短期許容曲げ応力度 f_b	N/mm ²				
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$			
断面係数 Z	mm ³				
単位幅当り作用モーメント M_{WF1}, M_{WF3}	kN・m	$1 / 8 \times w_{F1} \times B^2$	$1 / 8 \times w_{F3} \times B^2$		
短期許容曲げ耐力 M_a 終局曲げ耐力 M_u	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
検定比 R_1		M_{WF1} / M_a	M_{WF3} / M_u		
評価				OK	OK
【胴縁】					
補強胴縁サイズ<材質>	mm				
胴縁スパン L	mm				
胴縁ピッチ p	mm				
単位長さ当り胴縁自重 w_{d1}	kN/m				
断面係数 Z	mm ³				
塑性断面係数 Z_p	mm ³				
短期許容曲げ応力度 f_b	N/mm ²				
降伏曲げ応力度 σ_y	N/mm ²	$1.1 \times f_b$			
単位長さ当り竜巻荷重 w_{WF1}, w_{WF3}	kN/m	$w_{F1} \times p \times 10^{-3}$	$w_{F3} \times p \times 10^{-3}$		
単位長さ当り固定荷重 w_d	kN/m	$w_p \times p \times 10^{-3} + w_{d1}$			
竜巻作用モーメント	M_{WF1}	$1 / 8 \times w_{WF1} \times L^2 \times 10^{-6}$			
	M_{WF3}	$1 / 8 \times w_{WF3} \times L^2 \times 10^{-6}$			
自重作用モーメント M_d	kN・m	$1 / 8 \times w_d \times L^2 \times 10^{-6}$			
短期許容曲げ耐力 M_a 終局曲げ耐力 M_u	kN・m	$Z \times f_b \times 10^{-6}$	$Z_p \times \sigma_y \times 10^{-6}$		
竜巻検定比 R_w		M_{WF1} / M_a	M_{WF3} / M_u		
自重検定比 R_d		M_d / M_a	M_d / M_u		
検定比合計 R_2		$R_w + R_d$			
評価				OK	OK
単位面積当り短期許容荷重 w_a 単位面積当り終局耐力荷重 w_u	N/m ²	$w_{F1} / \max(R_1, R_2) \times 10^3$	$w_{F3} / \max(R_1, R_2) \times 10^3$		

X. 独立遮蔽壁（※組立工場）の竜巻防護設計計算書

1. 一般事項

構築物概要

- (1) 用途 : 遮蔽壁
 (2) 構造概要 : 構造種別 : RC 造
 : 基礎種別 : 直接基礎

2. 適用基準類

- ・ 建築基準法、同施行令、国交省告示、通達等
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 建築基礎構造設計指針

3. 使用材料及び材料の許容応力度

鉄筋及びコンクリートの許容応力度を以下の表に示す。

(1) 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

材 質	長 期			短 期		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断

(2) コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期			短 期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断

(3) 地耐力の許容応力度

- ・ 支持地盤の種別 : ローム層
- ・ 基礎形式 : 布基礎
- ・ 設計地耐力 σ_a (kN/m²) : 長期 50、短期 100 (建基法施行令第 93 条)
- ・ 終局地耐力 σ_u (kN/m²) : 極限支持力 150 (長期×3、平 13 国交告第 1113 号)

4. 設計条件

4. 1. 竜巻荷重

藤田モデルによる F3 竜巻時風圧評価より、単位面積当りの F3 竜巻荷重 w_{F3} は、

$$w_{F3} = 2.70 \text{ kN/m}^2$$

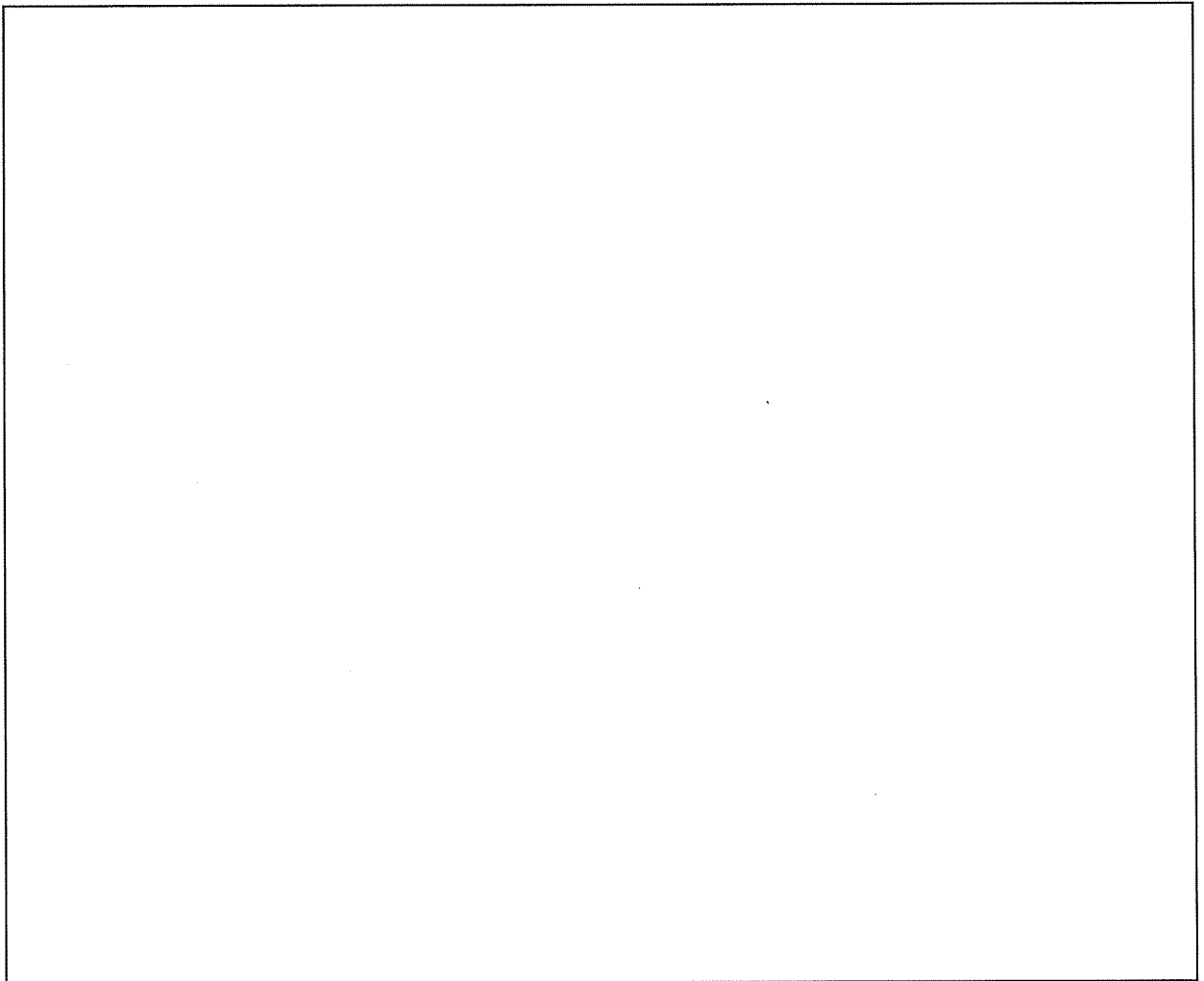
(地震荷重相当で $\alpha = w_{F3} / \gamma_c \times T_w$ (壁厚) $\times G =$ G)

4. 2. 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) :

5. 配置図

添説建 3-X.5-1 図に独立遮蔽壁の配置図を示す。



単位 : mm

添説建 3-X.5-1 図 独立遮蔽壁配置図

6. 遮蔽壁基礎部の照査（終局：F3 竜巻時）

遮蔽壁全体構造について、基礎の転倒（地盤支持力他）、部材強度の評価を行う。

6. 1. 検討諸元

壁高 H_W (m)	:	<input type="text"/>
壁長 L_W (m)	:	<input type="text"/>
壁厚 T_W (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板厚 T_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板幅 B_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板長（総和） L_F (m)	:	<input type="text"/>
基礎底板面積 A_F (m ²)	:	$B_F \times L_F =$ <input type="text"/>

6. 2. 各部荷重

壁重量 W_W (kN)	:	$\gamma_c \times T_W \times H_W \times L_W$	=	<input type="text"/>
基礎底板重量 W_F (kN)	:	$\gamma_c \times T_F \times A_F$	=	<input type="text"/>
遮蔽壁全重量 W (kN)	:	$W_W + W_F$	=	<input type="text"/>

6. 3. F3 竜巻時転倒モーメント

F3 竜巻時転倒モーメント $Mot._{F3}$ は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 Mot._{F3} &= w_{F3} \times L_W \times H_W \times (H_W / 2 + T_F) = \text{} \\
 &= \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

6. 4. 接地圧の照査

遮蔽壁全重量 W (kN) :

F3 竜巻時転倒モーメント $Mot._{F3}$ (kN・m) :

壁直角 (y) 方向偏心距離

$$e_y = Mot._{F3} / W = \text{ m (安全側に数値切り上げ)}$$

$$e_y / B_F = > 0.5$$

よって、F3 竜巻時遮蔽壁は転倒する。

$e_y / B_F < 0.5$ となり、基礎底面の最大接地圧が地盤の極限支持力を上回らないようにするための、最大の転倒モーメントは、以下の通り。

基礎底面の接地圧 (平均値)

$$\sigma_{ave} = W / A_F = \text{ kN/m}^2$$

最大接地圧が極限支持力となる時の接地圧倍率

$$\alpha_{.cri} = \sigma_u / \sigma_{ave} =$$

最大接地圧が極限支持力となる時の偏心距離

$$e_{y.cri} = \{1 / 2 - 2 / (3 \times \alpha_{.cri})\} \times B_F = \text{ m}$$

$$e_{y.cri} / B_F =$$

最大接地圧が極限支持力となる時の圧縮縁端より中立軸までの距離

$$x_{n.cri} = B_F \times 3 \times (1 / 2 - e_{y.cri} / B_F) = \text{ m}$$

最大接地圧が極限支持力となる時の転倒モーメント

$$Mot._{cri} = e_{y.cri} \times W = \text{ kN}\cdot\text{m}$$

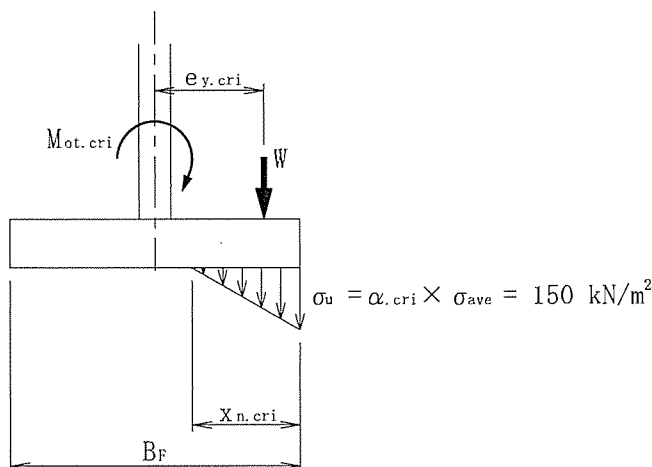
転倒モーメント $Mot._{F3}$ と $Mot._{cri}$ の差を M_R とする。

$$M_R = Mot._{F3} - Mot._{cri} = \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_R に相当する転倒抵抗力を遮蔽壁頂部に作用する水平力 H_R として与えると、以下の通り。

$$H_R = M_R / (H_W + T_F) = \text{ kN}$$

以上により、基礎底板最大接地圧を終局地耐力 (= 極限支持力 150 kN/m^2) 以下にするために、遮蔽壁頂部に水平抵抗力 ($H_R = \text{ kN}$ 以上) を有する転倒防止を設ける。



7. 壁の照査（終局：F3 竜巻時）

転倒に対する抵抗力として遮蔽壁頂部に水平力 $H_R = \boxed{\quad}$ kN を考慮する。

この場合、基礎底面の最大接地圧は地盤の極限支持力（150 kN/m²）に一致する。

(1) 壁基部に作用する曲げモーメント

壁長さ L_W (m) :
 壁高さ H_W (m) :
 壁厚さ T_W (m) :

F3 竜巻荷重による壁基部位置曲げモーメント

$$M_{W1} = w_{F3} \times L_W \times H_W \times (H_W / 2) = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

頂部転倒抵抗水平力による壁基部作用曲げモーメント（抵抗側）

$$M_{W2} = H_R \times H_W = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (安全側に数値切捨て)}$$

頂部転倒抵抗水平力を考慮した F3 竜巻による壁基部作用曲げモーメント

$$M_W = M_{W1} - M_{W2} = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 壁基部の終局曲げ耐力

引張縁より引張鉄筋重心までの距離 d_{wt} (mm) :

圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離 d_w (mm) : $T_W - d_{wt} = \boxed{\quad}$

使用鉄筋 1 本当たりの鉄筋断面積 a_t (mm²) :

区間ごとの鉄筋本数

W_a 区間 鉄筋ピッチ p_{wa} (mm) :

区間長 L_{wa} (mm) :

鉄筋本数 n_{wa} (本) : $L_{wa} / p_{wa} = \boxed{\quad}$

W_b 区間 鉄筋ピッチ p_{wb} (mm) :

区間長 L_{wb} (mm) :

鉄筋本数 n_{wb} (本) : $L_{wb} / p_{wb} = \boxed{\quad}$

W_c 区間：基礎部が無い場合、基部断面の計算には本区間の鉄筋は考慮しない。

総引張鉄筋本数 n_w (本) : $n_{wa} + n_{wb} = \boxed{\quad}$

引張鉄筋断面積 a_{tw} (mm²) : $a_t \times n_w = \boxed{\quad}$

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_t (N/mm²) :

降伏応力度 σ_y (N/mm²) : $1.1 \times f_t = \boxed{\quad}$

終局曲げ耐力 M_{wu}

$$M_{wu} = 0.9 \times a_{tw} \times \sigma_y \times d_w = \boxed{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

検定比

$$R = M_W / M_{wu} = \boxed{\quad}$$

以上により、F3 竜巻荷重（終局）に対して、遮蔽壁の壁は安全である。

XI. 工場棟鉄扉説明書

1. 概要

工場棟竜巻対応鉄扉は、既設の鉄扉を補強して竜巻荷重に対応させる「既設補強鉄扉」が 14 箇所、既設鉄扉を新規の扉に交換して竜巻荷重に対応させる「交換鉄扉」が 16 箇所、放射線管理棟前室の「新設鉄扉」が 2 箇所の合計 32 箇所で構成される。それら鉄扉の強度評価は、「既設補強鉄扉」については、本書の強度検討により、「交換鉄扉」、「新設鉄扉」については鉄扉メーカーの仕様によるものとする。

鉄扉メーカーの仕様については、三菱原子燃料㈱にて強度計算書を確認のうえ、承認したものである。

既設の鉄扉には、溝形の内部構造材を 2 枚の表面板でサンドイッチした箱状の複板タイプと、1 枚の表面板を山形鋼で補剛した板状の単板タイプの 2 タイプがある。

本書では、この 2 つのタイプの既設鉄扉について、それぞれの開口寸法最大鉄扉を代表例に補強検討詳細を示すものとし、それ以外の既設補強鉄扉については、検討結果を一覧表の形式にて記載するものとした。

なお、本書では併せて実施した工場棟とその周辺建物の「F3 竜巻による飛来物が鉄扉に衝突した場合の評価」を添付説明書ー建 3ーXI付録 1 に示す。