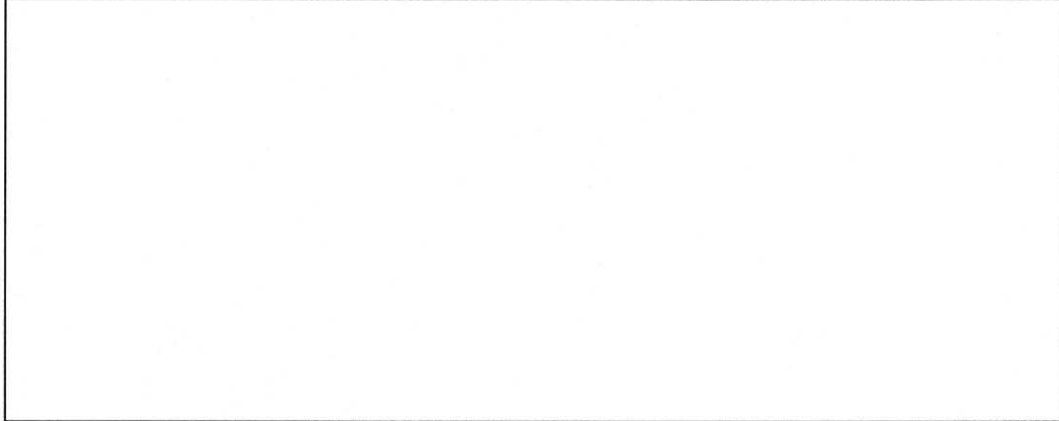


6.3. 脱着式堰のアンカーボルトの検討

脱着式堰のアンカーボルトの強度評価を堰番号③及び⑥の堰について実施する。

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。

$$W = W_S + W_A / 2 \text{ (側柱)}$$

$$= W_S + W_A \text{ (中央柱)}$$

$$P = W \times F_h$$

$$M = P \times h_G$$

$$T = M / \ell \times 2 / n$$

$$Q = P / n$$

$$\text{検定比} = T / N_{as}, Q / Q_a$$

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 類及び第 2 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 \square mm、 \square

N_{as} : 短期許容引抜き荷重 0.75 kN ※1

A_s : アンカーボルトのせん断面積 \square cm² (= π / \square)

f_s : 短期許容せん断応力度 \square kN/cm² ※1

Q_a : 短期許容せん断荷重 \square kN (= $f_s \times A_s = \square$)

※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-X II. 6. 3-1 表に示す。

添説建 2-X II. 6. 3-1 表 堰別アンカーボルトの強度評価結果

	堰番号		
	③	⑥	
部位	側柱	側柱	中央柱
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)			
作用高さ h_G (mm)			
地震時転倒モーメント M (N・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			

以上より、アンカーボルト及び止水板は地震力に対して安全である。

XⅢ. 障壁 耐震計算書

1. 一般事項

構造物概要

- ・ 用途 : 障壁
- ・ 構造概要 構造種別 : RC 造
基礎種別 : 杭基礎
- ・ 耐震重要度 : 第 1 類 割増係数 = 1.5
- ・ 配置、構造 : 障壁の配置図を添説建 2-XⅢ. 1-1 図に、構造を添説建 2-XⅢ. 5. 1-2 図～添説建 2-XⅢ. 5. 1-4 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 2-XⅢ. 1-1 図 配置図

2. 適用基準

- ・ 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)
- ・ 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) (以下「RC 規準」と略記)
- ・ 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、コンクリートの許容応力度を添説建 2-XIII.3-1 表～添説建 2-XIII.3-4 表に示す。

(1) 鉄筋

添説建 2-XIII.3-1 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類		基準強度	鉄筋径
異形鉄筋		295	
		345	

添説建 2-XIII.3-2 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
	195	195	195	295	295	295
	215	215	195	345	345	345

建築基準法施行令第 90 条

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) コンクリート

添説建 2-XIII.3-3 表 コンクリートの設計基準強度[F_c] (N/mm²)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所
普通コンクリート	24.0	躯体全般

添説建 2-XIII.3-4 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期			短 期		
	圧 縮	せん断		圧 縮	せん断	
	F _c /3	8.00	F _c /30 かつ 0.49+F _c /100 以下	0.73	16.00	1.09

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。

4. 設計荷重条件

(1) 地震力

標準層せん断力係数

地上部分 : 0.20

地下部分 : 0.10

水平地震力

地上部 K_{H1} : 0.20×1.5 (耐震重要度分類 割増係数) = 0.30

地下部 K_{H2} : 0.10×1.5 (耐震重要度分類 割増係数) = 0.15

(2) 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) : 24 (RC 規準より)

(3) 埋め戻し土の単位体積重量

γ_s (kN/m³) : 20 (建築基礎構造設計指針より保守的に設定)

5. 障壁の検討

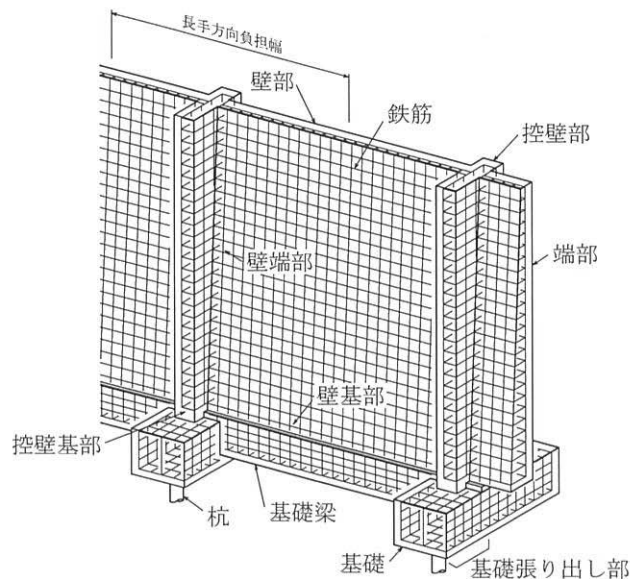
5.1. 設計方針

障壁に地震荷重が作用した時の各部応力に対する部材強度の評価及び杭作用荷重に対する杭支持力の評価を行い、障壁が地震荷重に対して健全であることを確認する。

各部の部材強度の検討にあたっては、短期荷重（固定荷重＋地震荷重）により発生する曲げモーメントに対して短期許容曲げモーメントとの比で評価する。また、杭基礎は長期荷重（固定荷重）反力に対して長期許容支持力で評価し、短期荷重（固定荷重＋地震荷重）反力に対して短期許容支持力との比で評価する。

なお検討は、XI 通りの障壁控壁部 WC1 を代表例に検討詳細を示し、その他の障壁については検討結果（検定比）を一覧表形式にて示す。

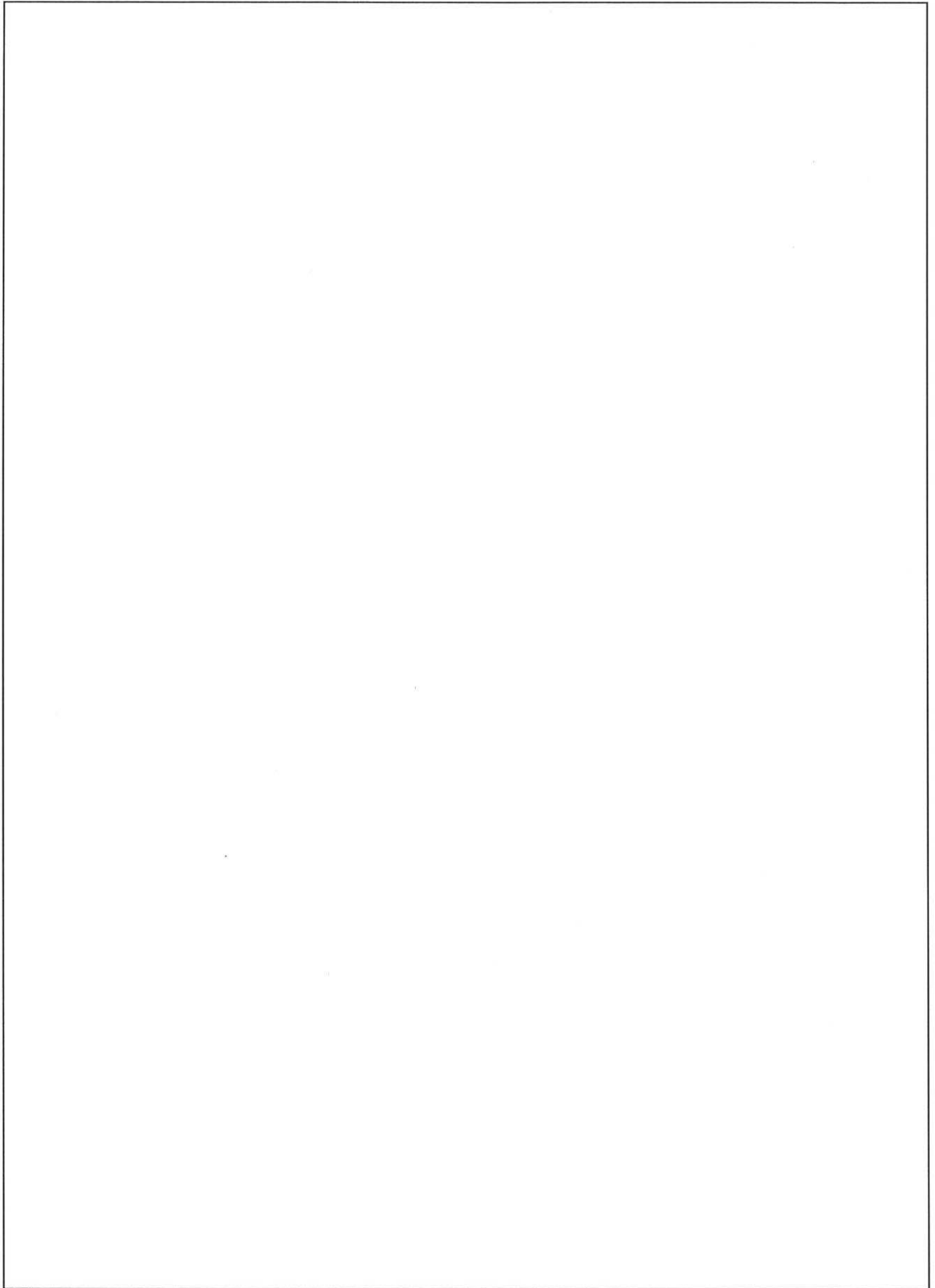
構造概要図を添説建 2-X III. 5.1-1 図に示す。



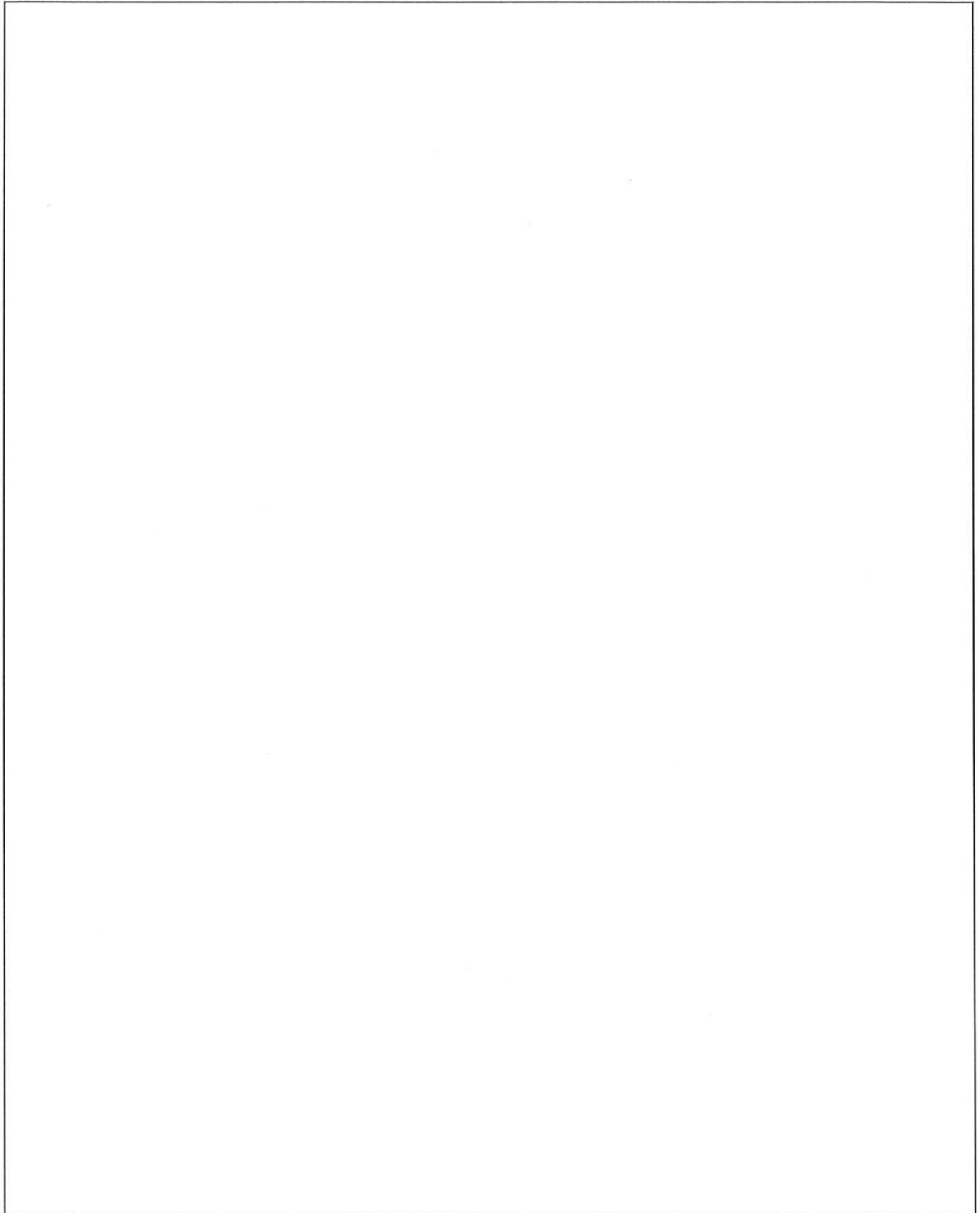
添説建 2-X III. 5.1-1 図 構造概要図



添説建 2-X III. 5. 1-2 図 伏図



添説建 2-X III. 5. 1-3 図 軸組図



* は仕上コンクリート厚さ (t=□, 片側の場合t=□) を含む寸法

添説建 2-X III. 5. 1-4 図 断面図

基礎及び控壁一覧を添説建 2-XIII.5.1-1 表～添説建 2-XIII.5.1-3 表に示す。

添説建 2-XIII.5.1-1 表 基礎一覧 (1/2)

F1	F2
鉄筋材質 D16 : <input type="text"/> D22、D25 : <input type="text"/>	
特記 コンクリート設計基準強度 : $F_c 24$	

添説建 2-X III. 5. 1-2 表 基礎一覧 (2/2)

F3	
鉄筋材質	
D16	: <input type="text"/>
D22、D25	: <input type="text"/>
特記	
コンクリート設計基準強度 : $F_c 24$	

添説建 2-X III. 5. 1-3 表 控壁一覧

符号	WC1	WC2
断面		
符号	WC3	WC4
断面		
材質	D13、D16 : <input type="text"/>	
	D19、D25 : <input type="text"/>	

5.2. 検討諸元

障壁控壁部の構造諸元を添説建 2-XIII.5.2-1 表に示す。ただし、作用荷重が小さい障壁端部及び耐震強度の高い障壁コーナー部は検討を省略する。また、Y1 通り控壁 WC4 は X2 通り控壁 WC4 に包絡されるため同じく検討を省略する。

添説建 2-XIII.5.2-1 表 諸元一覧

障壁控壁部		WC1	WC2	WC3	WC4
壁長手方向負担幅	B (m)				
単位幅	B ₀ (m)				
基礎幅	B ₁ (m)				
壁厚さ (テーパー下端)	t ₀ (m)				
仕上げコンクリート厚さ×2	t ₁ (m)				
壁厚さ or (テーパー上端)	t ₂ (m)				
控壁厚さ (仕上げコンクリート含む)	t ₃ (m)				
地上部壁高さ	H ₁ (m)				
設計 GL～基礎上端	H ₂ (m)				
基礎高さ	H ₃ (m)				
基礎梁高さ (仕上げコンクリート含む)	H ₄ (m)				
壁全高	H ₅ (m)				
基礎幅	L ₁ (m)				
基礎外端～基礎梁外面	L ₂ (m)				
基礎外端～基礎梁外面	L ₃ (m)				
基礎梁幅 (仕上げコンクリート含む)	L ₄ (m)				
控壁幅 (仕上げコンクリート含む)	L ₅ (m)				
杭芯～基礎梁芯	L ₆ (m)				
杭芯～基礎梁芯	L ₇ (m)				
杭径	D (m)				

5.3. 杭基礎の検討

(1) 概要

基礎は、独立基礎とし基礎梁で接続する。これらの基礎と基礎梁は、建物の自重、地震荷重に対して十分な耐力を有し、それらの荷重を基礎と杭を介して安全に支持地盤に伝えるための十分な強度を有する構造とする。

支持地盤は、杭先端深度設計 GL-5.8m 付近の算定平均 N 値 30 以上の砂礫層とし、計画地における柱状図を用いて基礎の検討を行い、併せて深度設計 GL-8.90m 付近に N 値 4 程度の粘性土が分布しているため、層状地盤として下部粘性土層の支持力も確認する。

障壁の基礎を支持する地盤について、自重に加え、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。

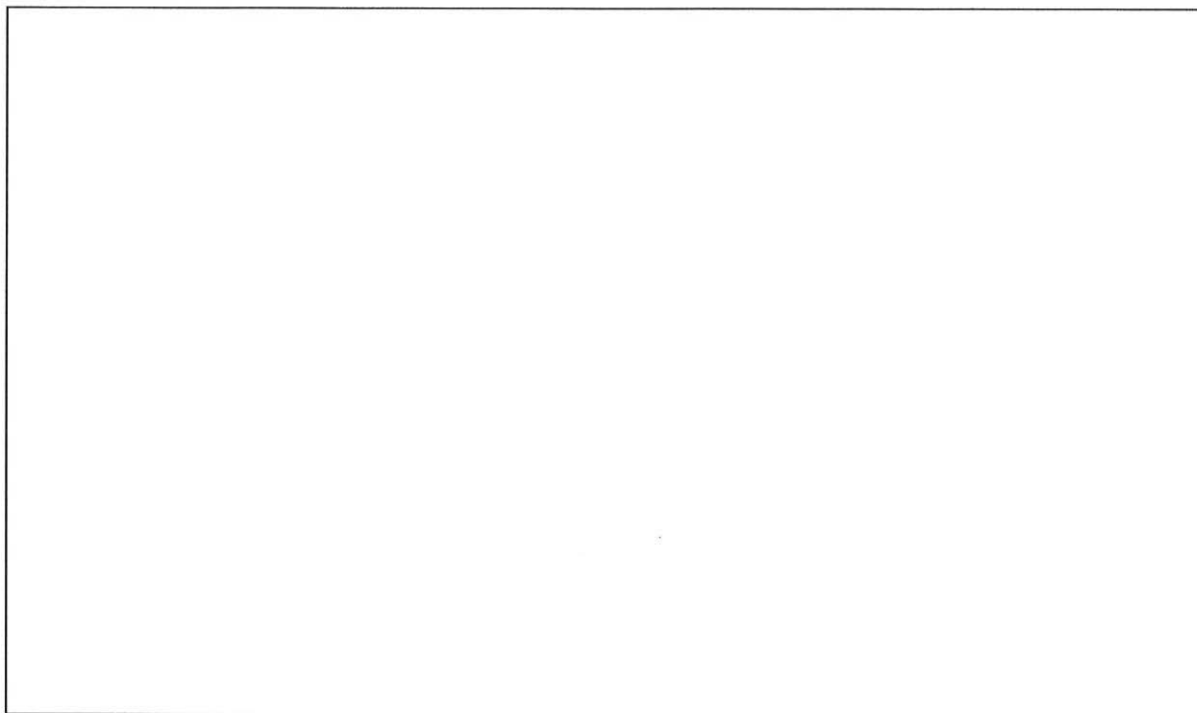
なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物、構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 5～12m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層は粘性土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

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。

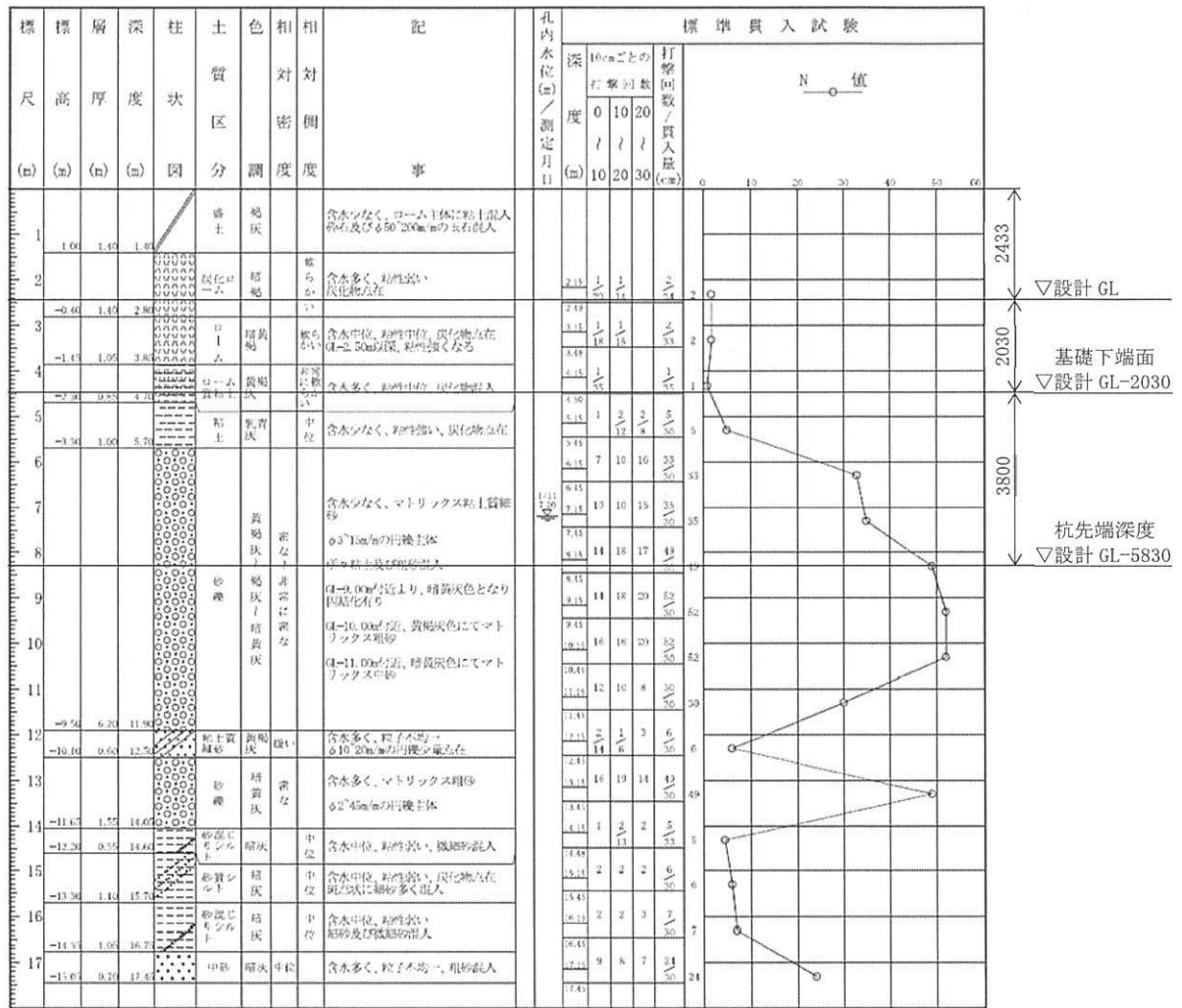
(2) 地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗

平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 及び第 6 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計する。

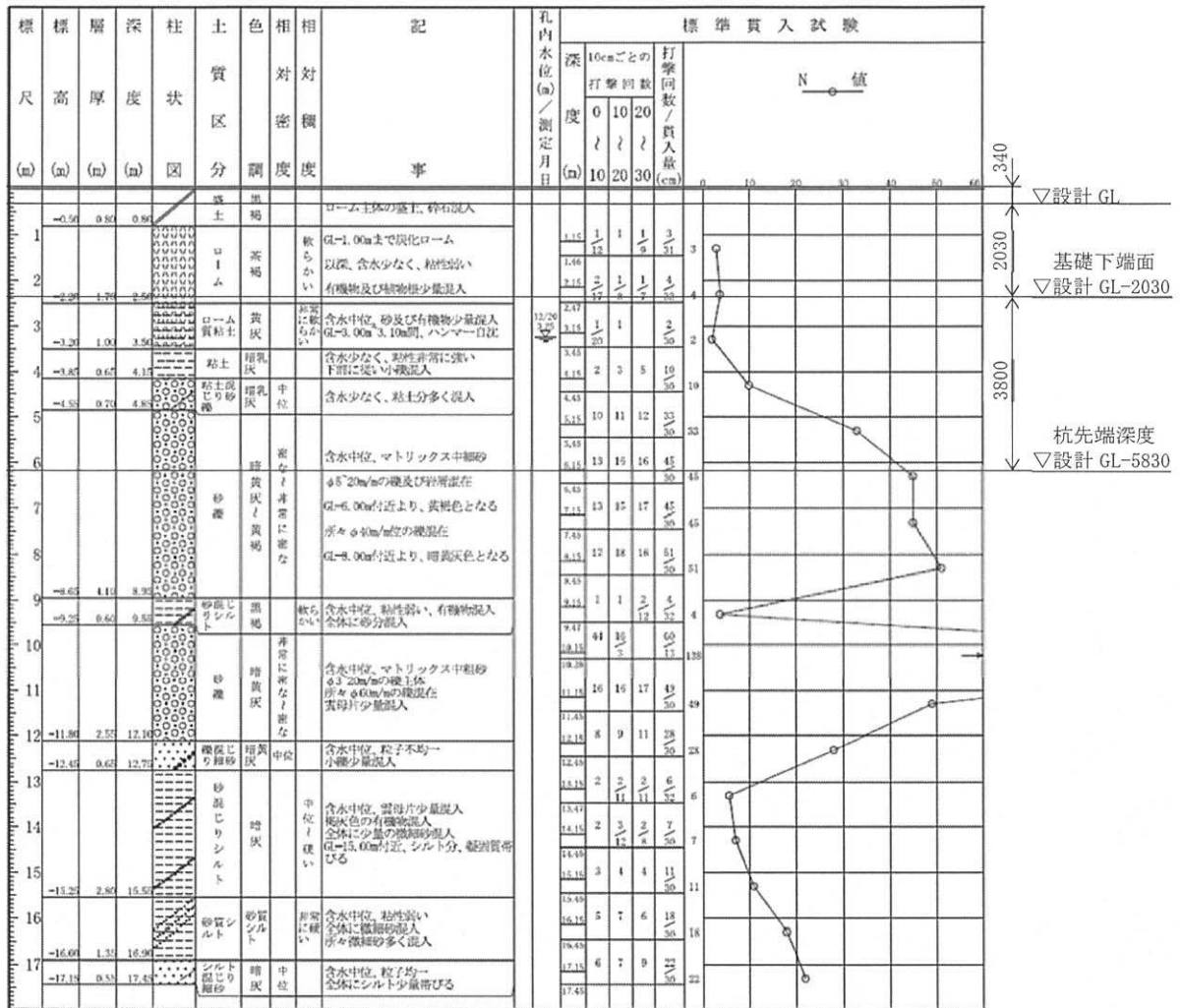
ボーリング採取位置と柱状図を添説建 2-X III. 5. 3-1 図～添説建 2-X III. 5. 3-3 図に示し、杭の許容支持力と許容引抜き力を添説建 2-X III. 5. 3-1 表に示す。



添説建 2-X III. 5. 3-1 図 ボーリング採取位置図



添説建 2-XIII. 5. 3-2 図 ボーリング柱状図 (⑦地点)



添説建 2-X III. 5.3-3 図 ボーリング柱状図 (⑩地点)

添説建 2-X III. 5.3-1 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
	1257	2514	263

(3) 杭の種類

高強度プレストレスト鉄筋コンクリート杭 (PRC 杭)

105-CPRC、I 種、 $L=□$ m、 $t=□$ mm

国土交通大臣認定工法 (プレボーリング拡大根固め工法)

認定番号: TACP-0510 (砂質地盤)、TACP-0511 (礫質地盤)

(4) 杭頭条件

杭頭固定

(5) 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及び第6に基づき下記のとおりボーリング柱状図⑦、⑩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。P1の算出結果を代表として添説建2-XⅢ. 5. 3-2表～添説建2-XⅢ. 5. 3-6表に示す。

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。

1) 許容支持力の検討

a) 杭材から定まる許容支持力

杭の長期許容支持力は以下の式により算出する。

$$R_{a1} = (f_c - \sigma_e) \times A_e \times (1 - \alpha)$$

ここに、

R_{a1} (kN/本) : 杭材から定まる長期許容支持力

f_c (N/mm²) : 杭材の許容圧縮応力度

σ_e (N/mm²) : 有効プレストレス量

A_e (mm²) : 杭材の換算断面積

α (%) : 低減率 (= $\alpha_1 + \alpha_2$)

α_1 (%) : 継手による低減率

α_2 (%) : 細長比による低減率 (= $L / D - 85$)

D (m) : R_{a1} 算出用杭径

添説建2-XⅢ. 5. 3-2表 杭材から定まる長期許容支持力の算出結果

呼び径	杭種	f_c (N/mm ²)	D (mm)	A_e (mm ²)	σ_e (N/mm ²)	α (%)	R_{a1} (kN/本)

b) 地盤から定まる許容支持力

杭の長期許容支持力は以下の式により算出する。

$$R_{a2} = 1 / 3 \times \{ \alpha \times N \times A_p + (\beta \times N_s \times L_s + \gamma \times q_u \times L_c) \times \phi \}$$

ここに、

R_{a2} (kN/本) : 地盤から定まる長期許容支持力

α : 杭先端の支持力係数 (= $200 + 135 \eta$ ($\alpha \leq 350$))

η : 杭下根固め長さ杭径比 (= L_L / D_p ($0 \leq \eta \leq 2.0$))

L_L (m) : 杭下根固め長さ ($0 \leq L_L \leq 2D_p$)

D_p (m) : 杭先端部の径 (=)

β : 砂礫地盤における杭周面摩擦力係数 (= 5.0)

γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦力係数 (= 0.7)

N : 杭先端の平均N値 (設計用N値) ($5 \leq N \leq 60$)

A_p (m²) : 杭の先端部有効断面積

N_s : 砂礫地盤の平均N値 ($2 \leq N_s \leq 30$)

L_s (m) : 砂礫地盤の長さ

ただし、有効長さは杭先端より3D_p上の地盤についての長さ

q_u (kN/m²) : 粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 ($20 \leq q_u \leq 200$)

L_c (m) : 粘土質地盤の長さ

ただし、有効長さは杭先端より3D_p上の地盤についての長さ

ϕ (m) : 杭周長さ (= $D_1 \times \pi$)

添説建2-XIII.5.3-3表 地盤から定まる長期許容支持力の算出結果

柱状図	α	N	A_p (m ²)	β	N_s	L_s (m)	γ ※1	q_u ※1 (kN/m ²)	L_c ※1 (m)	ϕ (m)	R_{a2} (kN/本)
⑦											
⑩											

※1: 粘土質地盤の杭周面摩擦力については保守的に考慮しない。

2) 杭先端以深の粘性土層地盤支持力の検討

柱状図 No. ⑩ボーリングデータにおいて杭先端が中間層に位置する場合、中間層以深の粘性土層の地盤支持力度 (q_u) と杭の押し込みによる検討地盤への到達荷重との比較検討を行い、安全性を検討する。

検討する地盤は設計 GL-8.61m~9.21m の粘性土層地盤で、ここでの極限支持力 (q_u) を計算する。検討対象の粘性土層地盤の平均 N 値は $N=4$ とする。

$$q_u = i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q$$

ここに、

q_u (kN/m²) : 検討地盤の極限支持力度

i_c 、 i_γ 、 i_q : 荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じた係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta / 90) = 1.0$$

$$i_\gamma = (1 - \theta / \phi) = 1.0$$

θ (°) : 荷重の傾斜角 (= 0)

N : 検討対象地盤の評価 N 値 (= 4)

α 、 β : 荷重面の形状係数 (基礎底面の形状が円形の場合、 $\alpha = 1.2$ 、 $\beta = 0.3$)

C (kN/m²) : 基礎底面下にある地盤の粘着力

B (m) : 杭等価面積の荷重面積を正方形に等価変形したその 1 辺 (= $\sqrt{A_{pc}}$)

A_{pc} (m²) : 杭先端以深の荷重影響部円形面積

N_c 、 N_γ 、 N_q : 地盤の内部摩擦角 ϕ に応じた支持力係数

(粘性土地盤の場合 $\phi = 0^\circ$ より、 $N_c = 5.1$ 、 $N_\gamma = 0.0$ 、 $N_q = 1.0$)

γ_1 (kN/m³) : 検討地盤上面 (設計 GL-8.61m) より下にある地盤の単位体積重量

γ_2 (kN/m³) : 検討地盤上面 (設計 GL-8.61m) より上にある地盤の単位体積重量

D_f (m) : 地表面から検討地盤上端までの距離

添説建2-X III. 5.3-4表 検討地盤の極限支持力度の算出結果

i_c	α	C (kN/m ²)	N_c	i_γ	β	γ_1 (kN/m ³)	B	N_γ	i_q	γ_2 (kN/m ³)	D_f (m)	N_q	q_u (kN/m ²)

3) 短期許容引抜き力の検討

a) 杭材から定まる引抜き抵抗力

杭の短期許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_{t}R_{a1} \text{ (kN/本)} = (A_{p1} + A_{p2}) \times f_s + \sigma_e \times A_e$$

ここに、

- A_{p1} (mm²) : PC鋼材断面積
- A_{p2} (mm²) : 異形鉄筋断面積
- f_s (N/mm²) : 異形鉄筋の短期許容応力度
- σ_e (N/mm²) : 有効プレストレス量
- A_e (mm²) : 杭の換算断面積

添説建2-X III. 5. 3-5表 杭材から定まる短期許容引抜き力の算出結果

呼び径	杭種	A_{p1} (mm ²)	A_{p2} (mm ²)	f_s (N/mm ²)	σ_e (N/mm ²)	A_e (mm ²)	${}_{t}R_{a1}$ (kN/本)

b) 地盤から定まる引抜き抵抗力 (GBRC 性能証明 第 16-20 号)

杭の短期許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_{t}R_{a2} \text{ (kN/本)} = 2 / 3 \times 0.9 \times (\beta \times N_s \times L_s + \gamma \times q_u \times L_c) \times \phi$$

ここに、

- β : 砂礫地盤における杭周面摩擦力係数
- γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦力係数
- N_s : 砂礫地盤の平均N値 ($2 \leq N_s \leq 30$)
 N_s を算出する個々のN値は、 $N > 100$ のとき $N=100$ とする
- L_s (m) : 砂礫地盤の長さ
- q_u (kN/m²) : 粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 ($10 \leq q_u \leq 200$)
 (一軸圧縮強度の実測値がない場合 $q_u = 12.5 \times N_c$ とする)
- N_c : 粘土質地盤の平均N値
- L_c (m) : 粘土質地盤の長さ
- ϕ (m) : 杭周長さ (= $D_1 \times \pi$)
- D_1 (m) : 杭軸部の直径 (= 0.6)

添説建2-X III. 5. 3-6表 地盤から定まる短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	β	N_s	L_s (m)	γ ※1	q_u ※1 (kN/m ²)	L_c ※1 (m)	ϕ (m)	${}_{t}R_{a2}$ (kN/本)
⑦								
⑩								

※1 : 粘土質地盤の杭周面摩擦力については保守的に考慮しない。

(6) 杭支持力の検討

1) 各部重量算定

地上部の壁部重量 W_1

$$W_1 = \gamma_c \times \{(t_0 - t_2) / H_5 \times H_1 + 2 \times (t_2 + t_1)\} / 2 \times H_1 \times B$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[] kN}$$

地上部の控壁重量 W_2

$$W_2 = \gamma_c \times [H_1 \times L_5 - \{2 \times (t_2 + t_1) + (t_0 - t_2) / H_5 \times H_1\} \times H_1 / 2] \times t_3$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[] kN}$$

地下部の壁部重量 W_3

$$W_3 = \gamma_c \times \{(t_0 + t_1) + (t_0 - t_2) / H_5 \times H_1 + (t_2 + t_1)\} / 2 \times (H_5 - H_1) \times B$$

$$= \text{[]}$$

$$\text{[]}$$

$$= \text{[] kN}$$

地下部の控壁重量 W_4

$$W_4 = \gamma_c \times [H_2 \times L_5 - \{(t_0 + t_1) + (t_0 - t_2) / H_5 \times H_1 + (t_2 + t_1)\} / 2 \times (H_5 - H_1) - (H_1 + H_2 - H_5) \times L_4] \times t_3$$

$$= \text{[]}$$

$$\text{[]}$$

$$= \text{[] kN}$$

基礎梁①重量 W_{5a}

$$W_{5a} = \gamma_c \times (H_1 + H_2 - H_5) \times L_4 \times B_1 = \text{[] kN}$$

基礎梁②重量 W_{5b}

$$W_{5b} = \gamma_c \times L_4 \times H_4 \times (B - B_1) = \text{[] kN}$$

基礎梁重量 W_5

$$W_5 = W_{5a} + W_{5b} = \text{[] kN}$$

基礎重量 W_6

$$W_6 = \gamma_c \times L_1 \times B_1 \times H_3 = \text{[] kN}$$

埋め戻し土の重量 W_7

$$W_7 = \gamma_s \times \{L_1 \times B_1 \times H_2 - (W_3 \times B_1 / B + W_4 + W_{5a}) / \gamma_c\}$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[]}$$

基礎検討用重量

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = \text{[] kN}$$

2) 各部地震時水平力算定

地上部の壁

$$Q_1 = W_1 \times 0.30G = \boxed{} \text{ kN}$$

地上部の控壁

$$Q_2 = W_2 \times 0.30G = \boxed{} \text{ kN}$$

地下部の壁

$$Q_3 = W_3 \times 0.15G = \boxed{} \text{ kN}$$

地下部の控壁

$$Q_4 = W_4 \times 0.15G = \boxed{} \text{ kN}$$

基礎梁①

$$Q_{5a} = W_{5a} \times 0.15G = \boxed{} \text{ kN}$$

基礎梁②

$$Q_{5b} = W_{5b} \times 0.15G = \boxed{} \text{ kN}$$

基礎梁

$$Q_5 = Q_{5a} + Q_{5b} = \boxed{} \text{ kN}$$

基礎

$$Q_6 = W_6 \times 0.15G = \boxed{} \text{ kN}$$

地震時水平荷重

$$\Sigma Q_E = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 = \boxed{} \text{ kN}$$

3) 基礎芯位置での地震時転倒モーメント算定

壁、控壁の基礎芯からの重心位置は、保守的に考えて地上部は $H_1/2 + H_2 + H_3/2$ とし、地下部は $(H_5 - H_1)/2 + (H_1 + H_2 - H_5) + H_3/2$ として検討する。

壁、控壁

$$\begin{aligned} M_1 &= (Q_1 + Q_2) \times (H_1 / 2 + H_2 + H_3 / 2) \\ &= \boxed{} \\ &= \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= (Q_3 + Q_4) \times \{ (H_5 - H_1) / 2 + (H_1 + H_2 - H_5) + H_3 / 2 \} \\ &= \boxed{} \\ &= \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

基礎梁

$$\begin{aligned} M_3 &= Q_{5a} \times (H_1 + H_2 - H_5 + H_3) / 2 + Q_{5b} \times (H_3 / 2 + H_1 + H_2 - H_5 - H_4 / 2) \\ &= \boxed{} \\ &= \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

地震時転倒モーメント

$$M_E = M_1 + M_2 + M_3 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 杭鉛直支持力の検討

長期軸力 NL

$$NL = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) / 2$$

$$= \boxed{\hspace{15em}}$$

$$= \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN/本}$$

地震時軸力 NE 及びせん断力 QE

$$NE = M_E / (L_6 + L_7) = \boxed{\hspace{5em}} = \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN/本}$$

$$QE = \Sigma Q_E / 2 = \boxed{\hspace{5em}} = \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN/本}$$

→ 保守的に $\boxed{\hspace{2em}}$ kN/本とする

杭頭曲げモーメント M_{Ep} 及び杭頭せん断力 Q_{Ep}

$$\text{杭頭曲げモーメント } M_{Ep} = \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN}\cdot\text{m/本}$$

< 杭材短期許容曲げモーメント $\boxed{\hspace{2em}}$ kN \cdot m/本
($\boxed{\hspace{2em}}$ 、杭径 $\boxed{\hspace{2em}}$ mm、I 種の M-N 図より)

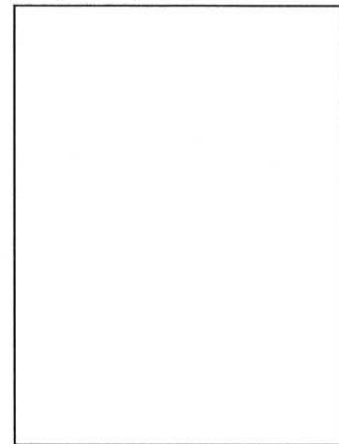
$$\text{杭頭せん断力 } Q_{Ep} = \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN/本}$$

杭頭応力による基礎芯位置での杭 1 本当り転倒モーメント M_{Ep}'

$$M_{Ep}' = \text{杭頭曲げモーメント } M_{Ep} + \text{杭頭せん断力 } Q_{Ep} \times H_3 / 2$$

$$= \boxed{\hspace{10em}}$$

$$= \boxed{\hspace{2em}} \text{ kN}\cdot\text{m/本}$$



杭頭応力を考慮した杭軸力 NS

$$N_{Ep}' = M_{Ep}' \times 2 / (L_6 + L_7) = \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN/本}$$

$$NS_{\max} = NL + NE + N_{Ep}' = \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN/本}$$

$$NS_{\min} = NL - NE - N_{Ep}' = \boxed{\hspace{15em}} \text{ kN/本}$$

許容鉛直支持力に対する検定比

長期許容鉛直支持力 : $\boxed{\hspace{2em}}$ kN/本
 $\boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \text{ OK}$

短期許容鉛直支持力 : $\boxed{\hspace{2em}}$ kN/本
 $\boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \text{ OK}$

許容引抜き力 : $\boxed{\hspace{2em}}$ kN/本
 $\boxed{\hspace{10em}} < 1.0 \text{ OK}$

5) 杭先端以深の粘性土層地盤の検討

杭先端以深の粘性土層地盤に作用する荷重度

$$\sigma_z = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$$

ここに、

σ_z (kN/m²) : 検討地盤に作用する鉛直荷重度

σ_{z1} (kN/m²) : 先端支持力による作用荷重度 (長期荷重に対して安全率 F : 3)

$$\sigma_{z1} = P_p \times F / A_{pc} + \sigma_z'$$

P_p (kN) : 先端支持力 (杭先端に作用する伝達荷重)

A_{pc} (m²) : 荷重影響部の円形面積

$$A_{pc} = \{(2 \times h_p \times \tan \theta + \phi_p) / 2\}^2 \times \pi$$

h_p (m) : 杭先端から検討地盤までの距離 (=)

ϕ_p (m) : 先端杭径 (=)

σ_z' (kN/m²) : 検討地盤に作用する有効上載土圧

H (m) : 地表面から検討地盤までの距離 (=)

γ_3 (kN/m³) : 有効土圧考慮区間の単位体積重量 (=)

σ_{z2} (kN/m²) : 摩擦力による作用荷重度

$$\sigma_{z2} = P_f / A_f$$

P_f (kN) : 摩擦力

A_f (m²) : 荷重影響部の円形面積

$$A_f = \{(2 \times h_f \times \tan \theta + \phi_f) / 2\}^2 \times \pi$$

h_f (m) : 荷重仮定位置から検討地盤までの距離 (= 4.11)

ϕ_f (m) : 杭径

L_f (m) : 杭長

地盤から定まる許容支持力では、保守的に摩擦力を考慮していないため、ここでも σ_{z2} を無視する。

$$\sigma_z = \sigma_{z1} = P_p \times F / A_{pc} + \sigma_z' = \text{} \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_z / q_u = \text{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

5.4. 基礎の検討

(1) 曲げモーメント

基礎自重を含まない杭反力によって設計する。

長期

$$NL_1 = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5) / 2$$

$$= \text{[]} \text{ kN/本}$$

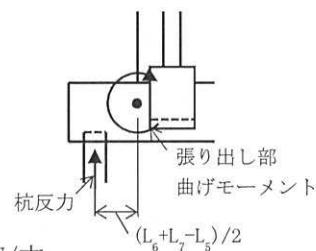
短期

$$NS_{1max} = NL_1 + NE + N_{Ep}' = \text{[]} \text{ kN/本}$$

$$NS_{1min} = NL_1 - NE - N_{Ep}' = \text{[]} \text{ kN/本}$$

短期の杭反力にて検討する

$$M_1 = NS_{1max} \times (L_6 + L_7 - L_5) / 2 = \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



(2) 張り出し部基部の許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t1} (mm)	:	
有効せい d_1 (mm)	:	
応力中心距離 j_1 (mm)	:	
鉄筋 [] 短期許容引張応力度 f_{t1} (N/mm ²)	:	
鉄筋 1 本当り断面積 [] (mm ²)	:	
引張鉄筋断面積 a_{t1} (mm ²)	:	

(保守的に考えて、2 段目配筋の 2 本は考慮しない)

張り出し部基部の短期許容曲げモーメント M_{a1} (1.6m 当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a1} = a_{t1} \times f_{t1} \times j_1 = \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(3) 検定比

地震荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_1 / M_{a1} = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

XIV. 防護フェンス 耐震計算書

1. 概要

1.1. 防護フェンスの目的

竜巻襲来時に敷地境界と接する公道からの車両を防護するため、公道に沿って設置している既存の敷地境界フェンス及び門扉の構内側に防護フェンスを設置する。

1.2. 防護フェンスの仕様

防護フェンスの要求仕様は以下とする。

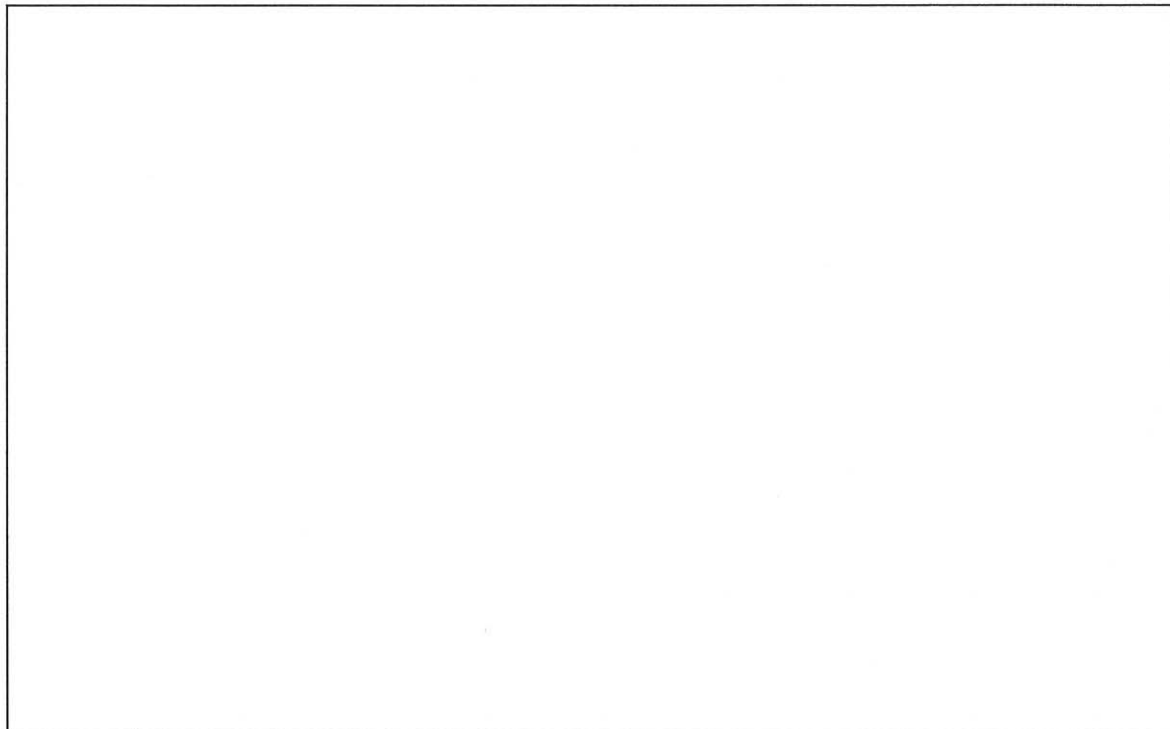
- ・ワイヤーロープ(以下「ワイヤー」と略記)を高さ□mの範囲で□mの間隔で□本設置する。
- ・乗用車の運動エネルギーはワイヤー全長で吸収する。
- ・ワイヤー間隔保持材を設置する。
- ・中間支柱の基礎は支柱が通常時の風や地震に耐えられる程度のものとし、乗用車衝突時の反力を必ずしも支えられなくてもよい。
- ・ワイヤーの固定端となる両端の支柱については、ワイヤー反力を支える構造とする。
- ・ワイヤーは連続する必要があるが、折れ曲がったりする部分はシャックルで結合してもよい。

1.3. 門扉の仕様

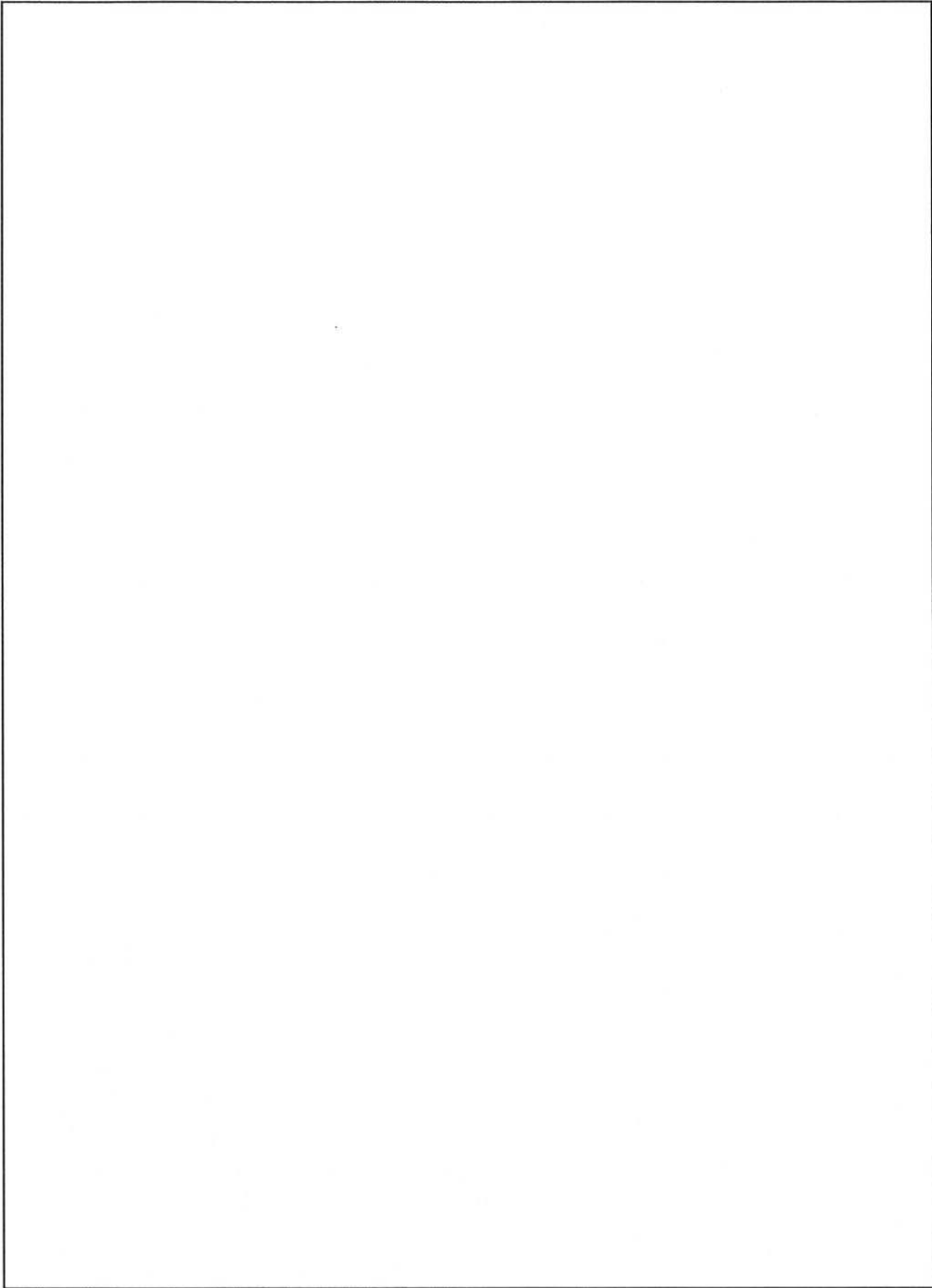
通用口には蝶番による開き型の門扉を設置する。門扉の蝶番部分のワイヤーはシャックルで結合し、回転を自由とする。門扉の扉にワイヤーをシャックルで付け、通常時はシャックルを外して門扉を可動状態としておく。竜巻警報時に作業者が門扉の上に上がり、シャックルを結合する。

2. 配置、構造

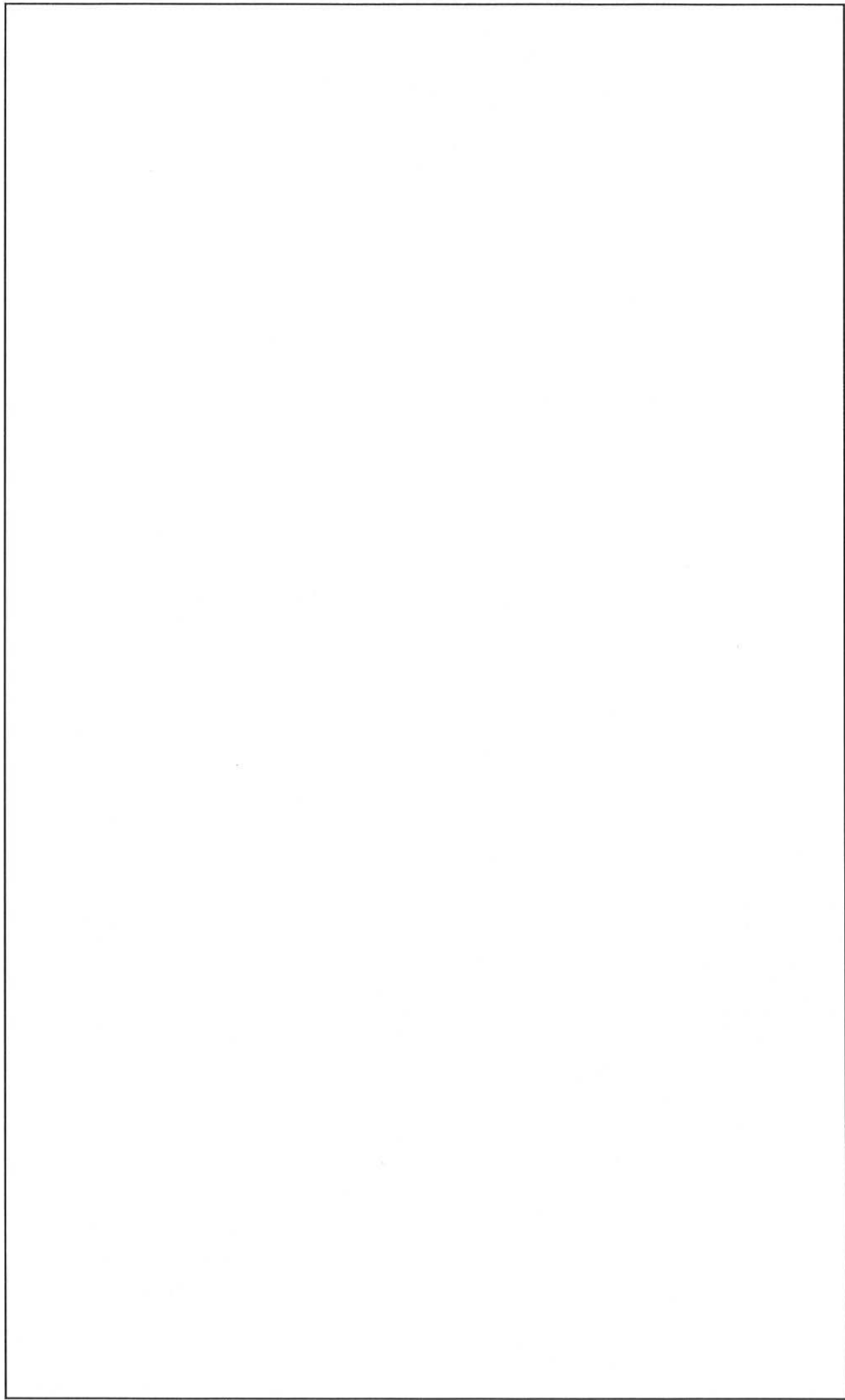
配置図を添説建 2-XIV.2-1 図に、構造図を添説建 2-XIV.2-2 図～添説建 2-XIV.2-6 図に示す。



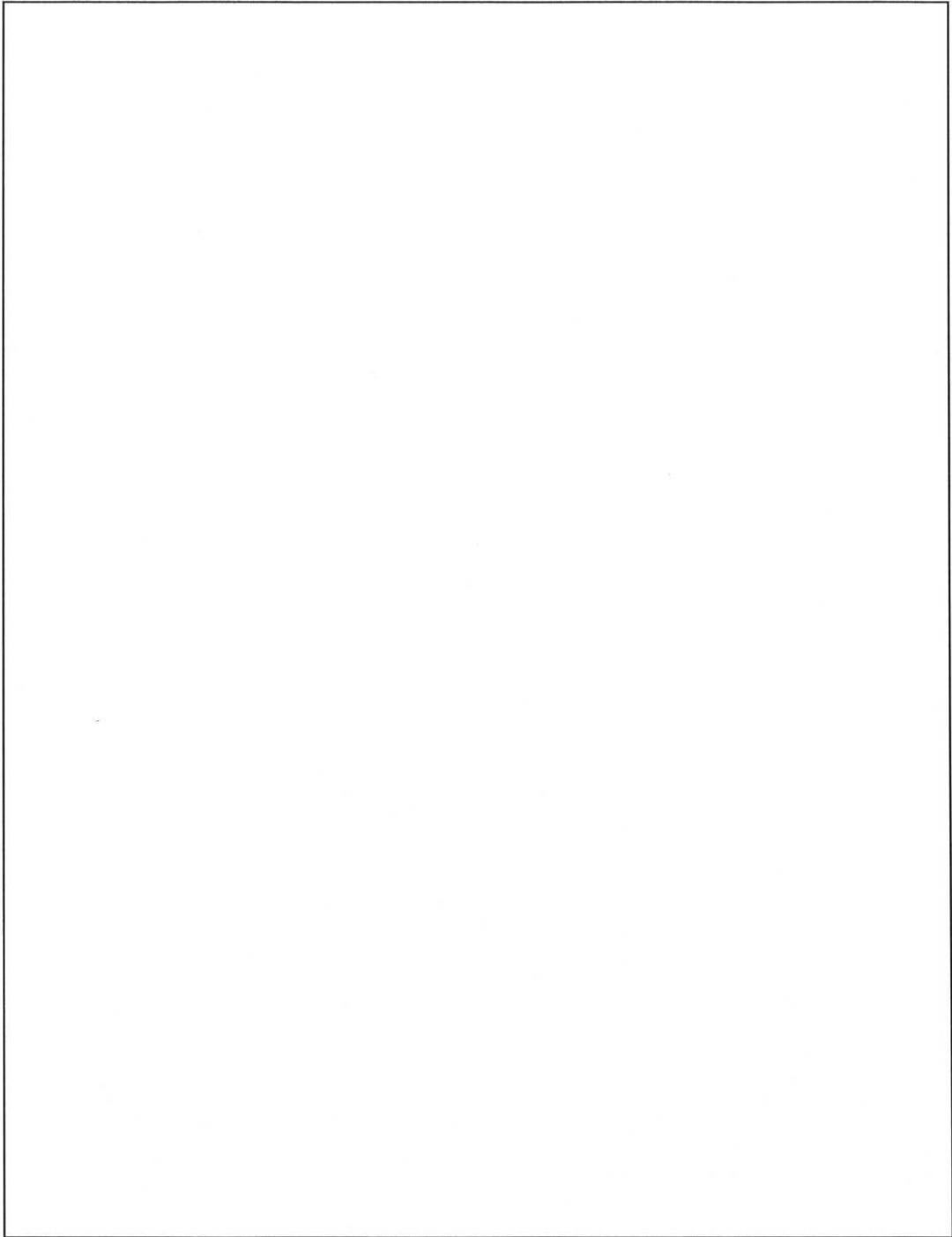
添説建 2-XIV.2-1 図 配置図



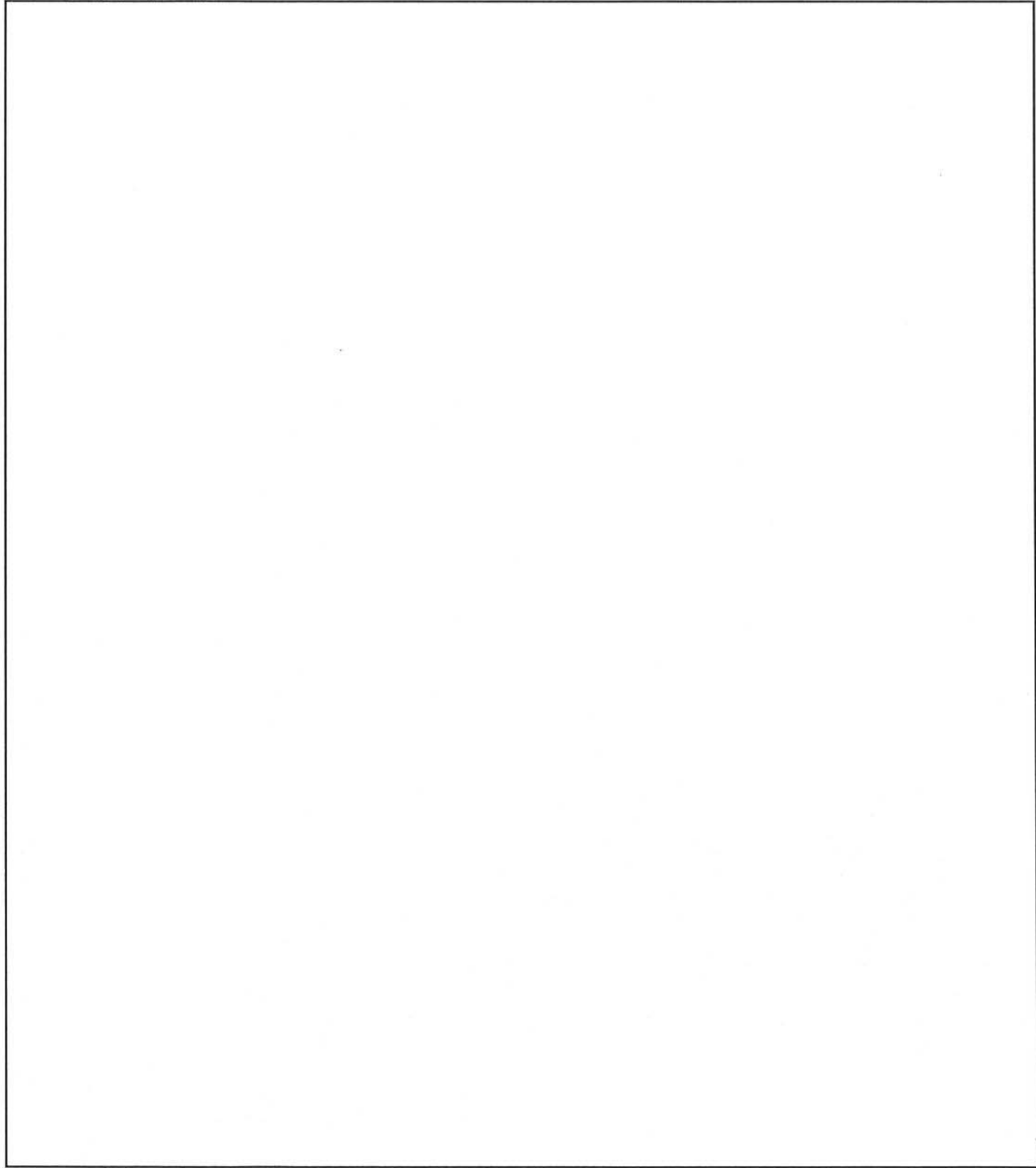
添説建 2-XIV.2-2 図 構造図 (標準部)



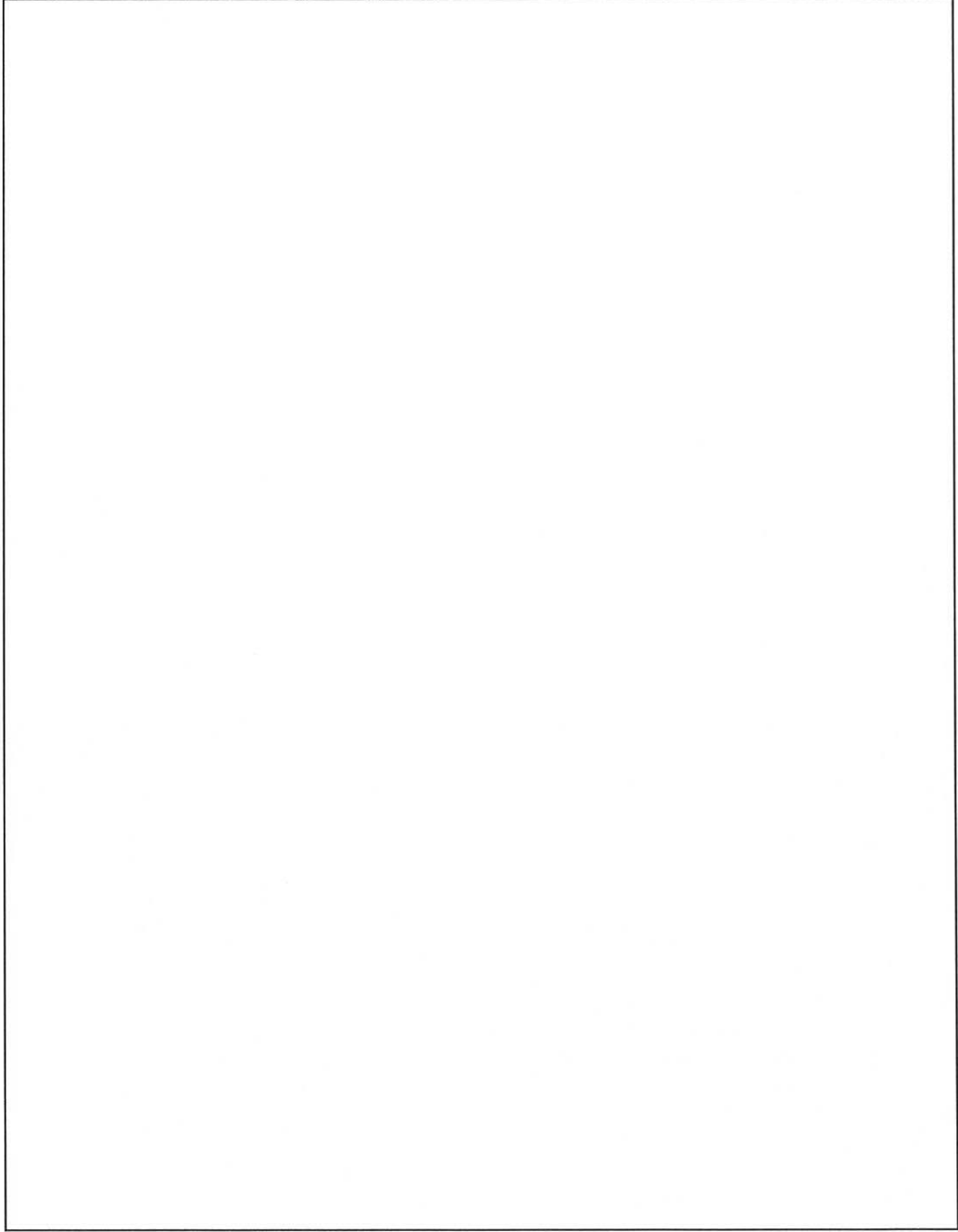
添説建 2-XIV.2-3 図 構造図 (コーナー部)



添説建 2-XIV.2-4 図 構造図 (端部)



添説建 2-XIV.2-5 図 構造図 (門扉部 1)



添説建 2-XIV.2-6 図 構造図 (門扉部 2)

3. 設計条件

3. 1. 各種条件

目的 : 飛来物に対する防護

対象物 : 乗用車 (バン)

支柱ピッチ : m 間隔

検討モデル : イメージ図を添説建 2-XIV. 3. 1-1 図に示す。

衝突回数 : 想定した最大級の衝突が同一箇所に複数回衝突する可能性は極めて低いので、複数回衝突は考慮しない。



添説建 2-XIV. 3. 1-1 図 検討モデル (イメージ図)

3. 2. 荷重条件

(1) 飛来物の運動エネルギー

運動エネルギー (K.E.) は、飛散距離が長く、質量の大きい「バン」を対象とし、水平速度は保守的に「バン」より速い「軽トラ」の速度を用いて算出する。

$$K.E. = 1 / 2 \times m \times v^2 = \text{} \text{ kJ}$$

ここに

m(kg) : (バンの質量)

v(m/s) : (軽トラの水平速度)

(2) 風荷重

考慮する風荷重は F1 竜巻荷重とする。

風速 V_0 (m/s) :

(3) 地震時の影響

設計水平震度 K_H : (耐震重要度分類第 1 類 割増係数 1.5×標準せん断力係数 0.2)

3. 3. 使用材料と許容値

(1) 鉄骨

使用材料 :

降伏応力度 σ_y (N/mm²) :

(2) 捕捉ロープ

使用部材 :

断面積 A_w (m²) :

単位長さ重量 M_w (kg/m) :

弾性係数 E_w (kN/m) :

破断荷重 T_b (kN) :

降伏張力 T_y (kN) :

3. 4. 構造条件

(1) 指定寸法

支柱ピッチ p (m) :

捕捉スクリーン設置高さ H (m) :

捕捉スクリーン間隔 I (m) :

支柱高さ H_c (m) :

(2) 指定部材

支柱 :

捕捉ロープ :

3. 5. 適用基準

設計は原則として、次の関係基準に準拠する。

- ・ 津波漂流物対策施設設計ガイドライン
- ・ 落石対策便覧
- ・ 道路橋示方書・同解説 I
- ・ 道路橋示方書・同解説 II
- ・ 道路橋示方書・同解説 IV
- ・ 道路土工 擁壁工指針
- ・ 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)

4. 外力計算

4. 1. 衝突エネルギーの算定

車両の衝突エネルギー E_0

$$E_0 = K.E. = \boxed{} \text{ kJ}$$

4. 2. 作用荷重（竜巻荷重）

竜巻荷重算出の諸元

基準風速 V_0 (m/s)

地表面粗度区分

地表面粗度区分に応じた数値 Z_b (m)

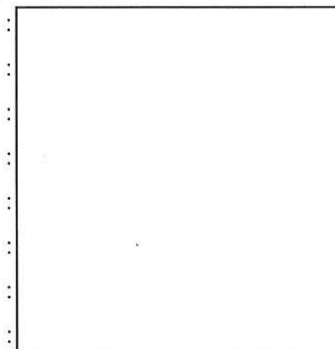
Z_G (m)

α

ガスト影響係数 G_f

地表面からの高さ H_c (m)

風力係数 C_f



($K_z = 1.0$ ($H_c \leq Z_b$ の場合))

平均風速の高さ方向の分布係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha \quad (H_c \leq Z_b \text{ の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H_c / Z_G)^\alpha \quad (H_c > Z_b \text{ の場合})$$

$H_c \leq Z_b$ より

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha = \boxed{}$$

速度圧の高さ方向の分布を示す係数

$$E = E_r^2 \times G_f = \boxed{}$$

速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2 = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

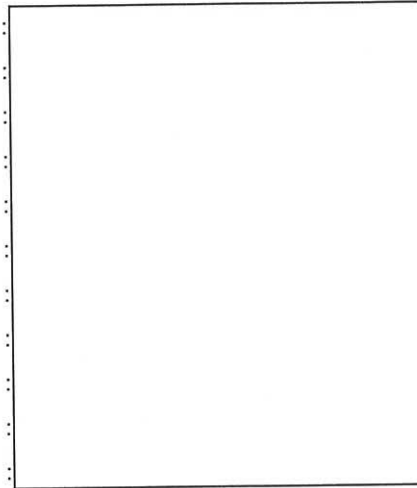
風圧力

$$P_w = q \times C_f = \boxed{} \text{ N/m}^2$$

5. 捕捉ロープの設計

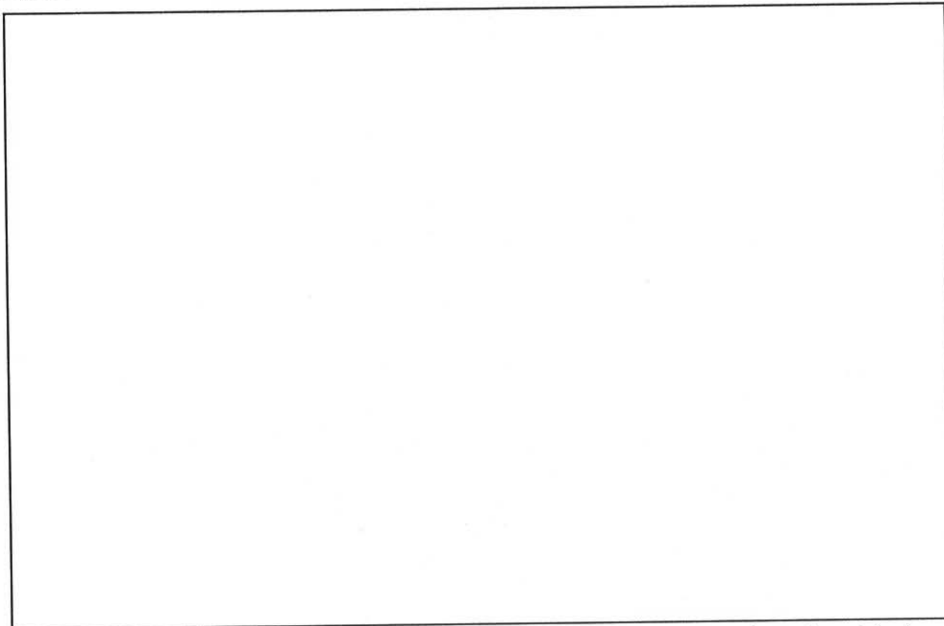
5.1. 捕捉ロープの諸元

使用部材 :
捕捉ロープ径 D_w (m) :
断面積 A_w (m²) :
弾性係数 E_w (kN/m²) :
支柱間距離 p (m) :
ワイヤーロープの全長 L (m) :
破断荷重 T_b (kN) :
降伏張力 T_y (kN) :
初期張力 T_0 (kN) :
設置本数 n (本) :
衝突を考慮するワイヤ本数 n_s (本) :



5.2. 衝突エネルギーに対する最大耐力の検討

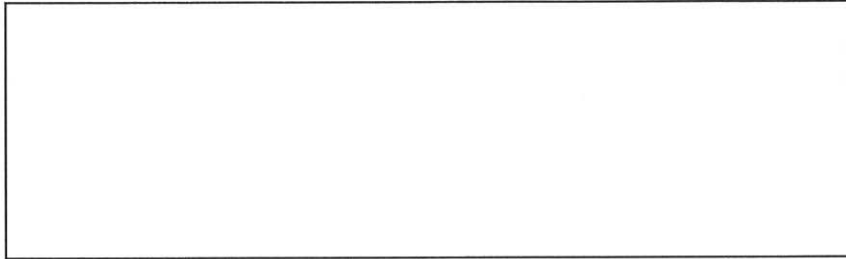
本検討にあたり、 $ER_1 \sim ER_3$ までの塑性域を含めた最大吸収エネルギーを算出する。ガイドライン図を添説建 2-XIV.5.2-1 図に示す。



添説建 2-XIV.5.2-1 図 ガイドライン図 (捕捉ロープの吸収エネルギー)

(1) 弾性域における吸収エネルギーの算出

飛来物を□本の捕捉ロープで抵抗する ($n_s=2$) と考える。イメージ図を添説建 2-XIV.5.2-2 図に示す。



添説建 2-XIV.5.2-2 図 2本の捕捉ロープで抵抗するイメージ図

弾性域における吸収エネルギー

$$\begin{aligned} ER_1 &= n_s \times L / (2 \times E_w \times A_w) \times (T_y^2 - T_0^2) \\ &= \text{□} \\ &= \text{□} \text{ kJ} \end{aligned}$$

(2) 塑性域における吸収エネルギーの算出

吸収エネルギーの算出に先立ち降伏応力 T_y に対応するロープ伸び率 ΔL_e を計算する。

伸び

$$\delta = T_y \times L / (E_w \times A_w) = \text{□} \text{ m}$$

伸び率

$$\Delta L_e = \delta / L = \text{□}$$

塑性域における吸収エネルギー ($\Delta L' = \Delta L_e \sim 1.5\%$ の領域)

$$\begin{aligned} ER_2 &= n_s \times (0.9 \times T_b + T_y) \times L \times (0.015 - \Delta L_e) / 2 \\ &= \text{□} \\ &= \text{□} \text{ kJ} \end{aligned}$$

塑性域における吸収エネルギー ($\Delta L = 1.5 \sim 3.0\%$ の領域)

$$\begin{aligned} ER_3 &= n_s \times 0.9 \times T_b \times L \times (0.03 - 0.015) \\ &= \text{□} \\ &= \text{□} \text{ kJ} \end{aligned}$$

(3) 最大吸収エネルギーの整理と検討

最大吸収エネルギー

$$\begin{aligned} \Sigma ER_1 &= ER_1 + ER_2 + ER_3 \\ &= \text{□} \\ &= \text{□} \text{ kJ OK} \end{aligned}$$

5.3. 捕捉ロープに発生する張力（端部支柱への作用）

(1) 飛来物衝突時の発生張力

$\Sigma ER_2 = E_0 =$ $\text{kN}\cdot\text{m}$ となる張力 T_2' を求める方程式を解くと、

$$T_2' = \text{} \text{ kN}$$

伸び率

$$\Delta L' = (0.015 - \Delta L_e) \times (T_2' - T_y) / (0.9 \times T_b - T_y) + \Delta L_e$$

$$= \text{}$$

$$= \text{}$$

塑性域における吸収エネルギー

$$ER_2' = n_s \times (T_2' + T_y) \times L \times (\Delta L' - \Delta L_e) / 2$$

$$= \text{}$$

$$= \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

総吸収エネルギー

$$\Sigma ER_2 = ER_1 + ER_2'$$

$$= \text{}$$

$$= \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 飛来物衝突時の支柱反力

ロープの伸び量

$$\delta = L \times \Delta L' = \text{} \text{ m}$$

支柱ピッチの 1/2

$$a = p / 2 = \text{} \text{ m}$$

ロープの伸び量 δ が生じた際の変形角

$$\theta = \cos^{-1} \{ a / (a + \delta / 2) \} = \text{}$$

飛来物衝突時の支柱反力

$$R = T_2' \times \sin \theta \times n_s = \text{} \text{ kN}$$

5.4. 付属品

捕捉ロープ結合部のシャックルについては、使用荷重に対して安全率 5 倍の引張荷重強度が、捕捉ロープの破断強度を上回るものとした。

シャックル :
使用荷重 WL(t) :
安全率 F : (メーカー資料による※1)
引張荷重強度 BL(kN) : $WL \times 9.80665 \times F =$
捕捉ロープ破断強度 T_b (kN) :

捕捉ロープ破断強度に対するシャックル引張荷重強度の検定比

$$SR = T_b / BL = \text{}$$

※1：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。

6. 端部支柱の設計

6. 1. 検討諸元

(1) 支柱

- 使用部材
- 幅 (強軸) b_{Cx} (mm)
- 幅 (弱軸) b_{Cy} (mm)
- 座屈スパン L_c (m)
- 断面積 A_c (mm^2)
- フランジ断面積 A_{cf} (mm^2)
- ウェブ断面積 A_{cw} (mm^2)
- 単位長さ重量 M_c (kg/m)
- 断面係数 (強軸) Z_x (cm^3)
- 断面係数 (弱軸) Z_y (cm^3)
- 断面二次モーメント I_y (cm^4)

:
 :
 :
 :
 :
 :
 :
 :
 :
 :
 :

(2) 控え材

- 使用部材
- 断面積 A_s (mm^2)
- 単位長さ重量 M_s (kg/m)
- ヤング係数 E_s (kN/m^2)

:
 :
 :
 : (道路橋示方書・同解説Ⅱ 表-3.3.1 より)

6. 2. 衝突時の作用荷重

- 支柱 1 本当たりの作用荷重 R (kN)
- 作用高 h (m)

:
 :

6. 6. 地震時に対する安全検討

支柱 H-390×300 の弱軸方向の地震時にて検討する。

(1) 荷重条件

設計水平震度

$$K_H = 0.3$$

ワイヤ重量

$$W_W = M_W \times g = \boxed{} \text{ N/m}$$

ワイヤロープに作用する地震荷重 (10m、ワイヤ 1 本当たり)

$$P_q = W_W \times K_H \times p = \boxed{} \text{ N/本}$$

支柱重量

$$W_C = M_C \times g = \boxed{} \text{ N/m}$$

支柱に作用する地震荷重

$$\omega_q = W_C \times K_H = \boxed{} \text{ N/m}$$

(2) 断面力の計算

曲げモーメント

$$M_3 = \omega_q \times H_C \times \{(H_C + 0.1) - H_C / 2\} + P_q \times (H_{C1} + 0.1) + P_q \times (H_{C2} + 0.1) + P_q \times (H_{C3} + 0.1)$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S_3 = \omega_q \times H_C + 3 \times P_q = \boxed{} \text{ N}$$

(3) 応力度の検討

曲げ応力度

$$\sigma_{b3} = M_3 / Z_y = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\sigma_{s3} = S_3 / A_{Cr} = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

道路橋示方書・同解説Ⅱ 表-3.2.4 より

許容曲げ圧縮応力度 (地震荷重時の割増し係数: 1.5)

$$f_{b3} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{b3} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

許容せん断応力度 (地震荷重時の割増し係数: 1.5)

$$f_{s3} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{s3} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

6. 7. 張力作用時に対する安全検討

(1) 荷重条件

構造高さ

$$H_T = \boxed{} \text{ m}$$

張力

$$T_2' \div \boxed{} \text{ kN}$$

(2) 断面力の計算

断面力	M_4 (kN·m)	S_4 (kN)	N_4 、 N_5 (kN)
支柱材			
控え材			

(3) 応力度の検討

1) 支柱材

軸方向応力度

$$\sigma_{t4} = N_4 / A_c = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_{b4} = M_4 / Z_y = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\sigma_{s4} = S_4 / A_{cr} = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

許容軸方向応力度 (衝撃時の割増し係数 : 1.2)

$$f_{t4} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

許容曲げ圧縮応力度 (衝撃時の割増し係数 : 1.2)

$$f_{b4} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

許容せん断応力度 (衝撃時の割増し係数 : 1.2)

$$f_{s4} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

$$\sigma_{t4} + \sigma_{b4} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

2) 控え材

軸方向応力度

$$\sigma_{t5} = N_5 / A_s = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

許容軸方向応力度 (衝撃時の割増し係数 : 1.2)

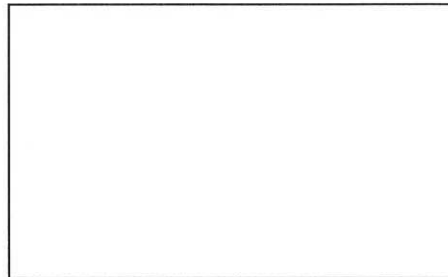
$$f_{t5} = \boxed{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

7. 基礎の設計

7. 1. 標準部

(1) 検討諸元

衝突荷重作用時における埋込み部水平支圧応力度を考慮する。



埋込み部水平支圧応力度 σ_{p2} (N/mm²) : (6. 4. 項より)

支柱材のへりあき寸法 l_c (mm) :

コンクリートの許容せん断応力度 τ_a (N/mm²) :

(押し抜き)

(道路土工 擁壁工指針より)

(2) 押し抜きせん断に対する検討

支柱脚部に作用する支圧

$$P_p = \sigma_{p2} \times b_{cx} = \text{} \text{ N/mm}$$

押し抜きせん断応力度

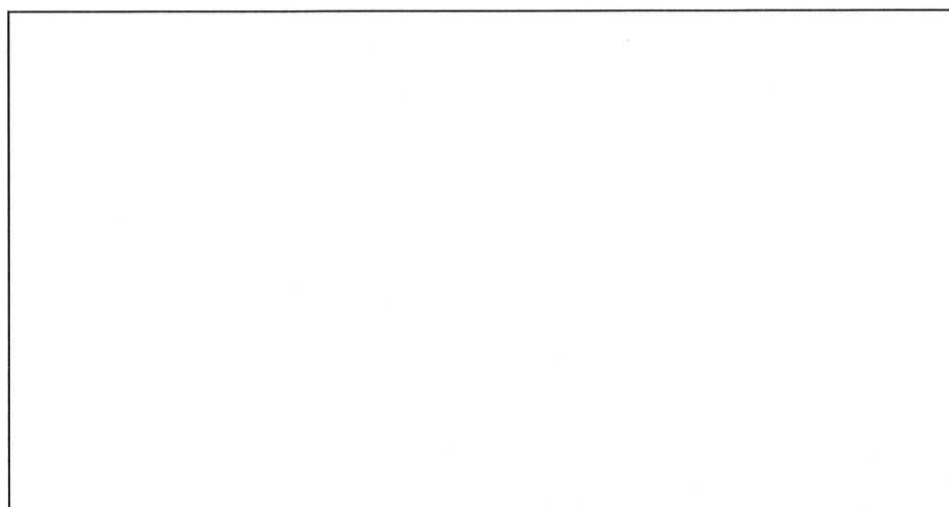
$$\tau = P_p / (2 \times \sqrt{2} \times l_c)$$

$$= \text{}$$

$$= \text{} \text{ N/mm}^2 < \tau_a = \text{} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

7. 2. 端部

(1) 検討諸元



側面図

平面図

- コンクリートの単位体積重量 γ_c (kN/m³) :
- アスファルト舗装の単位体積重量 γ_A (kN/m³) :
- 裏込め土の単位体積重量 γ_s (kN/m³) :
- 土圧作用高 H_{Ep1} (m) :
- 基礎高さ H_{Ep2} (m) :
- 設計 GL～基礎天端高さ H_{Ep3} (m) :
- 張力作用高さの平均 H_{Ep4} (m) :
- 荷重方向の基礎幅 B_{Ep} (m) :
- 基礎の奥行き L_{Ep} (m) :

支柱脚部の反力

$$M_1 = T_2' \times 2 \times (H_{Ep4} + H_{Ep1}) = \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_1 = T_2' \times 2 = \text{[]} \text{ kN}$$

$$N_1 = \text{[]} \text{ kN (柱材の自重を考慮する。} w_{C1} + w_{S1} = \text{[]})$$

柱材の自重

支柱 (実長 : [] m)

$$w_{C1} = M_C \times g \times \text{[]} = \text{[]} \text{ kN}$$

控え材 (実長 : [] m)

$$w_{S1} = M_S \times g \times \text{[]} \times 2 = \text{[]} \text{ kN}$$

(2) 作用荷重の算出

1) 死荷重

端部基礎

$$V_{11} = \gamma_c \times B_{Ep} \times L_{Ep} \times H_{Ep2} = \text{[]} \text{ kN}$$

2) 上載荷重

アスファルト舗装 (0.10m) を考慮する。

$$V_{21} = \gamma_A \times B_{Ep} \times L_{Ep} \times H_{Ep3} = \boxed{} \text{ kN}$$

(3) 作用土圧の算出

1) 主働土圧

主働土圧係数

$$K_{A1} = \frac{\cos^2(\phi_{A1} - \alpha_{A1})}{\cos^2 \alpha_{A1} \cos(\alpha_{A1} + \delta_{A1}) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{A1} + \delta_{A1}) \sin(\phi_{A1} - \beta_{A1})}{\cos(\alpha_{A1} + \delta_{A1}) \cos(\alpha_{A1} - \beta_{A1})}} \right\}^2}$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{}$$

ここに

K_{A1} : 主働土圧係数

α_{A1} : 構造物背面または仮想背面が鉛直面となす角 ($=0^\circ$)

β_{A1} : 構造物背面の地表面が水平面となす角 ($=0^\circ$)

ϕ_{A1} : 背面土の内部摩擦角 ($=30^\circ$)

δ_{A1} : 構造物背面と土との摩擦角または仮想背面における摩擦角 ($=15^\circ$)

※短期荷重であるため、地震時の $\phi/2$ を参考とする。

土圧力

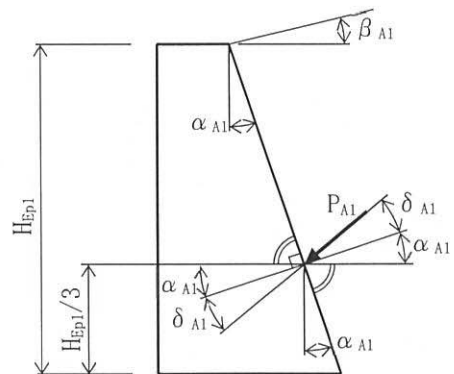
$$P_{A1} = 1 / 2 \times K_{A1} \times \gamma_S \times H_{Ep1}^2$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{}$$

作用点

$$H_{Ep1}' = H_{Ep1} / 3 = \boxed{} \text{ m}$$



土圧分力

$$P_{Av1} = P_{A1} \times \sin(\alpha_{A1} + \delta_{A1}) = \boxed{} \text{ kN/m}$$

$$P_{Ah1} = P_{A1} \times \cos(\alpha_{A1} + \delta_{A1}) = \boxed{} \text{ kN/m}$$

土圧によるモーメント (奥行き 2.5m 当り)

$$\Sigma M_{A1} = \{P_{Av1} \times (-B_{Ep}) / 2 + P_{Ah1} \times H_{Ep1}'\} \times 2.5$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{}$$

2) 受働土圧

受働土圧係数

$$K_{P1} = \frac{\cos^2(\phi_{P1} + \alpha_{P1})}{\cos^2 \alpha_{P1} \cos(\alpha_{P1} + \delta_{P1}) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi_{P1} - \delta_{P1}) \sin(\phi_{P1} + \beta_{P1})}{\cos(\alpha_{P1} + \delta_{P1}) \cos(\alpha_{P1} - \beta_{P1})} \right\}^2}$$

=

=

ここに

- K_{P1} : 受働土圧係数
- α_{P1} : 構造物前面が鉛直面となす角 ($=0^\circ$)
- β_{P1} : 構造物前面の地表面が水平面となす角 ($=0^\circ$)
- ϕ_{P1} : 前面土の内部摩擦角 ($=30^\circ$)
- δ_{P1} : 構造物前面と土との摩擦角 ($=0^\circ$)

土圧力

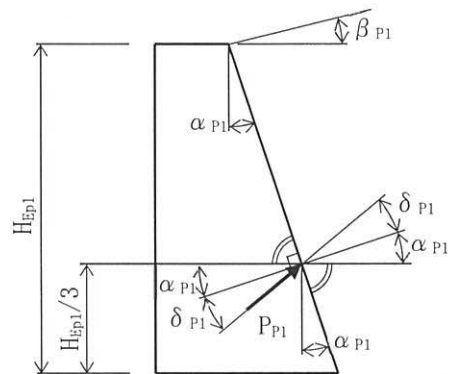
$$P_{P1} = 1 / 2 \times K_{P1} \times \gamma_S \times H_{Ep1}^2$$

=

=

作用点

$$H_{Ep1}' = H_{Ep1} / 3 =$$

 m


土圧分力

$$P_{Pv1} = P_{P1} \times \sin(\alpha_{P1} + \delta_{P1}) =$$

$$P_{Ph1} = P_{P1} \times \cos(\alpha_{P1} + \delta_{P1}) =$$

 kN/m

土圧によるモーメント (奥行き 2.5m 当り)

$$\Sigma M_{P1} = \{ P_{Pv1} \times (-B_{Ep}) / 2 - P_{Ph1} \times H_{Ep1}' \} \times 2.5$$

=

=

(4) 作用荷重の合計

1) 鉛直力の計算

$$\Sigma V_1 = V_{11} + V_{21} + N_1 + P_{Av1} \times 2.5 = \boxed{} \text{ kN}$$

2) 作用水平力の合計

作用水平力

$$H_{11} = S_1 + P_{Ah1} \times 2.5 = \boxed{} \text{ kN}$$

受働土圧

$$H_{21} = -P_{Ph1} \times 2.5 = \boxed{} \text{ kN}$$

水平力合計

$$\Sigma H_1 = H_{11} + H_{21} = \boxed{} \text{ kN}$$

3) 作用モーメントの計算

基礎中心に対するモーメントを計算する。

転倒モーメント

$$M_{11} = M_1 + \Sigma M_{A1} = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

抵抗モーメント

$$M_{21} = \Sigma M_{p1} = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

モーメント合計 ※基礎中心に対して

$$\Sigma M_1 = M_{11} + M_{21} = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(5) 杭軸力の計算

1) 鉛直力による杭軸力

鉛直力 ΣV_1 (kN) :

杭本数 n_1 (本) :

鉛直力による杭軸力 V_{PE1} (kN)

$$V_{PE1} = \Sigma V_1 / n_1 =$$

2) 作用モーメントによる杭軸力

作用モーメント ΣM_1 (kN·m) :

杭間隔 ℓ_1 (m) :

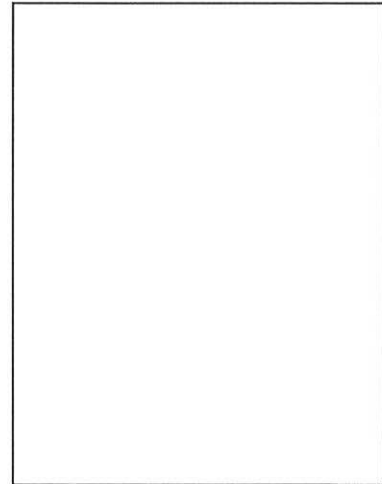
作用モーメントによる杭軸力 V_{PE2} (kN)

$$V_{PE2} = \Sigma M_1 / \ell_1 / (n_1 / 2) =$$

3) 杭軸力の計算

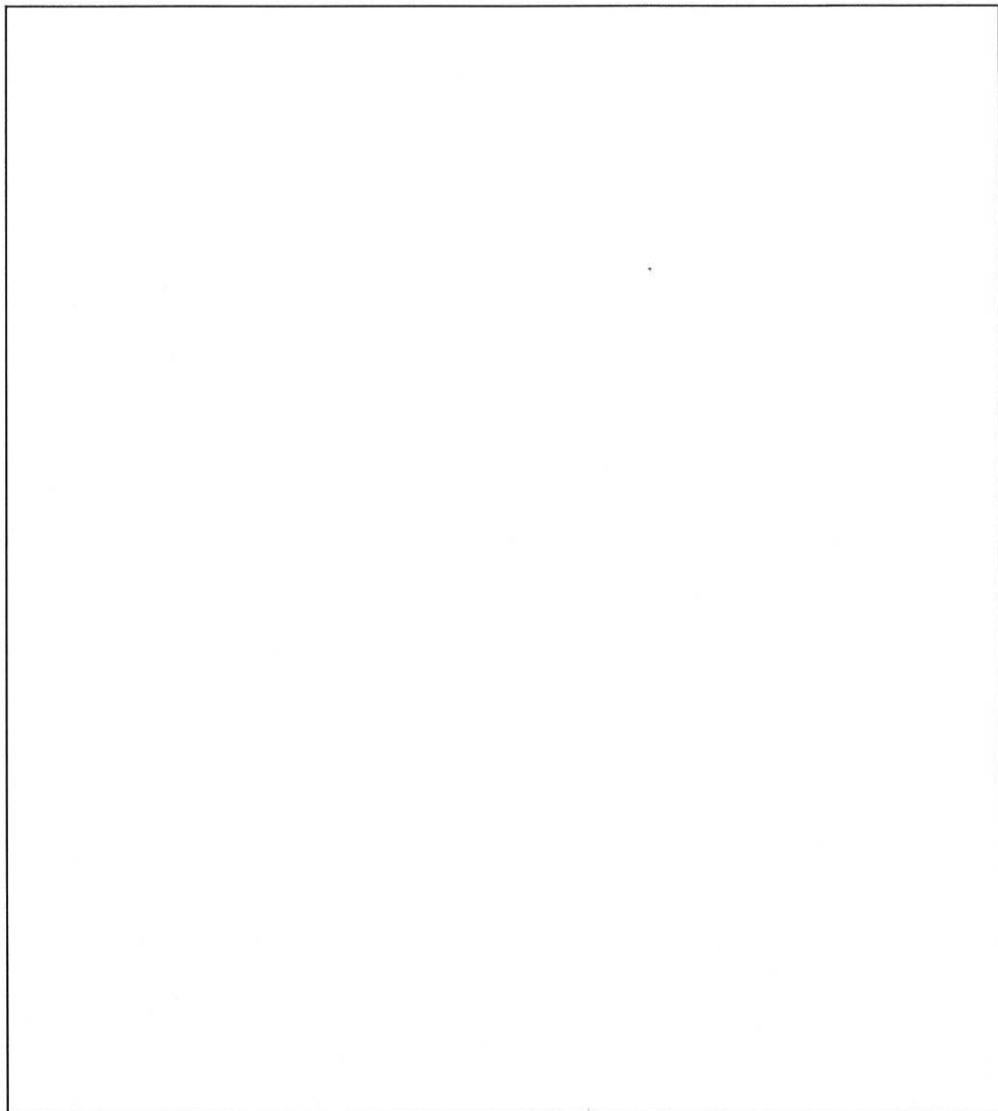
杭軸力 V_{PE} (kN)

$$\begin{aligned} V_{PE} &= V_{PE1} + V_{PE2} = \\ &= V_{PE1} - V_{PE2} = \end{aligned}$$



7.3. コーナー部

(1) 検討諸元



(3) 作用土圧の算出

1) 主働土圧

主働土圧係数

$$K_{A2} = \frac{\cos^2(\phi_{A2} - \alpha_{A2})}{\cos^2 \alpha_{A2} \cos(\alpha_{A2} + \delta_{A2}) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi_{A2} + \delta_{A2}) \sin(\phi_{A2} - \beta_{A2})}{\cos(\alpha_{A2} + \delta_{A2}) \cos(\alpha_{A2} - \beta_{A2})} \right\}^2}$$

=

=

ここに

K_{A2} : 主働土圧係数

α_{A2} : 構造物背面または仮想背面が鉛直面となす角 ($=0^\circ$)

β_{A2} : 構造物背面の地表面が水平面となす角 ($=0^\circ$)

ϕ_{A2} : 背面土の内部摩擦角 ($=30^\circ$)

δ_{A2} : 構造物背面と土との摩擦角または仮想背面における摩擦角 ($=15^\circ$)

※短期荷重であるため、地震時の $\phi/2$ を参考とする。

土圧力

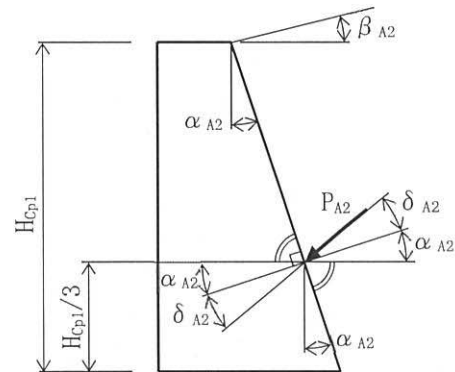
$$P_{A2} = 1 / 2 \times K_{A2} \times \gamma_s \times H_{Cp1}^2$$

=

=

作用点

$$H_{Cp1}' = H_{Cp1} / 3 = \text{ } \text{ m}$$



土圧分力

$$P_{Av2} = P_{A2} \times \sin(\alpha_{A2} + \delta_{A2}) = \text{ } \text{ kN/m}$$

$$P_{Ah2} = P_{A2} \times \cos(\alpha_{A2} + \delta_{A2}) = \text{ } \text{ kN/m}$$

土圧によるモーメント (奥行き 2.5m 当り)

$$\Sigma M_{A2} = \{ P_{Av2} \times (-B_{Cp}) / 2 + P_{Ah2} \times H_{Cp1}' \} \times 2.5$$

=

=

2) 受働土圧

受働土圧係数

$$K_{P2} = \frac{\cos^2(\phi_{P2} + \alpha_{P2})}{\cos^2 \alpha_{P2} \cos(\alpha_{P2} + \delta_{P2}) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi_{P2} - \delta_{P2}) \sin(\phi_{P2} + \beta_{P2})}{\cos(\alpha_{P2} + \delta_{P2}) \cos(\alpha_{P2} - \beta_{P2})} \right\}^2}$$

=

=

ここに

- K_{P2} : 受働土圧係数
- α_{P2} : 構造物前面が鉛直面となす角 (=0°)
- β_{P2} : 構造物前面の地表面が水平面となす角 (=0°)
- ϕ_{P2} : 前面土の内部摩擦角 (=30°)
- δ_{P2} : 構造物前面と土との摩擦角 (=0°)

土圧力

$$P_{P2} = 1 / 2 \times K_{P2} \times \gamma_s \times H_{Cp1}^2$$

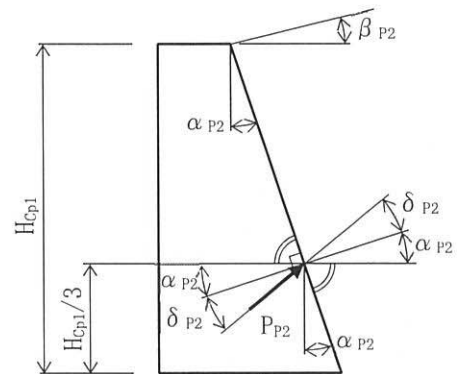
=

=

作用点

$$H_{Cp1}' = H_{Cp1} / 3 =$$

m



土圧分力

$$P_{Pv2} = P_{P2} \times \sin(\alpha_{P2} + \delta_{P2}) =$$

kN/m

$$P_{Ph2} = P_{P2} \times \cos(\alpha_{P2} + \delta_{P2}) =$$

kN/m

土圧によるモーメント (奥行き 2.5m 当り)

$$\Sigma M_{P2} = \{ P_{Pv2} \times (-B_{Cp}) / 2 - P_{Ph2} \times H_{Cp1}' \} \times 2.5$$

=

=

(5) 杭軸力の計算

1) 鉛直力による杭軸力

鉛直力 ΣV_2 (kN) :

杭本数 n_2 (本) :

鉛直力による杭軸力 V_{PC1} (kN)

$$V_{PC1} = \Sigma V_2 / n_2 =$$

2) 作用モーメントによる杭軸力

作用モーメント ΣM_2 (kN・m) :

杭間隔 ℓ_2 (m) :

作用モーメントによる杭軸力 V_{PC2} (kN)

$$V_{PC2} = \Sigma M_2 / \ell_2 / (n_2 / 2) =$$



杭配置図

3) 杭軸力の計算

杭軸力 V_{PC} (kN)

$$V_{PC} = V_{PC1} + V_{PC2} =$$
$$= V_{PC1} - V_{PC2} =$$

合力の偏心量 (合力が底面に作用する位置を原点 0 より x_2 (m) とする)

$$ex_2 = \Sigma M_2 / \Sigma V_2 = \text{ m}$$

許容偏心量

$$ea_2 = B_{cp} / \text{ m} > ex_2 = \text{ m} \text{ OK}$$

4) 鉛直支持に対する検討

$ex_2 > B_{cp} / 6$ より三角形分布となる。

$$x_2 = 3 \times (B_{cp} / 2 - ex_2) = \text{ m}$$

$$q_2 = 2 \times \Sigma V_2 / L_{cp} / x_2 = \text{ kN/m}^2 > \text{ kN/m}^2 \text{ NG}$$

※支持力度は、 を考慮する。

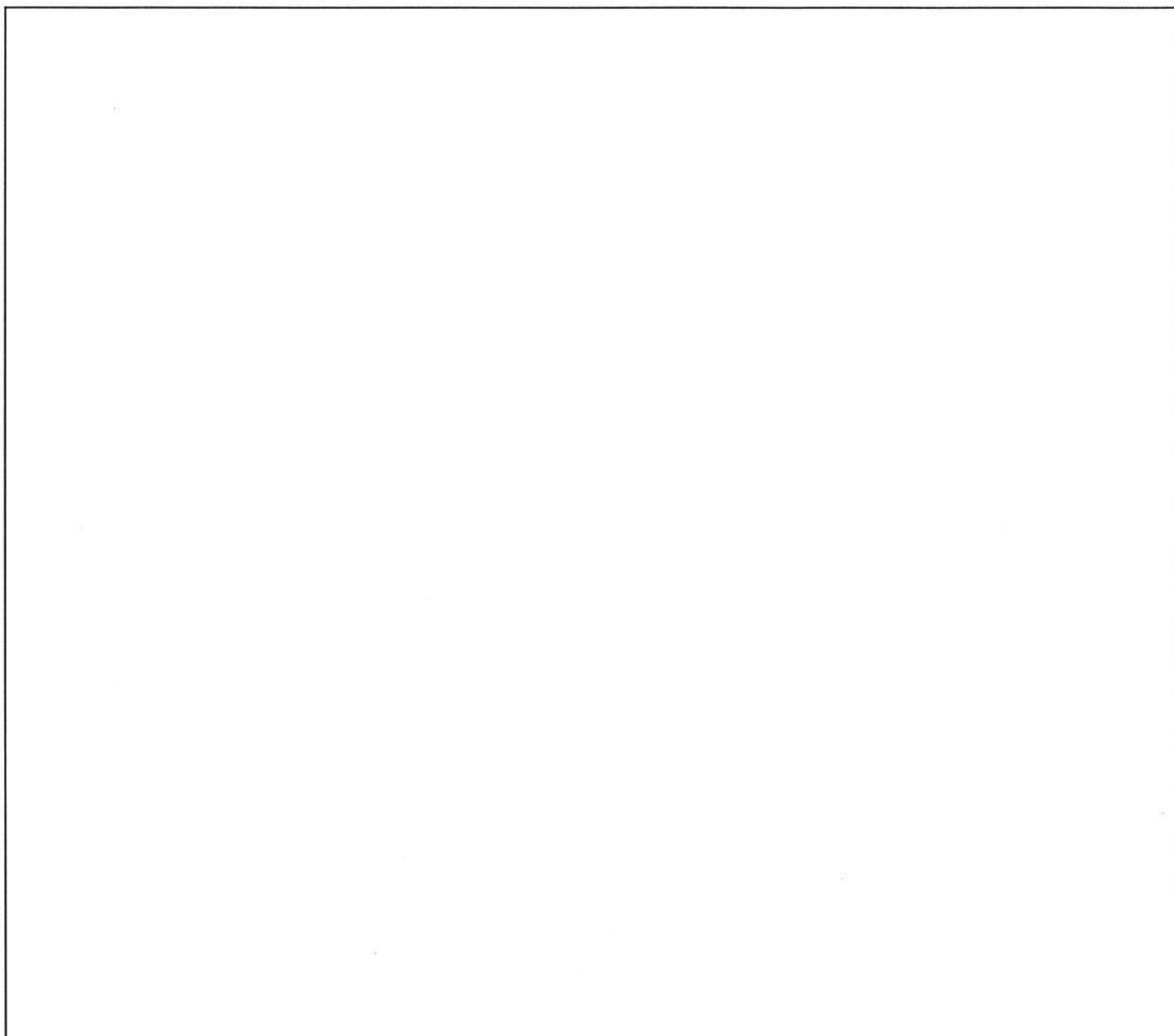
鉛直支持が NG となるため、支持力確保を目的とした杭基礎を設置する。

三角形分布で作用する荷重 kN を杭 2 本 (kN/本) で支持するものとする。

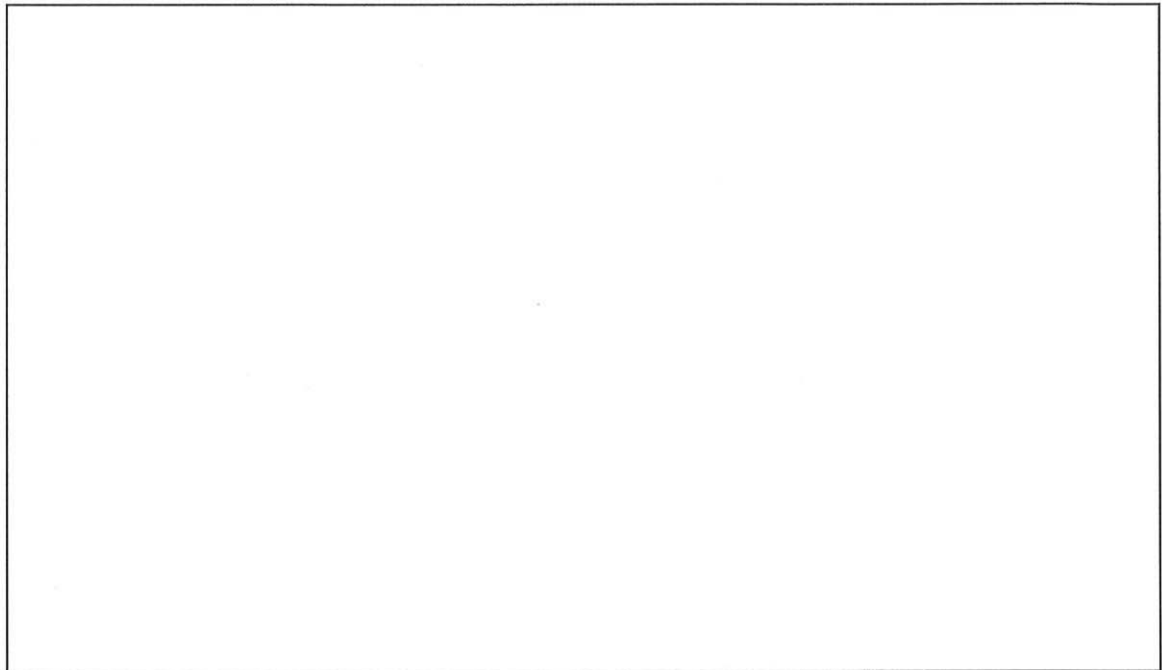
8. 杭基礎の検討

8. 1. 検討諸元

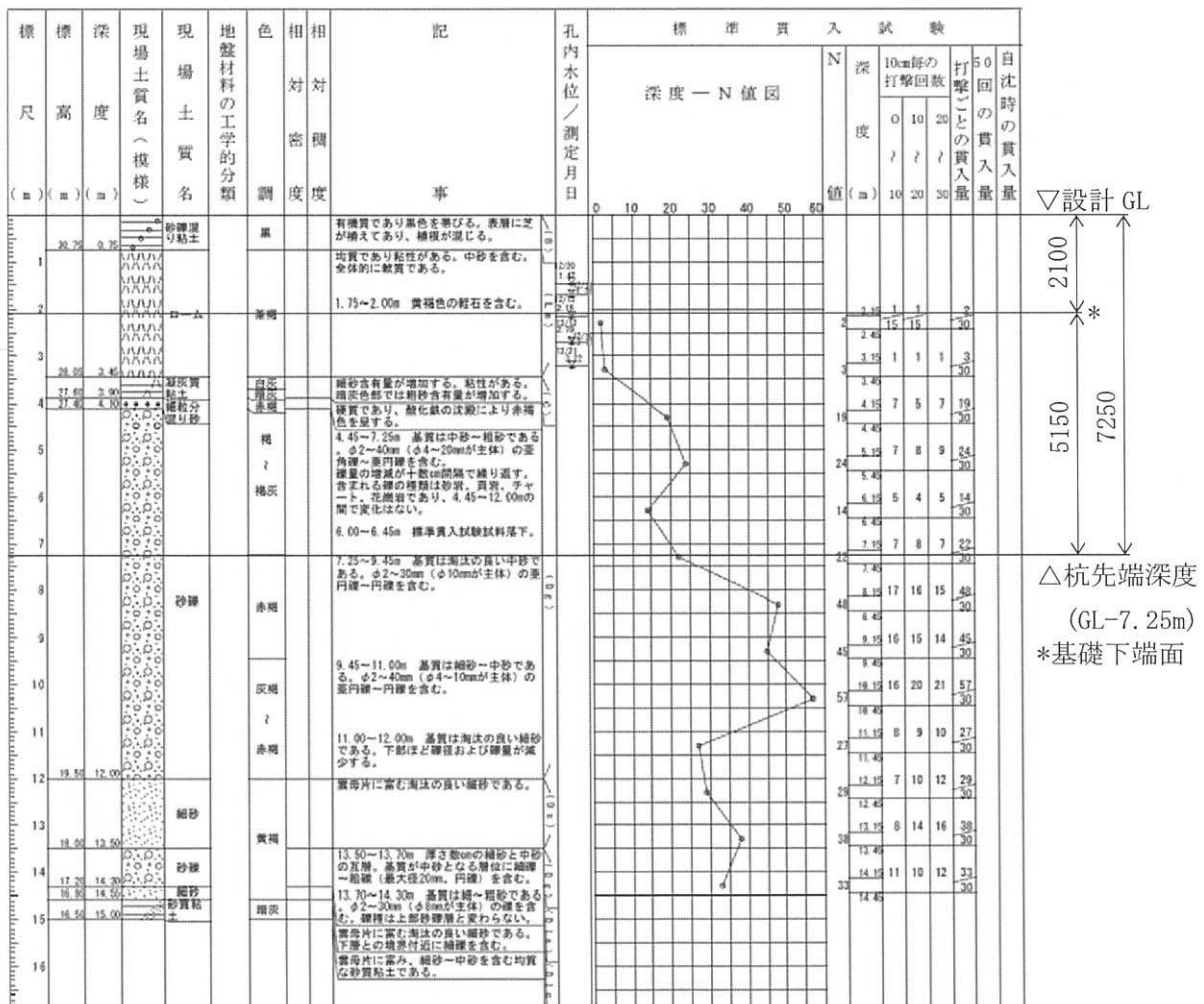
杭の仕様を添説建 2-XIV. 8. 1-1 図に示す。また、ボーリング採取位置を添説建 2-XIV. 8. 1-2 図に、柱状図を添説建 2-XIV. 8. 1-3 図～添説建 2-XIV. 8. 1-6 図に示す。



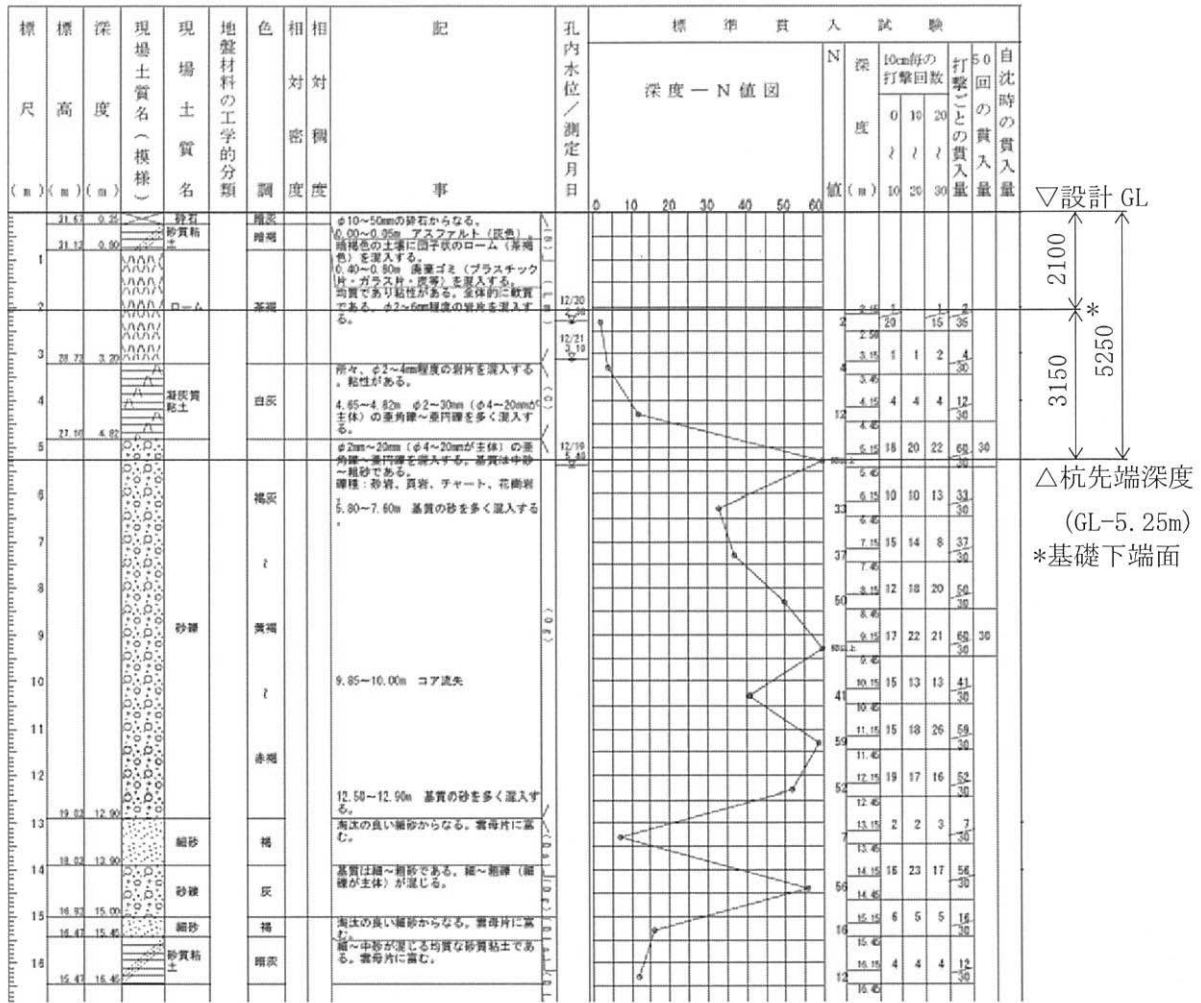
添説建 2-XIV. 8. 1-1 図 杭の仕様



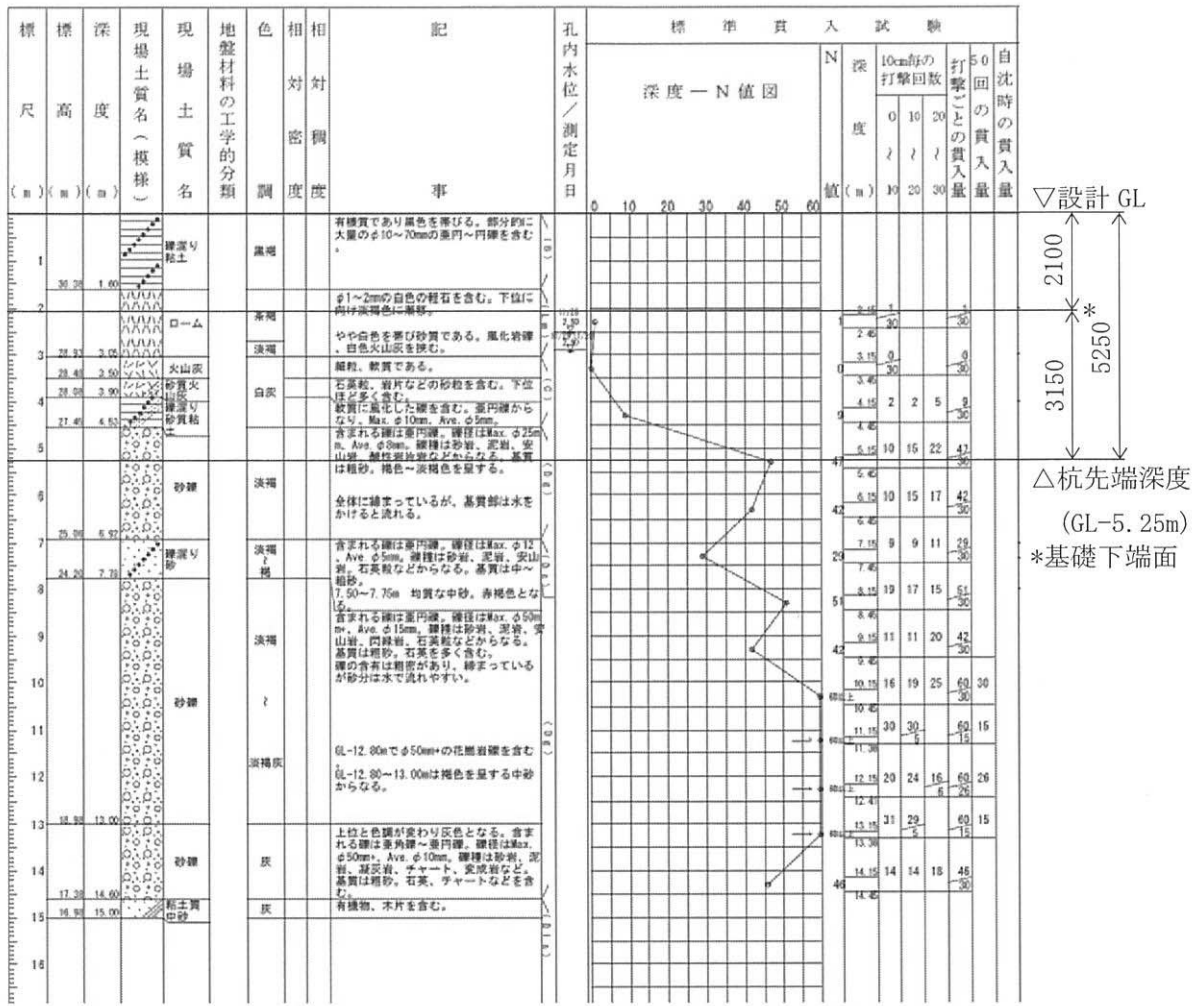
添説建 2-XIV. 8. 1-2 図 ボーリング採取位置図



添説建 2-XIV. 8. 1-3 図 ボーリング柱状図 (B-1 地点)



添説建 2-XIV.8.1-4 図 ボーリング柱状図 (B-2 地点)



添説建2-XIV.8.1-6図 ボーリング柱状図 (B-4地点)

8. 2. 検討作用力

7. 2. (5)、7. 3. (5)より、杭 1 本当りの最大軸力一覧表を添説建 2-XIV. 8. 2-1 表に示す。

添説建 2-XIV. 8. 2-1 表 検討作用力

位置	荷重状態	支持力 安全率	最大軸力 V(kN/本)
端部	短期		
コーナー部	短期		

最大軸力が大きい端部で支持力検討を行う。

8. 3. 支持力検討

当該杭は杭長が短く且つ、中間層が軟弱地盤であることから、周面摩擦力は考慮せず先端支持力のみを考慮する。先端支持力は以下の式により算出する。算出結果を添説建 2-XIV. 8. 3-1 表に示す。

$$R_a = R_d / S$$

ここに

R_a : 許容押込み支持力 (kN)

R_d : 極限先端支持力 (kN)

$$R_d = q_d \times A_w$$

S : 安全率 (道路橋示方書・同解説IVより)

長期 = 3、短期 = 2

q_d : 先端支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 105 \times N \text{ (土質: 砂質土、羽根倍径: 2.5 倍径の時)}$$

N : 先端支持力算出用 N 値

N = 30 (杭先端位置 (杭長) は杭先端から下方 $3 \times D_w$ の深さの平均 N 値が 30 以上となる位置とする)

A_w : 羽根径を直径とする面積 (m²)

$$A_w = \pi / 4 \times D_w^2$$

D_w : 羽根径 (mm)

D_p : 杭径 (mm)

添説建 2-XIV. 8. 3-1 表 許容押込み支持力の算出結果と安全検討

V (kN/本)	D_p (mm)	D_w (mm)	A_w (m ²)	N	q_d (kN/m ²)	R_d (kN)	荷重状態	S	R_a (kN)	検定比	判定
											OK

X V. 付属建物 飛散防止用防護ネットの耐震計算書

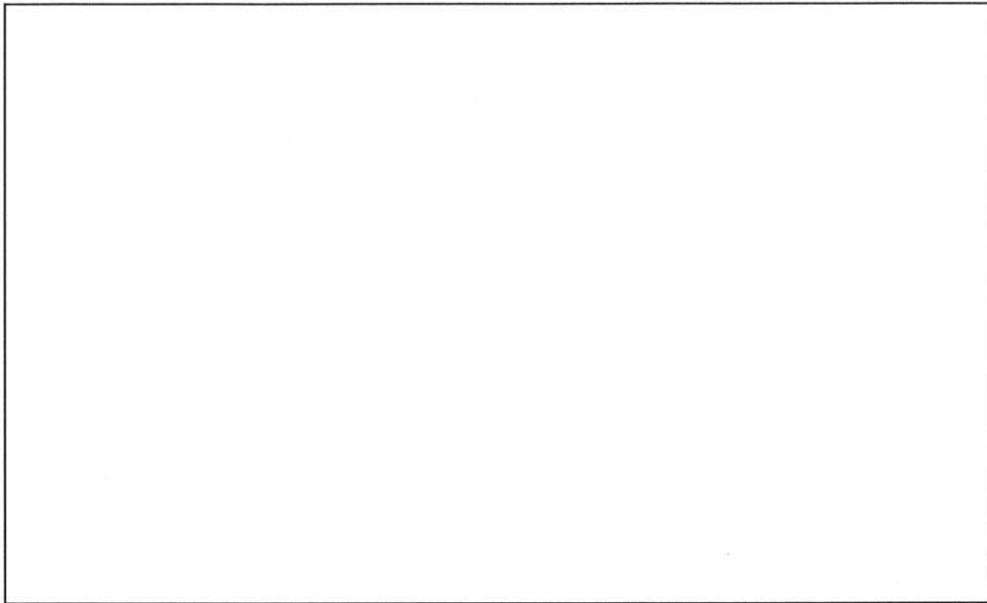
1. 概要


第 1 廃棄物処理所及び第 2 廃棄物処理所の屋根は ALC 屋根であり、竜巻防護設計の竜巻である藤田スケールの F1 の最大風速 49m/s に対しては、安全機能を損なうことがないよう、竜巻荷重を上回る強度を有する設計であるが、更なる安全裕度の向上策の確認として用いる藤田スケールの F3 の最大風速 92m/s に対しては、同建物の屋根が損傷することから、建物内に設置される設備・機器等の建物外部へ飛散を防止するため、建物の屋根の下に飛散防止用防護ネット（以下、防護ネットという。）を設置する。

本説明書では、設置された防護ネットに対し、耐震強度検討を実施し、防護ネットが地震時に健全であることを確認する。

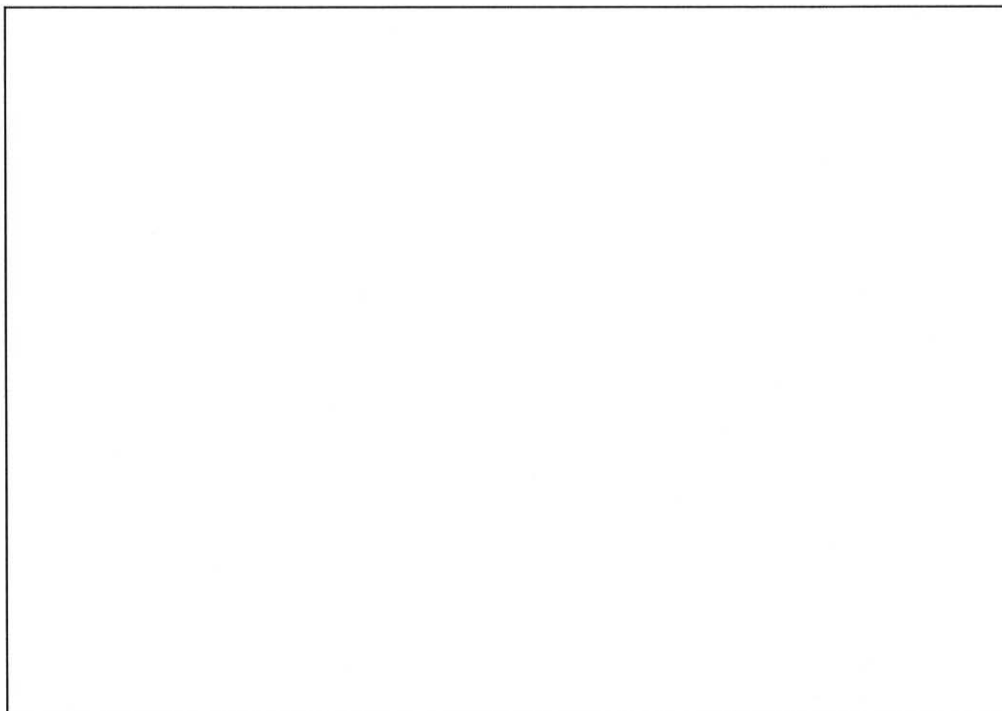
2. 防護ネットの設置位置

添説建 2-X V. 2-1 図及び添説建 2-X V. 2-2 図に防護ネット設置範囲平面図を示す。



注)  防護ネット設置範囲

添説建 2-X V. 2-1 図 防護ネット設置範囲平面図 (第 1 廃棄物処理所)



注)  防護ネット設置範囲

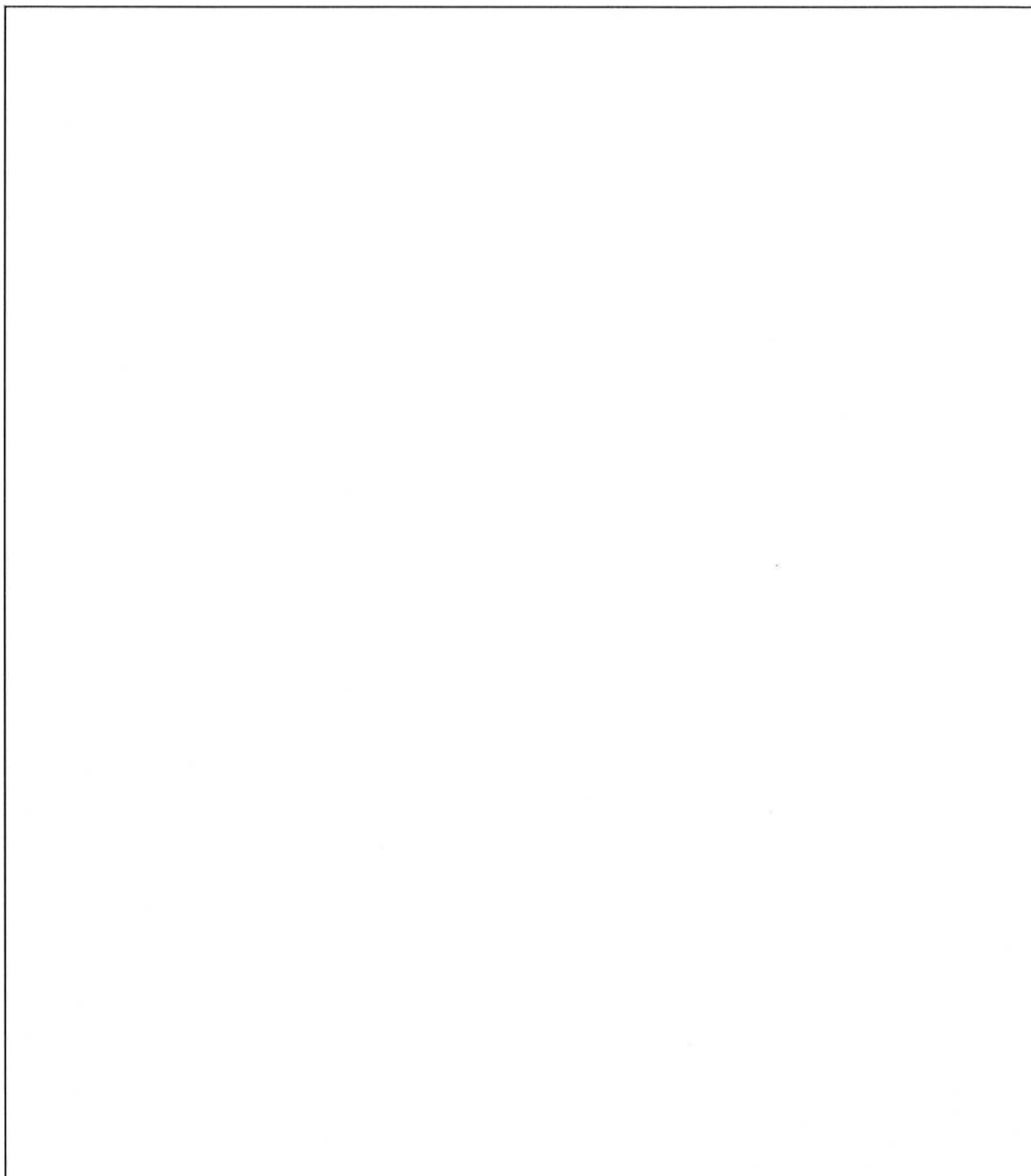
添説建 2-X V. 2-2 図 防護ネット設置範囲平面図 (第 2 廃棄物処理所)

3. 防護ネット仕様

3.1. 防護ネット標準図

防護ネットの標準図を添説建 2-X V. 3. 1-1 図に示す。

防護ネットは、金網及び付属物からなる。



添説建 2-X V. 3. 1-1 図 防護ネット標準図(第 1 廃棄物処理所)

3.2. 防護ネット各部の標準仕様

防護ネット各部の仕様を添説建 2-XV.3.2-1 表及び添説建 2-XV.3.2-2 表、添説建 2-XV.3.2-1 図及び添説建 2-XV.3.2-2 図に示す。

添説建 2-XV.3.2-1 表 防護ネット仕様（金網）

	項目	第1 廃棄物処理所	第2 廃棄物処理所
金網	線材材質		
	線材引張強度		
	線材破断伸び		
	目合い		
	線径		
	全体サイズ		



金網の線径を d
 金網の網目の目合い寸法を S とする。

添説建 2-XV.3.2-1 図 金網線径と目合い寸法

添説建 2-X V. 3. 2-2 表 防護ネット仕様 (付属物)

	項目	第 1 廃棄物処理所	第 2 廃棄物処理所
ワイヤーロープ	素線材質		
	縦弾性係数		
	径、断面積、破断荷重		
クランプ	規格、材質		
	定着効率		
ターンバックル	規格、材質		
	破断荷重、ねじの呼び		
シャックル	規格、材質		
	使用荷重、ピン径		
強力長シャックル	規格、材質		
	使用荷重、ピン径		
接合コイル	線材材質		
	線径、内径、コイル長さ		
結束線	線材材質		
	線径、重ね		



添説建 2-X V. 3. 2-2 図 付属物取り付け図

4. 評価方法

(1) 設計方針

耐震重要度分類第2類の設備である防護ネットの建物構造への取付点である固定部の設計にあたっては、I. 耐震設計の基本方針に従い、局部震度法による水平地震力と常時作用している固定荷重の組み合わせに対し、弾性範囲にとどまる設計を行うものとする。

(2) 設計用荷重

固定部のシャックル取合孔部に作用する設計用荷重は以下の通り。

1) 固定荷重（鉛直方向荷重）

防護ネットの単位重量 w (kN/m²) ※1 :
 防護ネットの展開長さ L_x (m) :
 防護ネットの展開直角長さ L_y (m) :
 固定部の個数 N (箇所) :
 水平方向荷重分担固定部の個数 N' (箇所) :
 固定部の孔数 n (箇所) :

※1：4次申請の建物の耐震解析においては、防護ネット自重は建物上に常時固定されている物体の重量であり、移動が可能な積載荷重ではなく、固定荷重として解析モデルに織り込まれている。

鉛直方向荷重 : $F_z = w \times L_x \times L_y / N / n$
 = kN

2) 水平地震力（水平方向荷重）

水平震度 k : 1.5※2（耐震重要度分類第2類）

※2：添付説明書一建2 加工施設の耐震性に関する説明書3. 2より

水平方向荷重 : $F_{xy} = w \times L_x \times L_y \times k / N' / n$
 = kN

3) 設計用荷重

固定荷重と水平地震力を組み合わせた設計荷重を設定する。

: $F_e = \sqrt{F_z^2 + F_{xy}^2}$
 = kN

(3) 使用材料の仕様

使用材料の仕様は以下の通り。(日本建築学会「鋼構造設計規準 — 許容応力度設計法 —」による)

1) 固定部

鋼板	:	<input type="text"/>
材質	:	
基準強度 f (N/mm ²)	:	
短期許容せん断応力度 $f/\sqrt{3}$ (N/mm ²)	:	

2) 高力ボルト

種類	:	<input type="text"/>
サイズ	:	
軸断面積 A_b (mm ²)	:	
高力ボルトの設計ボルト張力 T_o (kN)	:	
一面摩擦短期許容せん断力 Q_{sa} (kN/本)	:	

(4) 適用基準

- ・ 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)

5. 防護ネット固定部の耐震強度検討

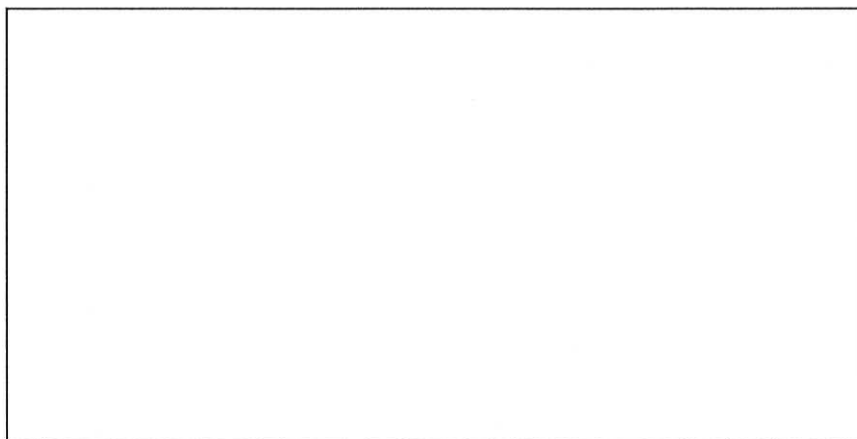
防護ネットの固定部の耐震強度検討は、第1廃棄物処理所と第2廃棄物処理所の固定部取付金物は同じタイプであり、形状寸法も類似しているため、金網の全体サイズ面積が大きく、設計荷重も大きい第1廃棄物処理所にて行うものとし、第2廃棄物処理所については、検討結果を一覧表の形式にて示すものとする。

以下に第1廃棄物処理所の検討結果を示す。

5.1. 第1廃棄物処理所の検討

(1) 孔部端抜けの検討

固定部のシャックルが取り合う孔部の端抜けの検討を行う。



端抜け検討位置

設計用荷重 F_e (kN) :

端抜けライン長さ L_s (mm) :

固定部板厚 t (mm) :

短期許容端抜け抵抗力 Q_s

$$Q_s = L_s \times t \times f / \sqrt{3}$$

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

地震時端抜け検定比 R_{e1}

$$R_{e1} = \frac{F_e}{Q_s} = \text{}$$

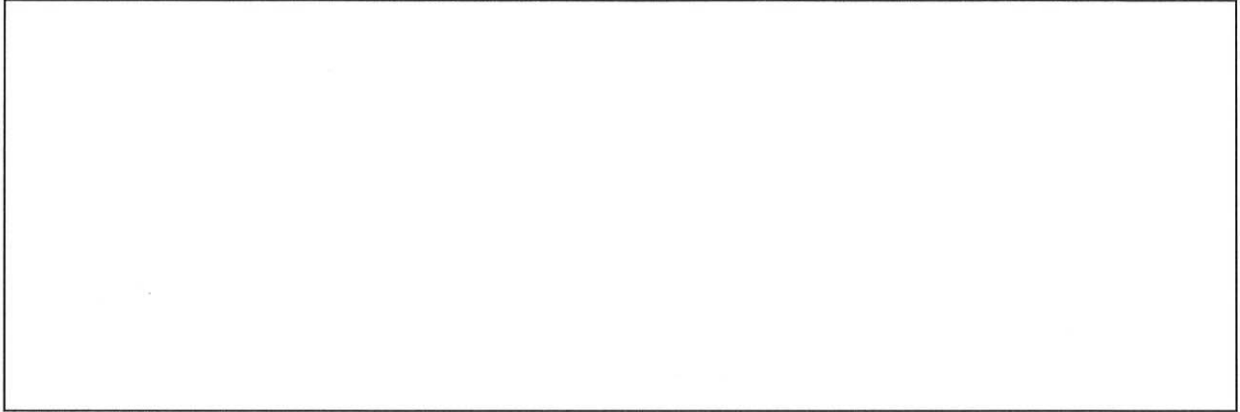
検定比より、実力は弾性範囲内であることが確認できた。

(2) ガセット部の検討

固定部のガセット部の検討を行う。

(a) ガセット部の仕様

ガセット部の諸寸法は下図の通り。



ガセットプレート平面図

A 部板組図

(b) ガセットプレート板曲げの検討

シャックルから伝達される鉛直荷重に対してガセットプレートの板曲げの検討を行う。

板曲げ検討にあたっては、リブプレート位置からの片持ち梁モデルにて行う。



板曲げ片持ち梁モデル

板曲げモーメント M_{e2}

$$M_{e2} = F_z \times \ell_2 = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

板曲げ有効幅部の断面係数 Z_2

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times a \times t^2 = \boxed{}$$
$$= \boxed{} \text{ mm}^3$$

板曲げ有効幅部の短期許容曲げモーメント M_{ea}

$$M_{ea} = Z_2 \times f = \boxed{} \\ = \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

板曲げモーメントに対する検定比 R_{e2}

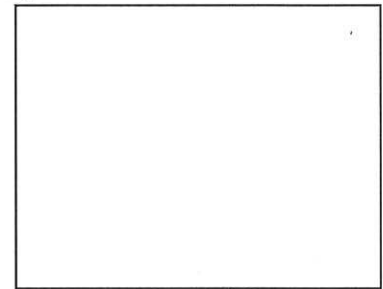
$$R_{e2} = \frac{M_{e2}}{M_{ea}} = \boxed{}$$

(c) ガセット部に作用する地震時荷重の集約

以降のガセット部の検討においては、2つのシャックル取合孔に作用する荷重を水平方向力、鉛直方向力のそれぞれ合力荷重にて集約して検討する。

$$\text{水平方向荷重 } F_{eh} = w \times L_x \times L_y \times k / N' \\ = \boxed{} \text{ kN}$$

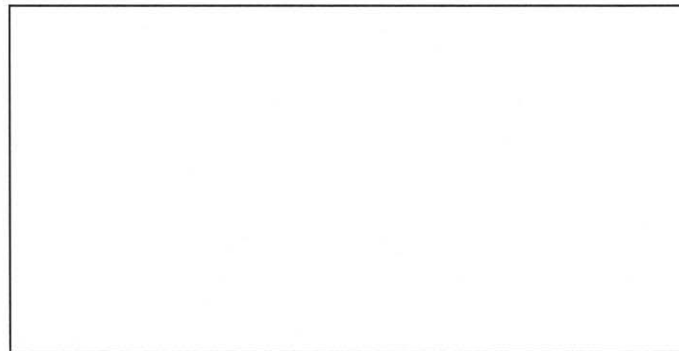
$$\text{鉛直方向荷重 } F_{ev} = w \times L_x \times L_y / N \\ = \boxed{} \text{ kN}$$



ガセットに作用する水平力

(d) ガセットプレートの水平方向荷重に対する検討

ガセットプレートに作用する水平方向荷重に対しては、ガセットプレートのせん断力にてベースプレートまで伝達する。



断面積算定位置

ガセットプレート断面積 A_g

$$A_g = \boxed{} \text{ mm}^2$$

地震時水平方向荷重によるせん断力 Q_{e3}

$$Q_{e3} = F_{eh} / 2 = \boxed{} \\ = \boxed{} \text{ N}$$

ガセットプレートの短期許容せん断力 Q_{ea}

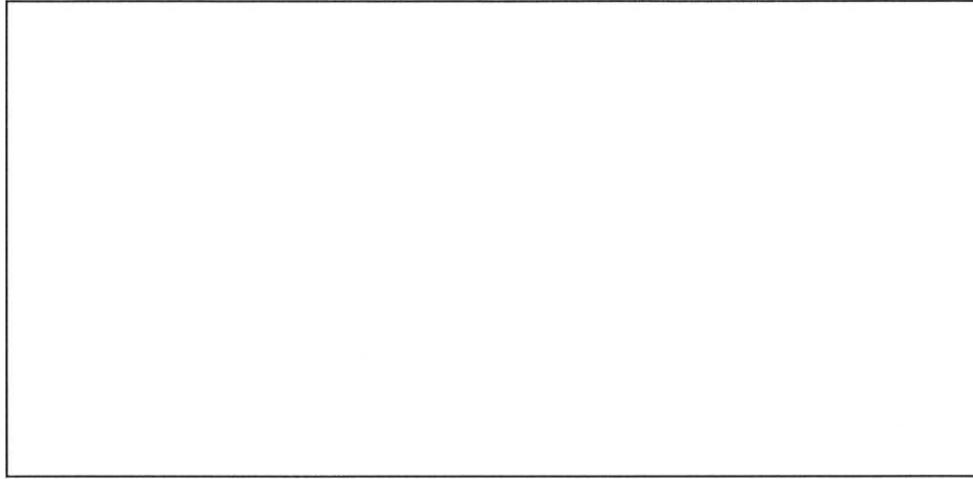
$$Q_{ea} = A_g \times f / \sqrt{3} = \boxed{} \\ = \boxed{} \text{ N}$$

ガセットプレートの水平荷重に対する検定比 R_{e3}

$$R_{e3} = \frac{Q_{e3}}{Q_{ea}} = \boxed{}$$

(e) ガセットプレートの鉛直方向荷重に対する検討

ガセットプレートの鉛直方向荷重に対しては、リブプレートとガセットプレートで構成された片持ち梁で負担する。



ガセットプレート片持ち梁モデル

片持ち梁の固定端モーメント M_{e4}

$$M_{e4} = F_{ev} \times \ell_4 = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

片持ち梁の断面係数 Z_4 : $\boxed{} \text{ mm}^3$

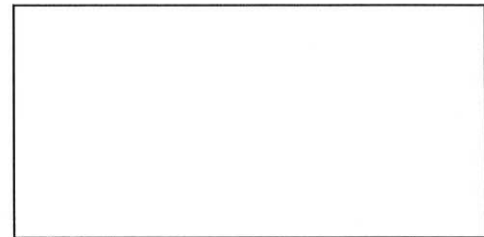
片持ち梁の短期許容曲げモーメント M_{ea}

$$M_{ea} = Z_4 \times f = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

片持ち梁の固定端モーメントに対する検定比 R_{e4}

$$R_{e4} = \frac{M_{e4}}{M_{ea}} = \boxed{}$$



※1：フランジ有効幅
道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編
(日本道路協会)より

(f) 片持ち梁固定端モーメントに対する検討

片持ち梁固定端モーメントに対しては、ガセットプレートとフランジリブプレートによる偶力モーメントに置き換えて検討する。



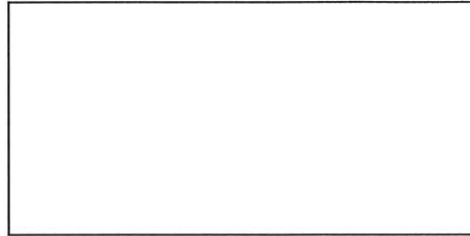
偶力モーメント図

片持ち梁固定端モーメントによる偶力 H_e

$$H_e = M_{e4} / \ell_5 = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}$$

偶力 H_e に対し、フランジリブプレートが梁として抵抗する。フランジリブプレート梁は両端固定梁モデルとして検討する。



フランジリブプレート両端固定梁モデル

偶力 H_e によりフランジリブプレートに発生する曲げモーメント M_{e5}

$$M_{e5} = \frac{1}{8} \times H_e \times \ell_5' = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

フランジリブプレートの断面係数 Z_5

$$Z_5 = \boxed{} \text{ mm}^3$$

フランジリブプレートの短期許容曲げモーメント M_{ea}

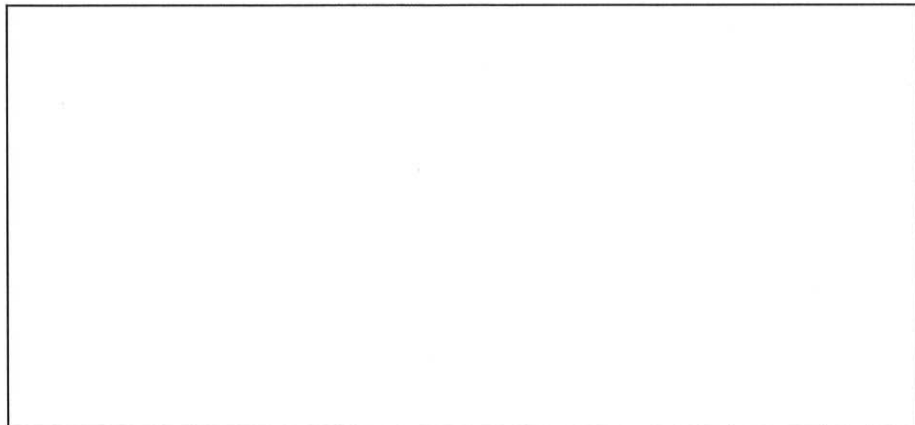
$$M_{ea} = Z_5 \times f = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

片持ち梁固定端モーメントによる偶力に対する検定比 R_{e5}'

$$R_{e5}' = \frac{M_{e5}}{M_{ea}} = \boxed{}$$

ここで、フランジプレート、ウェブプレート、ガセットプレートで構成された梁の作用による曲げモーメントを考慮する。



両端固定梁モデル

梁には、リブプレートから伝達する F_{ev} が作用する。これに対して両端固定端モデルにて検討する。

F_{ev} により梁に発生する曲げモーメント M_{e5}'

$$M_{e5}' = \frac{1}{8} \times F_{ev} \times \ell_5' = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

梁の断面係数 Z_5'

$$Z_5' = \boxed{} \text{ mm}^3$$

梁の短期許容曲げモーメント M_{ea}'

$$M_{ea}' = Z_5' \times f = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

梁作用による曲げモーメントに対する検定比 R_{e5}''

$$R_{e5}'' = \frac{M_{e5}'}{M_{ea}'} = \boxed{}$$

片持ち梁固定端モーメント及び梁作用曲げモーメントに対する検定比 R_{e5}

$$R_{e5} = R_{e5}' + R_{e5}'' = \boxed{}$$

(3) 高力ボルトの検討

ガセット部の高力ボルトに対しては、水平方向荷重によるせん断力と鉛直方向荷重によるせん断力にて検討を行う。

高力ボルト本数 n_b (本) : 3

水平方向荷重により接合面に作用するせん断力 F_{ehs}

$$F_{ehs} = \frac{F_{eh}}{\sqrt{2}} = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}$$

鉛直方向荷重により接合面に作用するせん断力 F_{evs}

$$F_{evs} = \frac{F_{ev}}{2} = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}$$

高力ボルト接合面に作用するせん断力 F_{es}

$$F_{es} = \sqrt{F_{ehs}^2 + F_{evs}^2} = \boxed{}$$

$$= 2,834 \text{ N}$$

高力ボルト接合面の短期許容せん断力 F_{esa}

$$F_{esa} = Q_{sa} \times n_b = \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ N}$$

高力ボルト接合面に作用するせん断力に対する検定比 R_{e6}

$$R_{e6} = \frac{F_{es}}{F_{esa}} = \boxed{}$$



(4) 固定部の最大検討比

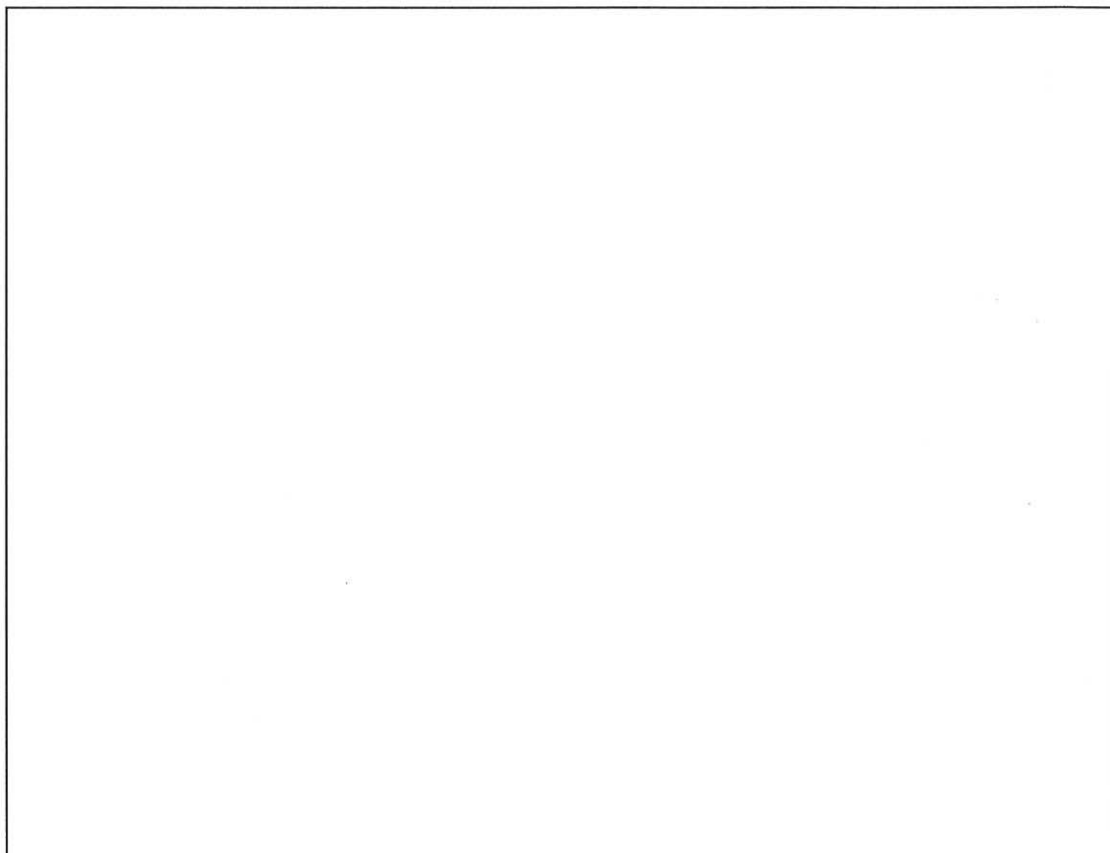
防護ネット固定部の最大検定比 K

$$K = \max(R_{e1}, R_{e2}, R_{e3}, R_{e4}, R_{e5}, R_{e6})$$

$$= \max(\text{ })$$

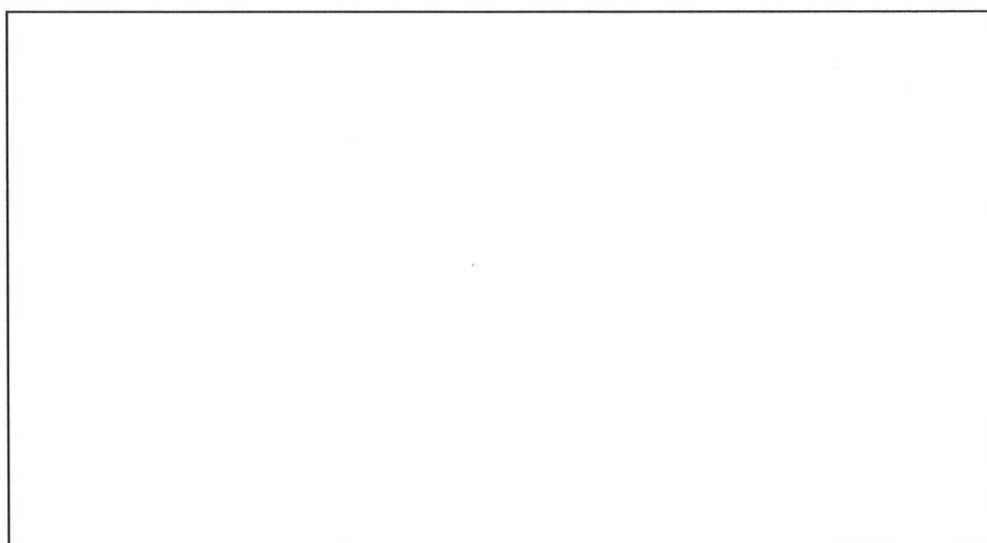
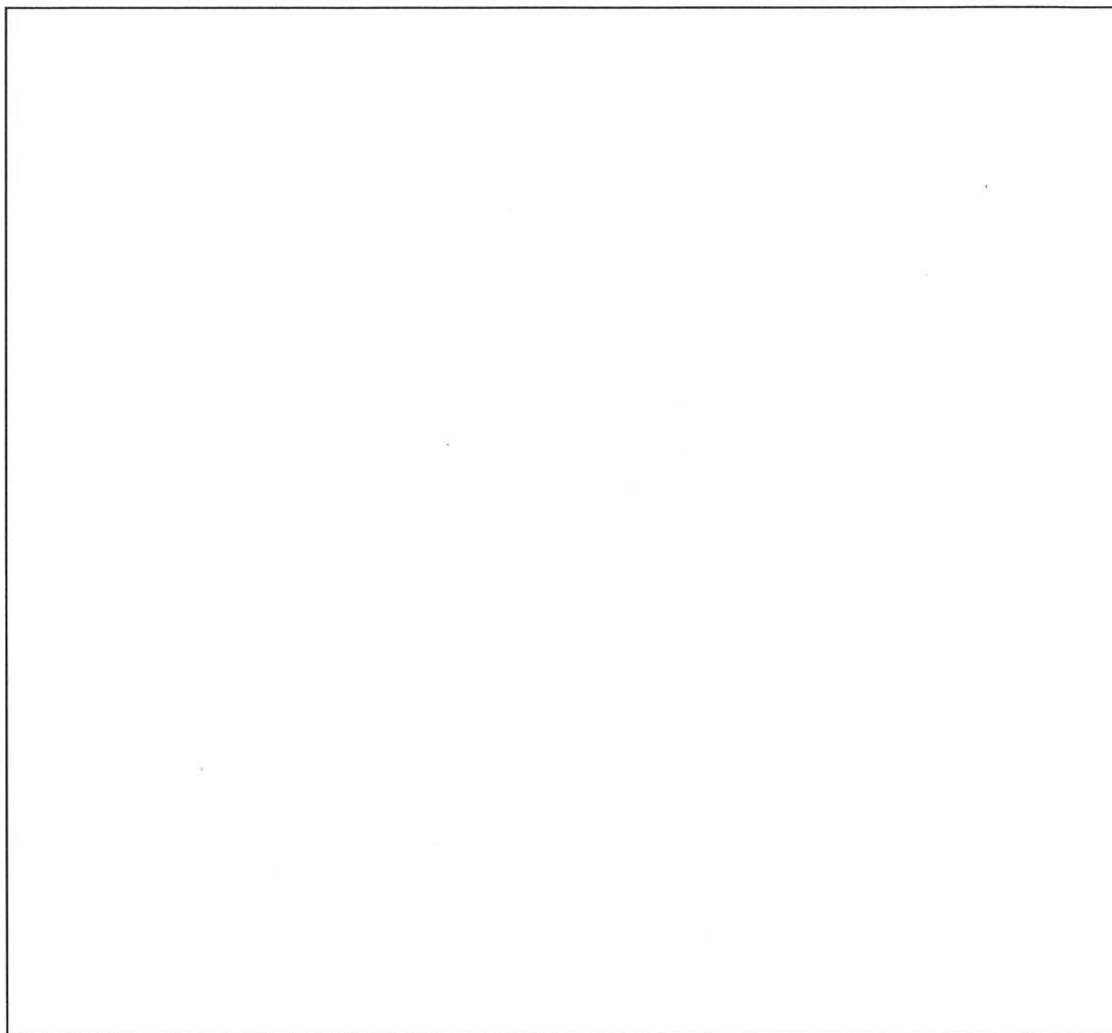
$$= \text{ }$$

第1廃棄物処理所の防護ネット固定部詳細図を添説建2-XV.5.1-1図に示す。



添説建2-XV.5.1-1図 防護ネット固定部詳細図

第2 廃棄物処理所の防護ネット固定部詳細図を添説建 2-X V. 5. 1-2 図に示す。



添説建 2-X V. 5. 1-2 図 防護ネット固定部詳細図

5.2. 評価結果一覧

第1廃棄物処理所及び第2廃棄物処理所に設置する防護ネット取付金物の耐震強度評価結果（検定比）を添説建2-XV.5.2-1表に総括する。

添説建2-XV.5.2-1表 取付金物の耐震強度評価結果（検定比）一覧

各部検定比	第1廃棄物処理所	第2廃棄物処理所
取付金物サイズ B×D		
端抜け R_{e1}		
板曲げ R_{e2}		
せん断力伝達 R_{e3}		
片持ち梁固定端 R_{e4}		
梁作用 R_{e5}		
高力ボルト R_{e6}		
最大検定比 K		

以上より、水平地震力作用時に固定金物は健全であり、弾性範囲内にあることが確認できた。

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

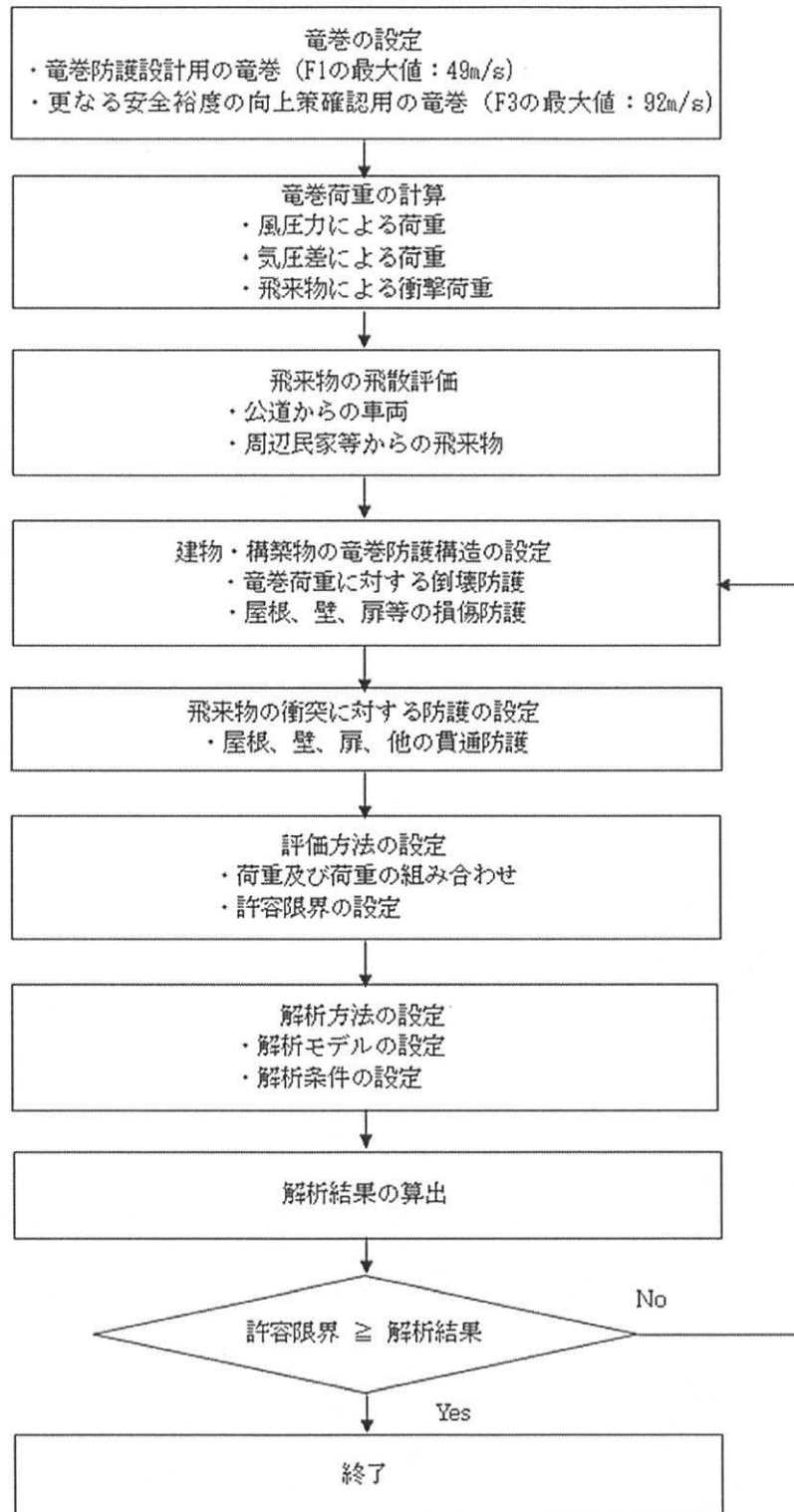
1. 竜巻防護設計の方針

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」（以下「竜巻ガイド」と略記）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、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 : $V_T = 0.15 \times V_D$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速 : $V_m = V_D - V_T$ (m/s)
- ・ 竜巻の最大接線風速が生じる位置での半径 : $R_m = 30$ (m)
- ・ 竜巻の最大気圧低下量 : $\Delta P_{max} = \rho \times V_m^2$ (Pa)

ここで、 ρ は空気密度 (=1.22kg/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。

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

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。

$$q = 1 / 2 \times \rho \times V_D^2$$

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。(各係数の値は事業許可と同じ)

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 : 風向に直交する方向の建物寸法

添説建 3- I. 2. 2-2 表 風力係数 C_R (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 R_b	風力係数 (外圧係数)
$R_b \leq 0. 50B$	-1. 20
$0. 50B < R_b \leq 1. 50B$	-0. 60
$R_b > 1. 50B$	-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。

$$W_{T1} = W_p$$

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

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。

(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。

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

$$W_{T2} = (C_{wU} \times q \times A_U - C_{wL} \times q \times A_L) + 1 / 2 \times w_p \times A_L$$

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) 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。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_r} = C_R \times q + 1 / 2 \times W_p$$

【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 $W_{T1}=W_p$ も含めて、評価すべき荷重は次のとおり算出される。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。

$$W_{T1} = W_p$$

$$W_{T2_w} = \begin{cases} C_{wU} \times q + 1 / 2 \times W_p & (C_{wU} + C_{wL}) \times q \geq -W_p \text{ の場合} \\ C_{wL} \times q + 1 / 2 \times W_p & (C_{wU} + C_{wL}) \times q < -W_p \text{ の場合} \end{cases}$$

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、シャッター等の局部評価

竜巻荷重に対して、屋根、壁、扉、シャッター等の局所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、本資料もこれに準じることとする。

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

(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。

$$x_c = \alpha_c \times \sqrt{4 \times K \times N \times D \times (V / 1000 \times D)^{1.8}} \quad (1)$$

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 $20.6 \text{ N/mm}^2 = 2987.8 \text{ (psi)}$

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)

$$t_p = \alpha_p \times D \times \{2.2 \times (x_c / \alpha_c / D) - 0.3 \times (x_c / \alpha_c / D)^2\} \quad (2)$$

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)

(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 (3) により求める。

$$T^{3/2} = 0.5 \times M \times V^2 / (17400 \times K^2 \times D^{3/2}) \quad (3)$$

T : 鋼板の貫通限界厚さ (in)

M : 飛来物質量 ($\text{lb} \cdot \text{s}^2 / \text{ft}$)

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、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、扉等の局部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、次の関係規準に準拠する。

- ・ 原子力発電所の竜巻影響評価ガイド（原子力規制委員会）
- ・ 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）
- ・ 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）
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）
- ・ 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）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）
- ・ 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）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説（日本建築学会）

II. シリンダ洗浄棟 竜巻防護設計計算書

1. シリンダ洗浄棟の概要

1.1. 位置

シリンダ洗浄棟の設置位置を図イ建-1-1「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、最も近い民家や公道から約 176m 以上離れている。

1.2. 建物の概要

シリンダ洗浄棟は、建物本体と前室で構成されている。

建物本体は地上 2 階、地下 1 階建て（一部 2 層吹き抜け）の鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC 造）、一部鉄筋コンクリート造（RC 造）、鉄骨造（S 造）であり、平面形状は、約 19.5m×21.0m、高さ約 8.6m の整形な建物である。

前室は平屋建ての鉄骨造（S 造）であり、平面形状は、約 6.5m×6.5m、高さ約 6.0m の整形な建物である。

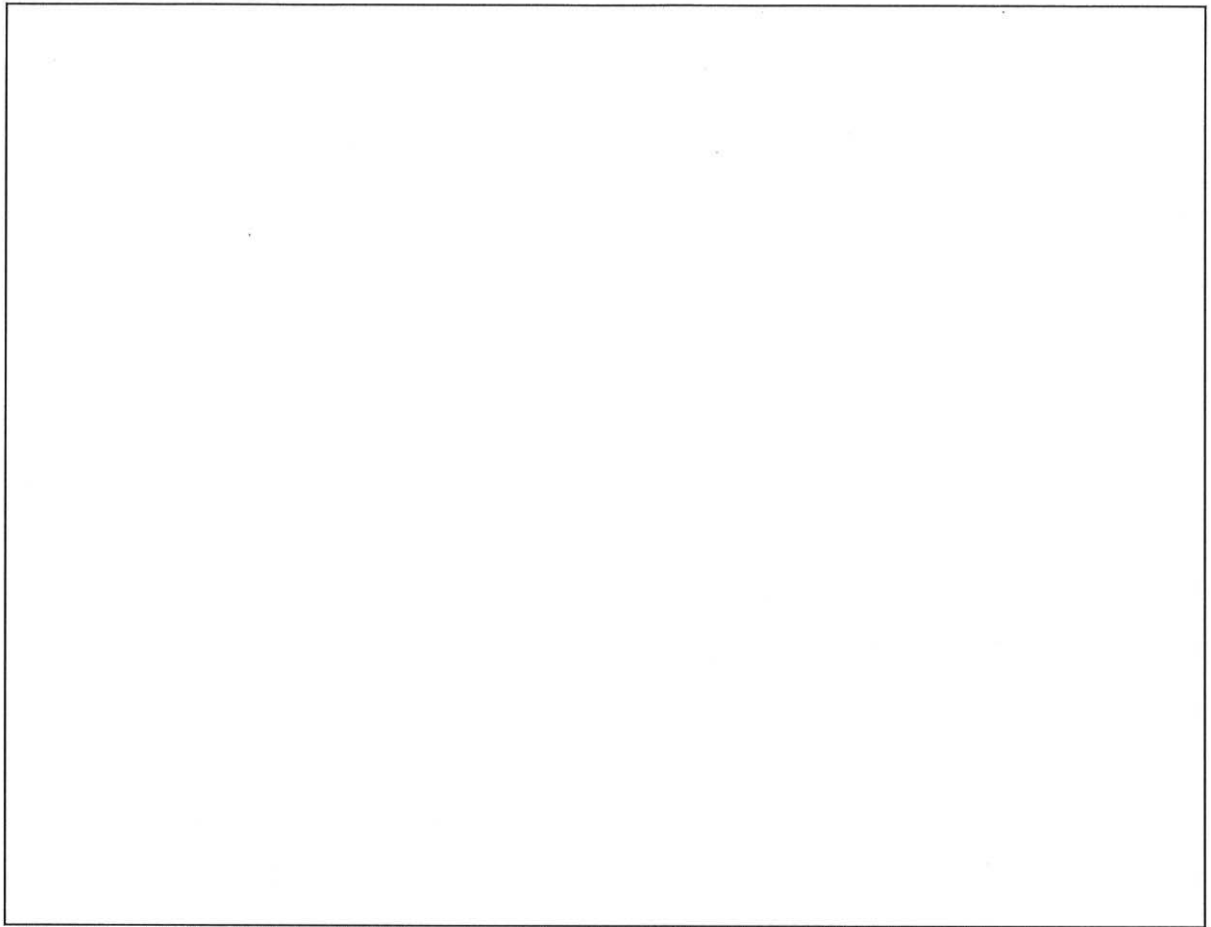
開口部としては鉄扉、シャッターを設置している。

本建物の屋根伏図、立面図、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。

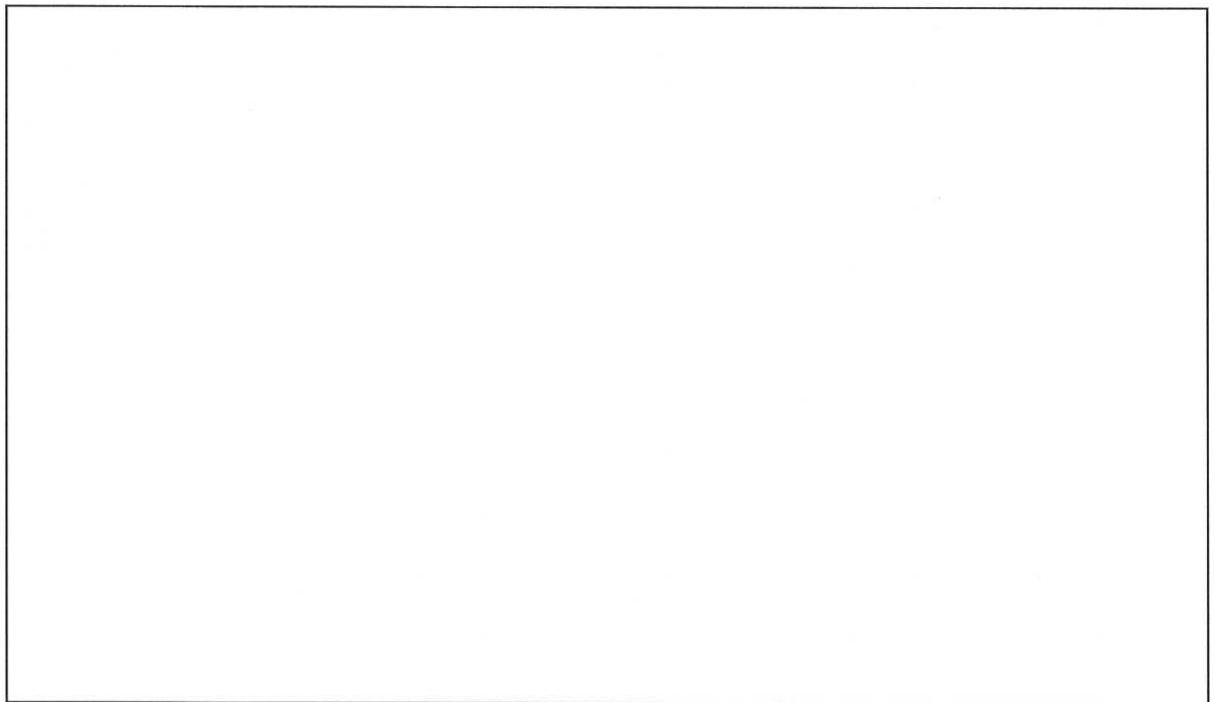


注) 図に示す※の番号は「添説建 3-Ⅱ.1.4-1 表 竜巻に対する補強部位」と対応する。
添説建 3-Ⅱ.1.2-1 図 屋根伏図



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 立面図



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 断面図

1.3. 設計方針

竜巻防護設計の方針に従い、竜巻は風速を藤田スケール F1 の最大風速 49m/s とし、構造強度評価「建物に作用する竜巻荷重と保有水平耐力との比較」、局部評価「屋根、壁、鉄扉等に作用する荷重と強度との比較」を実施する。なお、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想定される飛来物とする。

また、更なる安全裕度の向上策の確認として、F3 防護区画である建物本体について 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-Ⅱ.1.3-1 図に示す。

1.4. 補強内容

本建物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	建物本体屋根	—	—
	前室屋根	—	— 注1
	建物本体壁	—	—
	前室壁 ※1	○	—
	建物本体鉄扉 ※2	○	○ 注2
	前室鉄扉 ※2	○	— 注2
	建物本体シャッター ※3	○	○ 注2
前室シャッター ※4	○	—	

○：補強あり —：補強なし

※1：既設壁を撤去し、サイディング壁に交換することで補強

※2：既設鉄扉の補強

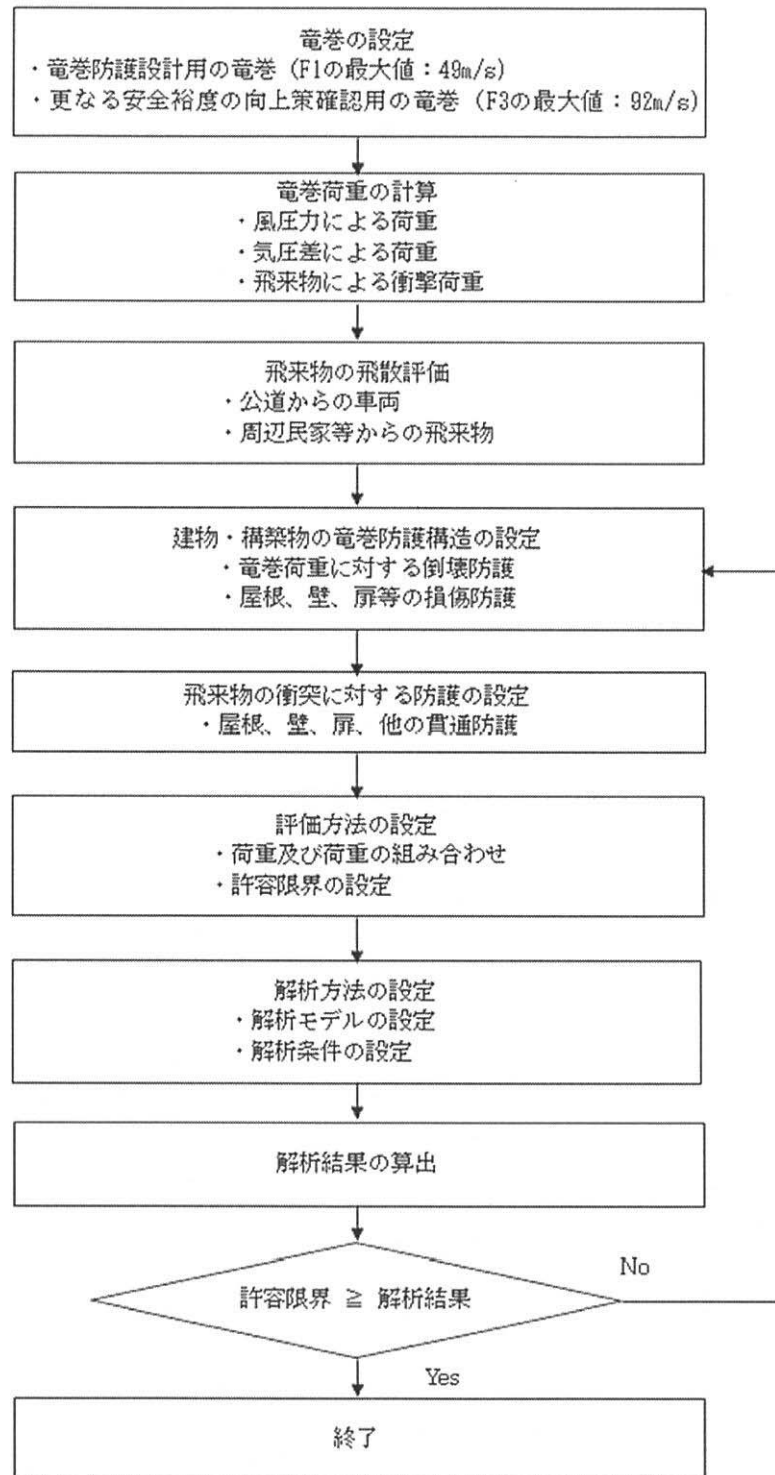
※3：既設シャッターを撤去し、鉄扉を新設

※4：既設シャッターに補強バーの追設で補強

なお、竜巻防護ライン上の換気扇 or ガラリ、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：F3 竜巻に耐えることができないが、内部に飛散物は無く、かつ飛来物の飛来方向に対して建物の背面に位置するため飛散防止用防護ネットは設置しない。

注2：飛来物の飛来方向に対して建物の背面に位置する鉄扉の飛来物衝撃評価は不要である。



添説建 3-Ⅱ. 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」と「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、シリンダ洗浄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} 、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。

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

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

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

速度圧、気圧差による荷重の計算式と各パラメータを下記に示す。

$$q = 1 / 2 \times \rho \times V_D^2$$

$$w_p = \rho \times V_m^2$$

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

壁等の風力係数を添説建 3-Ⅱ.2.1-1 表に示す。風下側の風力係数 C_{WL} は、風向方向の建物寸法 D と風向に直交する方向の建物寸法 B の比で整理されるが、保守的に絶対値が大きい-0.5 を用いて評価する。

添説建 3-Ⅱ.2.1-1 表 壁等の風力係数 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 : 風向に直交する方向の建物寸法

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

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_w} = \begin{cases} C_{WU} \times q + 1 / 2 \times w_p & (C_{WU} + C_{WL}) \times q \geq -w_p \text{ の場合} \\ C_{WL} \times q + 1 / 2 \times w_p & (C_{WU} + C_{WL}) \times q < -w_p \text{ の場合} \end{cases}$$

2) 屋根

$$w_{T1} = w_p$$

$$w_{T2_r} = C_R \times q + 1 / 2 \times w_p$$

(2) 風力係数

壁、鉄扉、シャッタの風力係数は添説建 3-Ⅱ.2.1-1 表に示す通りである。なお、風下側は、保守的に絶対値が大きい-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 表に示す。屋根に作用する荷重は、風上側の屋根端部からの距離 R_b で整理されるが、保守的に絶対値が大きい-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 : 風上側の屋根端部からの距離

B : 風向に直交する方向の建物寸法

3. 建物健全性の評価結果

3.1. 建物の構造強度評価

建物に作用する水平方向の竜巻荷重と保有水平耐力を比較することで構造強度評価を行う。保有水平耐力は、「添付説明書ー建 2 II. シリンダ洗浄棟 耐震計算書」の X 方向、Y 方向それぞれについて正負加力 2 ケースのうち小さい方の値を用いる。

保有水平耐力と竜巻荷重の比較結果を添説建 3ーII. 3.1ー1 表に示す。評価の結果、保有水平耐力は F1 竜巻荷重を上回っており、F1 竜巻荷重に対して建物は健全である。

添説建 3ーII. 3.1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 (南北方向)				○
Y 方向 (東西方向)				○

※1：添付説明書ー建 3ーII 付録 2 参照

3.2. 屋根、壁、鉄扉、シャッタの局部評価

短期許容荷重と竜巻荷重とを比較した局部評価結果を添説建 3-Ⅱ.3.2-1 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 竜巻荷重に対して健全である。

添説建 3-Ⅱ.3.2-1 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
建物本体屋根 (RC 屋根)				○
前室屋根 (ALC 屋根)				○
建物本体壁 (RC 壁)				○
前室壁 (サイディング壁)				○
建物本体鉄扉				○
前室鉄扉				○
シャッタ				○

※1：添付説明書-建 3-Ⅱ付録 5 参照

(ただし、建物本体の屋根については、F1 竜巻荷重が屋根固定荷重 (N/m²) 以下であり、浮き上がり力は生じないことから検討を省略する)

※2：添付説明書-建 3-Ⅸ. 工場棟及び付属建物鉄扉説明書 参照

※3：メーカー仕様による

※4：添付説明書-建 3-Ⅱ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。